

PUBLICADO EN LA GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO EL 7 DE JULIO DE 2020

SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

M. EN I. JESÚS ANTONIO ESTEVA MEDINA, Secretario de Obras y Servicios de la Ciudad de México, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 1 y 33 de la Constitución Política de la Ciudad de México; 1º, 11, fracción I, 12, 16, fracción XIII, 18, 20, fracción IX, y 38, fracciones VII y XI de la Ley Orgánica del Poder Ejecutivo y de la Administración Pública de la Ciudad de México; 1, 2, fracciones I y XI, 3 fracción XIV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 1º, 7º, fracción XIII del Reglamento Interior del Poder Ejecutivo y de la Administración Pública de la Ciudad de México, y 11 de la Ley de Procedimiento Administrativo de la Ciudad de México, y,

C O N S I D E R A N D O

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, son las disposiciones técnicas que fijan los requisitos técnicos mínimos para el diseño y construcción de todo tipo de edificaciones con las especificaciones y excepciones que en ellas se indican, para asegurar el buen funcionamiento, accesibilidad, habitabilidad, higiene, servicios y acondicionamiento ambiental, de la comunicación, evaluación y prevención de emergencias, seguridad de emergencias, de la integración al contexto e imagen urbana, de las instalaciones, de la seguridad estructural de las construcciones de la Ciudad de México.

En términos de lo dispuesto en el artículo 3, fracción XIV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la Administración Pública de la Ciudad de México podrá modificar cuando considere necesario las Normas Técnicas Complementarias, con el objeto de renovar y adecuar su contenido conforme al avance científico y tecnológico en cada especialidad para la correcta observancia y aplicación de las mismas.

Con fecha 15 de diciembre de 2017, fueron publicadas en la entonces Gaceta Oficial del Distrito Federal, el –Acuerdo por el que Actualizan las Normas Técnicas Complementarias que se indicanl correspondiendo a las de: 1) Diseño y Construcción de Cimentaciones; 2) Diseño por Sismo; 3) Diseño por Viento; 4) Diseño y Construcción de Estructuras de Acero; 5) Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; 6) Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; 7) Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 8) Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Que los Comentarios de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal son un instrumento técnico de ayuda para dar claridad, congruencia y certeza técnica a las disposiciones contenidas en las Normas, así como para la correcta interpretación y aplicación de las mismas, ya que contienen explicaciones para el buen uso de las especificaciones, por lo que para lograr tal finalidad es fundamental publicarlos y considerarlos de manera conjunta con las Normas Técnicas Complementarias.

Por lo anterior, se tiene a bien expedir el:

ACUERDO POR EL QUE SE ACTUALIZAN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON COMENTARIOS.

PRIMERO. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, se actualizan con el objeto de renovar y adecuar su contenido adicionando los Comentarios.

SEGUNDO. Publíquese el contenido de las Normas Técnicas Complementarias señaladas en el punto anterior, mismas que forman parte de este Acuerdo, para quedar como sigue:

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON COMENTARIOS**ÍNDICE****NOTACIÓN****1. CONSIDERACIONES GENERALES**

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades
- 1.3 Disposiciones complementarias
- 1.4 Materiales
 - 1.4.1 Acero estructural
 - 1.4.1.1 Perfiles pesados, laminados o formados por placas soldadas
 - 1.4.2 Remaches
 - 1.4.3 Tornillos, tuercas y roldanas
 - 1.4.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura
 - 1.4.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta
 - 1.4.6 Identificación
 - 1.4.7 Acero estructural no identificado
- 1.5 Especificaciones y dibujos de diseño
- 1.6 Criterios de diseño
- 1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis
 - 1.7.1 Integridad estructural
 - 1.7.2 Sistemas estructurales
 - 1.7.2.1 Estructuras tipo 1
 - 1.7.2.2 Estructuras tipo 2
 - 1.7.2.3 Estructuras tipo 3
- 1.8 Estructuras regulares o irregulares

2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

- 2.1 Disposiciones generales
- 2.2 Rigidez lateral
 - 2.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional (contraventeadas)
 - 2.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia (no contraventeadas)
- 2.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto
 - 2.3.1 Relaciones de esbeltez
 - 2.3.2 Relaciones de esbeltez máximas
 - 2.3.3 Determinación del factor de longitud efectiva K
- 2.4 Métodos de análisis y diseño
- 2.5 Método directo de análisis y diseño
 - 2.5.1 Cálculo de las acciones de diseño
 - 2.5.2 Requisitos generales para el análisis
 - 2.5.2.1 Imperfecciones iniciales
 - 2.5.2.2 Ajustes de las rigideces
 - 2.5.3 Cálculo de resistencias de diseño
- 2.6 Método de la longitud efectiva
 - 2.6.1 Limitaciones
 - 2.6.2 Cálculo de las acciones de diseño
 - 2.6.3 Resistencias de diseño
- 2.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden
 - 2.7.1 Limitaciones
 - 2.7.2 Determinación de las acciones de diseño
 - 2.7.3 Determinación del coeficiente C_m
 - 2.7.3.1 Miembros flexocomprimidos sobre los que no obran cargas aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos
 - 2.7.3.2 Miembros flexocomprimidos con cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos

3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

- 3.1 Áreas de las secciones transversales
 - 3.1.1 Generalidades
 - 3.1.2 Área neta de miembros en tensión
 - 3.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión

- 3.1.4 Placas de unión
- 3.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local
 - 3.2.1 Clasificación de las secciones
 - 3.2.1.1 Miembros en compresión axial
 - 3.2.1.2 Miembros en flexión
 - 3.2.2 Relaciones ancho/grueso máximas
 - 3.2.3 Ancho
 - 3.2.3.1 Elementos planos no atiesados
 - 3.2.3.2 Elementos planos atiesados
 - 3.2.4 Grueso
 - 3.2.5 Secciones tipo 4 (esbeltas) en elementos planos
 - 3.2.5.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente
 - 3.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente
 - 3.2.6 Secciones circulares huecas

4. MIEMBROS EN TENSION

- 4.1 Estados límite
- 4.2 Resistencia de diseño
- 4.3 Miembros armados
 - 4.3.1 Separación entre elementos de unión
 - 4.3.2 Elementos de unión entre piezas principales
- 4.4 Relaciones de esbeltez

5. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

- 5.1 Estados límite
- 5.2 Resistencia de diseño
 - 5.2.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos
 - 5.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión de miembros sin elementos esbeltos
 - 5.2.2.1 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría
 - 5.2.2.2 Columnas de sección transversal con un eje de simetría
 - 5.2.2.3 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría
 - 5.2.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos
 - 5.2.4 Estados límite de pandeo local en columnas tubulares de sección transversal circular
- 5.3 Miembros armados por varios perfiles
 - 5.3.1 Separación entre tornillos o soldaduras
 - 5.3.2 Relaciones de esbeltez
 - 5.3.3 Elementos para armar los miembros
 - 5.3.3.1 Placas de unión perforadas
 - 5.3.3.2 Celosías
 - 5.3.4 Elementos perpendiculares a los principales

6. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

- 6.1 Estados límite
- 6.2 Consideraciones generales y resistencias nominales
 - 6.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b
 - 6.2.1.1 Método de los cuatro momentos
 - 6.2.1.2 Método alterno
- 6.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia
 - 6.3.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$
 - 6.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$
- 6.4 Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia
 - 6.4.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$
 - 6.4.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$
 - 6.4.3 Pandeo local del patín comprimido

- 6.5 Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 6.6 Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia
 - 6.6.1 Fluencia
 - 6.6.2 Pandeo local del patín comprimido
- 6.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas
 - 6.7.1 Fluencia
 - 6.7.2 Pandeo local del patín comprimido
 - 6.7.3 Pandeo local del alma
- 6.8 Miembros de sección tubular circular
 - 6.8.1 Fluencia
 - 6.8.2 Pandeo local
- 6.9 Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría
 - 6.9.1 Fluencia
 - 6.9.2 Pandeo lateral por flexotorsión
 - 6.9.3 Pandeo local del patín de secciones T
 - 6.9.4 Pandeo local del alma de secciones T en compresión por flexión
- 6.10 Ángulos sencillos
 - 6.10.1 Fluencia
 - 6.10.2 Pandeo lateral por flexotorsión
 - 6.10.3 Pandeo local de un ala
- 6.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza
 - 6.11.1 Fluencia
 - 6.11.2 Pandeo lateral por flexotorsión
- 6.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría
 - 6.12.1 Fluencia
 - 6.12.2 Pandeo lateral por flexotorsión
 - 6.12.3 Pandeo local
- 6.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas
 - 6.13.1 Proporciones de vigas laminadas y trabes armadas
 - 6.13.1.1 Reducción de la resistencia de miembros con agujeros en el patín de tensión
 - 6.13.1.2 Valores límite de las dimensiones de miembros de sección I o H
 - 6.13.1.3 Cubreplacas
 - 6.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles
 - 6.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos
 - 6.13.2 Dimensionamiento
 - 6.13.3 Patines
 - 6.13.4 Unión de alma y patines
 - 6.13.5 Uniones
 - 6.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas
 - 6.13.7 Refuerzo del alma
 - 6.13.8 Atiesadores transversales intermedios

7. MIEMBROS EN CORTANTE

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas
 - 7.2.1 Resistencia en cortante
 - 7.2.2 Atiesadores transversales
- 7.3 Campo de tensión diagonal
 - 7.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal
 - 7.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión
 - 7.3.3 Atiesadores transversales
- 7.4 Ángulos sencillos
- 7.5 Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas
- 7.6 Tubos HSS de sección circular
- 7.7 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia

7.8 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

8. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

8.1 Miembros en flexocompresión

8.1.1 Estados límite

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

8.1.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

8.1.3.1 Revisión de las secciones extremas

8.1.3.2 Revisión de la columna completa

8.1.3.3 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

8.1.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

8.1.4.1 Revisión de las secciones extremas

8.1.4.2 Revisión de la columna completa

8.1.5 Ecuaciones de interacción alternas

8.2 Miembros en flexotensión

8.2.1 Dimensionamiento

8.3 Miembros en flexión y cortante combinados

9. MIEMBROS COMPUESTOS

9.1 Consideraciones generales

9.1.1 Limitaciones de los materiales

9.1.2 Miembros compuestos durante la construcción

9.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas

9.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto

9.2 Columnas compuestas

9.2.1 Limitaciones

9.2.2 Resistencia en compresión

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

9.2.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto

9.2.2.3 Pandeo por torsión o flexotorsión

9.2.3 Resistencia en tensión

9.2.4 Resistencia en flexión

9.2.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos

9.2.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos

9.2.4.3 Pandeo lateral torsional

9.2.5 Resistencia en combinaciones de cargas

9.2.5.1 Flexocompresión

9.2.5.2 Flexotensión

9.2.6 Resistencia en cortante

9.2.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero

9.2.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto

9.2.7.2 Resistencia en la superficie de contacto

9.2.8 Requisitos adicionales en el detallado

9.2.9 Análisis de segundo orden

9.3 Vigas compuestas

9.3.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

9.3.2 Ancho efectivo

9.3.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

9.3.4 Losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada (-steel-deck)

9.3.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

9.3.6 Resistencia durante la construcción

9.3.7 Conectores de cortante

9.3.7.1 Materiales

9.3.7.2 Fuerza cortante horizontal

9.3.7.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

- 9.3.7.4 Resistencia de conectores de canal
- 9.3.7.5 Número de conectores
- 9.3.7.6 Colocación y espaciado de los conectores
- 9.3.8 Refuerzo de la losa
 - 9.3.8.1 Refuerzo paralelo
 - 9.3.8.2 Refuerzo transversal
- 9.3.9 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial
- 9.3.10 Resistencia en cortante
- 9.3.11 Deflexiones
 - 9.3.11.1 Vigas de acero de alma llena
 - 9.3.11.2 Armaduras y largueros de alma abierta
- 9.3.12 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones
- 9.3.13 Diafragmas compuestos y vigas colectoras
- 9.4 Casos especiales

10. CONEXIONES

- 10.1 Generalidades
 - 10.1.1 Conexiones simples
 - 10.1.2 Conexiones rígidas
 - 10.1.3 Conexiones mínimas
 - 10.1.4 Excentricidades
 - 10.1.5 Juntas en miembros en compresión
 - 10.1.6 Desgarramiento laminar (-lamellar tearing)
 - 10.1.7 Tornillos en combinación con soldadura
 - 10.1.7.1 En obras nuevas
 - 10.1.7.2 En obras ya construidas
 - 10.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes
 - 10.1.9 Empalmes en material grueso
 - 10.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras
 - 10.1.11 Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas
- 10.2 Soldaduras
 - 10.2.1 Generalidades
 - 10.2.2 Metal de aportación
 - 10.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base
 - 10.2.3 Tipos de soldaduras
 - 10.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras
 - 10.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial
 - 10.2.6 Soldaduras de filete
 - 10.2.6.1 Tamaño mínimo
 - 10.2.6.2 Tamaño máximo
 - 10.2.6.3 Longitud
 - 10.2.6.4 Soldaduras intermitentes
 - 10.2.6.5 Juntas traslapadas
 - 10.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete
 - 10.2.6.7 Soldaduras de filete en agujeros y ranuras
 - 10.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura
 - 10.2.8 Resistencia de diseño
 - 10.2.9 Combinación de soldaduras
- 10.3 Tornillos y partes roscadas
 - 10.3.1 Tornillos de alta resistencia
 - 10.3.2 Tornillos con apriete ajustado (apriete)
 - 10.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)
 - 10.3.4 Tamaños de los agujeros
 - 10.3.5 Agarres largos
 - 10.3.6 Separaciones mínimas
 - 10.3.7 Distancia mínima al borde

- 10.3.8 Separación y distancias al borde máximas
- 10.3.9 Tensión o cortante
- 10.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento
- 10.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción
 - 10.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)
 - 10.3.11.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio
- 10.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción
 - 10.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas
 - 10.3.12.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio
- 10.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos
- 10.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros
 - 10.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión
 - 10.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante
 - 10.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión
 - 10.4.4 Otros elementos de conexión
- 10.5 Placas de relleno
 - 10.5.1 Juntas atornilladas
 - 10.5.2 Juntas soldadas
- 10.6 Empalmes
 - 10.6.1 Resistencia de diseño por aplastamiento
 - 10.6.1.1 Superficies cepilladas o con un acabado semejante
 - 10.6.1.2 Rodillos o mecedoras en apoyos libres
- 10.7 Barras de anclaje e insertos
- 10.8 Almas y patines con cargas concentradas
 - 10.8.1 Bases para el diseño
 - 10.8.2 Flexión local de los patines
 - 10.8.3 Flujo plástico local del alma
 - 10.8.4 Abollamiento (cripling) local de almas
 - 10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral
 - 10.8.6 Pandeo en compresión del alma
 - 10.8.7 Resistencia en cortante del alma en conexiones rígidas
 - 10.8.8 Atiesadores
 - 10.8.9 Placas adosadas al alma
- 10.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas
 - 10.9.1 Definiciones
 - 10.9.2 Propiedades del material
 - 10.9.2.1 Juntas atornilladas
 - 10.9.2.2 Juntas soldadas
 - 10.9.3 Configuraciones de la conexión
 - 10.9.4 Condiciones de carga de diseño
 - 10.9.5 Acciones de diseño
 - 10.9.5.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo
 - 10.9.5.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo
 - 10.9.6 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)
 - 10.9.7 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales
 - 10.9.8 Revisión del alma de la columna
 - 10.9.9 Patines de las vigas
 - 10.9.10 Vigas conectadas al alma de la columna

11. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- 11.1 Disposiciones generales
- 11.2 Contraflechas
- 11.3 Expansiones y contracciones
- 11.4 Deflexiones
- 11.5 Vibraciones
- 11.6 Desplazamientos laterales

11.7 Fuego y explosiones

11.8 Durabilidad

12. ESTRUCTURAS DÚCTILES

12.1 Requisitos generales

12.1.1 Materiales

12.1.2 Miembros en flexión

12.1.2.1 Requisitos geométricos

12.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

12.1.2.3 Contraventeo lateral

12.1.3 Miembros flexocomprimidos

12.1.3.1 Requisitos geométricos

12.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

12.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

12.1.4 Uniones viga columna

12.1.4.1 Contraventeo

12.1.5 Empalmes de columnas

12.1.5.1 Ubicación

12.1.5.2 Resistencia requerida

12.1.5.3 Resistencia en cortante

12.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme

12.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica

12.1.6.1 Zonas protegidas

12.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica

12.1.7 Relaciones ancho/grueso

12.1.8 Requisitos adicionales

12.2 Marcos rígidos de acero

12.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta ($Q=4$)

12.2.1.1 Vigas

12.2.1.2 Soporte lateral de vigas

12.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas

12.2.1.4 Columnas

12.2.1.5 Uniones viga columna

12.2.1.6 Empalmes de columnas

12.2.1.7 Zonas protegidas

12.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica

12.2.1.9 Resistencia de las conexiones

12.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media ($Q=3$)

12.2.2.1 Vigas

12.2.2.2 Soporte lateral de vigas

12.2.2.3 Columnas

12.2.2.4 Uniones viga columna

12.2.2.5 Empalmes de columna

12.2.2.6 Zonas protegidas

12.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica

12.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja ($Q=2$)

12.2.3.1 Vigas

12.2.3.2 Soporte lateral de vigas

12.2.3.3 Columnas

12.2.3.4 Relaciones ancho/grueso

12.2.3.5 Uniones viga columna

12.2.3.6 Zonas protegidas

12.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica

12.2.4 Marcos rígidos con armaduras especiales (ductilidad media, $Q=3$)

12.2.4.1 Alcance

12.2.4.2 Bases de diseño

- 12.2.4.3Análisis
- 12.2.4.4Requisitos del sistema
- 12.2.4.5Miembros
- 12.2.4.6Conexiones
- 12.2.5 Marcos rígidos con armaduras ordinarias (ductilidad baja, $Q=2$)
- 12.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad media ($Q=2$)
 - 12.2.6.1 Bases de diseño
 - 12.2.6.2Requisitos del sistema
 - 12.2.6.3Miembros
 - 12.2.6.4Conexiones
- 12.2.7 Columnas en voladizo de ductilidad baja ($Q=1.5$)
- 12.3Marcos contraventeados
 - 12.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos (ductilidad alta, $Q=4$)
 - 12.3.1.1 Análisis
 - 12.3.1.2Requisitos básicos
 - 12.3.1.3Eslabones
 - 12.3.1.4Atiesadores en los eslabones
 - 12.3.1.5Zonas protegidas
 - 12.3.1.6Conexiones
 - 12.3.1.7Soporte lateral del eslabón
 - 12.3.2Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta ($Q=4$)
 - 12.3.2.1 Bases del diseño
 - 12.3.2.2Introducción
 - 12.3.2.3Análisis
 - 12.3.2.4Resistencia
 - 12.3.2.5Requisitos del sistema
 - 12.3.2.6Soldaduras de demanda crítica
 - 12.3.2.7Conexiones
 - 12.3.3Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta ($Q=3$)
 - 12.3.3.1 Diseño
 - 12.3.3.2Análisis
 - 12.3.3.3Distribución de fuerzas laterales
 - 12.3.3.4Diagonales de contraventeo
 - 12.3.3.5Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas.
 - 12.3.3.6Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales
 - 12.3.3.7Zonas protegidas
 - 12.3.3.8Soldaduras de demanda crítica
 - 12.3.4Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2$)
 - 12.3.4.1 Diseño
 - 12.3.4.2Análisis
 - 12.3.4.3Requisitos del sistema
 - 12.3.4.4Diagonales de contraventeo
 - 12.3.4.5Conexiones de las diagonales de contraventeo
 - 12.3.5Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión (ductilidad baja, $Q=1$)
 - 12.3.6Contraventeos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento
- 12.4 Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, $Q=4$)
 - 12.4.1 Bases de diseño
 - 12.4.2 Análisis
 - 12.4.3 Requisitos del sistema
 - 12.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)
 - 12.4.3.2Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB
 - 12.4.3.3Contraventeo
 - 12.4.3.4Aberturas en el alma
 - 12.4.4Miembros
 - 12.4.4.1 Requisitos básicos
 - 12.4.4.2Almas

- 12.4.4.3 Zonas protegidas
- 12.4.5 Conexiones
 - 12.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica
 - 12.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB
 - 12.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde
 - 12.4.5.4 Empalmes de columnas
- 12.4.6 Almas perforadas
 - 12.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular
 - 12.4.6.2 Cortes de esquina reforzados
- 12.5 Marcos rígidos compuestos
 - 12.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta ($Q=4$)
 - 12.5.1.1 Requisitos generales
 - 12.5.1.2 Bases de diseño
 - 12.5.1.3 Análisis
 - 12.5.1.4 Requisitos del sistema
 - 12.5.1.5 Miembros
 - 12.5.1.6 Conexiones
 - 12.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media ($Q=3$)
 - 12.5.2.1 Requisitos generales
 - 12.5.2.2 Bases de diseño
 - 12.5.2.3 Análisis
 - 12.5.2.4 Requisitos del sistema
 - 12.5.2.5 Miembros
 - 12.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja ($Q=2$)
 - 12.5.3.1 Requisitos generales
 - 12.5.3.2 Bases de diseño
 - 12.5.3.3 Análisis
 - 12.5.3.4 Requisitos del sistema
 - 12.5.3.5 Miembros
 - 12.5.3.6 Conexiones
 - 12.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad alta ($Q=4$)
 - 12.5.4.1 Requisitos generales
 - 12.5.4.2 Bases de diseño
 - 12.5.4.3 Análisis
 - 12.5.4.4 Requisitos del sistema
 - 12.5.4.5 Miembros
 - 12.5.4.6 Conexiones
- 12.6 Marcos compuestos con contraventeos
 - 12.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos ($Q=4$)
 - 12.6.1.1 Requisitos generales
 - 12.6.1.2 Bases de diseño
 - 12.6.1.3 Análisis
 - 12.6.1.4 Requisitos del sistema
 - 12.6.1.5 Miembros
 - 12.6.1.6 Conexiones
 - 12.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo ($Q=4$)
 - 12.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta ($Q=3$)
 - 12.6.3.1 Requisitos generales
 - 12.6.3.2 Bases de diseño
 - 12.6.3.3 Análisis
 - 12.6.3.4 Requisitos del sistema
 - 12.6.3.5 Miembros
 - 12.6.3.6 Conexiones
 - 12.6.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2$)
 - 12.6.4.1 Requisitos generales
 - 12.6.4.2 Bases de diseño

- 12.6.4.3 Análisis
- 12.6.4.4 Requisitos del sistema
- 12.6.4.5 Miembros
- 12.6.4.6 Conexiones

13.EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

- 13.1 Planos y dibujos
- 13.2 Fabricación
 - 13.2.1 Enderezado
 - 13.2.2 Cortes
 - 13.2.3 Estructuras soldadas
 - 13.2.3.1 Preparación del material
 - 13.2.3.2 Armado
 - 13.2.3.3 Soldaduras de penetración completa
 - 13.2.3.4 Precalentamiento
 - 13.2.3.5 Inspección
 - 13.2.4 Estructuras atornilladas
 - 13.2.4.1 Armado
 - 13.2.4.2 Agujeros para construcción atornillada
 - 13.2.5 Tolerancias en las dimensiones
 - 13.2.6 Acabado de bases de columnas
 - 13.2.7 Pintura
- 13.3 Montaje
 - 13.3.1 Condiciones generales
 - 13.3.2 Anclajes
 - 13.3.3 Conexiones provisionales
 - 13.3.4 Tolerancias
 - 13.3.5 Alineado y plomeado
 - 13.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

APÉNDICE A. DISEÑO PLÁSTICO

- A.1 Requisitos generales
- A.2 Requisitos de ductilidad
 - A.2.1 Material
 - A.2.2 Sección transversal
 - A.2.3 Longitud sin soporte lateral
 - A.2.4 Fuerza axial
- A.3 Requisitos para el análisis
 - A.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia
 - A.3.2 Imperfecciones geométricas
 - A.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

APÉNDICE B. PLACAS BASE

- B.1 Diseño de placas base
 - B.1.1 En compresión axial (columnas de sección I o circular)
 - B.1.2 En tensión axial
 - B.1.3 En cortante
 - B.1.4 Bajo momento flexionante y carga axial
- B.2 Resistencia al aplastamiento del concreto
- B.3 Resistencia en flexión de la placa base
- B.4 Resistencia en tensión del sistema de anclaje
 - B.4.1 Resistencia en tensión de las anclas
 - B.4.2 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión
 - B.4.3 Resistencia a extracción de las anclas
 - B.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión
- B.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje

- B.5.1 Resistencia en cortante de las anclas
- B.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto
- B.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas
- B.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

APÉNDICE C. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS (HSS) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE GRUESO UNIFORME

- C.1 Tipos de nudos o conexiones
- C.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)
 - C.2.1 Secciones circulares huecas (HSS circulares)
 - C.2.2 Secciones rectangulares huecas (HSS rectangulares)
- C.3 Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras
 - C.3.1 Elementos HSS circulares
 - C.3.2 Elementos HSS rectangulares
- C.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS
 - C.4.1 Elementos HSS circulares
 - C.4.2 Elementos HSS rectangulares
- C.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares

APÉNDICE D. DISEÑO POR FATIGA

- D.1 Aspectos generales
- D.2 Diseño por fatiga
 - D.2.1 Material simple y juntas soldadas
 - D.2.2 Fabricación especial y requisitos de montaje
- D.3 Grúas viajeras
 - D.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte
 - D.3.2 Cargas dinámicas

APÉNDICE E. EDIFICIOS DE UN PISO

- E.1 Edificios industriales
- E.2 Acciones
 - E.2.1 Combinaciones de acciones
- E.3 Estructuración
 - E.3.1 Dirección transversal
 - E.3.2 Dirección longitudinal
- E.4 Diseño de las armaduras
- E.5 Diseño de las columnas
- E.6 Diseño por sismo
 - E.6.1 Dirección longitudinal
 - E.6.2 Dirección transversal
- E.7 Análisis

APÉNDICE F. ANÁLISIS SÍSMICO

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

APÉNDICE G. DOCUMENTOS DE CONSULTA

- G.1 Significado de las abreviaturas

NOTACIÓN

- A área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal de una viga tubular; área total de la sección transversal de un miembro; área total de un eslabón
- A₁ área efectiva del concreto bajo soporte directo; área de una placa base
- A₂ área del dado de apoyo de una placa base
- A_{MB} área de la sección transversal del metal base de una soldadura



A_N	área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas
A_{No}	área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
A_S	área efectiva de una soldadura
A_a	área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento; área del perfil de acero de una sección compuesta; área del alma de un eslabón
A_{ap}	área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto; área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca
A_{at}	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_b	área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada de un tornillo o barra roscada
A_c	área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta; área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal en un elemento vertical de borde; área de la superficie de contacto entre una placa base y el mortero de relleno o superficie de concreto
A_{cc}	área de la sección transversal de un conector
A_{ci}	área de la sección transversal de la cuerda inferior de una armadura o larguero que trabaja en construcción compuesta
A_e	área neta efectiva de la sección transversal de un miembro
A_l	área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de cimentación
A_n	área neta de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal
A_{nc}, A_{nt}	áreas netas sujetas a cortante y a tensión, respectivamente, a lo largo de una trayectoria de falla
A_{np}	área neta del patín en tensión
A_p	área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial
A_{pc}	área del patín comprimido
A_{plreq}	área requerida de la placa base
A_{pt}	área total del patín en tensión
A_{pv}	área del patín de viga
A_r	área del acero de refuerzo longitudinal de una sección compuesta
A_s	área de la sección transversal de la sección de acero de una viga compuesta
A_{sc}	área de la sección transversal del vástago de un conector
A_t	área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal de una columna compuesta
A_{tc}	área total sujeta a cortante
A_v	área de la sección transversal de un elemento horizontal de borde; área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante
A_{vo}	área del cono completo de concreto para un ancla en cortante
a	distancia entre sujetadores o entre soldaduras de un miembro armado; distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión de columnas armadas; profundidad de la zona de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión; tamaño de la pierna de una soldadura de filete
a	mitad de la longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de una placa sometida a tensión
a_r	cociente del área del alma entre el área del patín comprimido de una sección I
a'	longitud continua de la soldadura en el borde de una cubreplaca que la une con una viga o trabe armada
B	factor utilizado para el cálculo del momento nominal de pandeo lateral por flexotorsión de un miembro de sección T
B	ancho total de una sección en cajón, paralelo al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; ancho de una placa base; ancho total de un miembro tubular rectangular principal, medido a 90 grados del plano de la conexión
B_1, B_2	factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas
B_b	ancho total de miembros del alma rectangulares, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
B_{bi}	ancho total del miembro rectangular del alma que se monta sobre otro
B_{bj}	ancho total del miembro rectangular del alma que queda debajo de otro
B_p	ancho de una placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
b	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; ancho del ala comprimida de un ángulo; ancho del ala que resiste la fuerza cortante; ancho interior de una sección cajón

B	la mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín, para miembros de sección canal, de elementos flexionados alrededor del eje de menor inercia
b_a	ancho del agujero de acceso de una placa de unión perforada
b_c	dimensión menor de la sección transversal de una columna compuesta embebida
b_e	ancho efectivo de elementos planos comprimidos que forman parte de secciones tipo 4; ancho efectivo de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta
b_{eoi}	ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada a la cuerda
b_{eov}	ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada al miembro superpuesto
b_p	ancho total del patín de una sección I, H o canal; ancho del patín de una columna
b_{pc}	ancho del patín comprimido
b_{pt}	ancho del patín en tensión
C_1	incremento de la distancia al borde para un agujero estándar
C_a	constante de torsión por alabeo
C_b	factor que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión
C_b	factor de amplificación por deflexión de un contraventeo restringido al pandeo
C_c	coeficiente de rigidez para el concreto
C_c	resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión en una viga compuesta
C_f	fuerza de compresión en la losa de concreto de una sección compuesta
C_f	constante para el cálculo de la amplitud de esfuerzos permisibles
C_m	coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante
C_{pr}	coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores
C_r	coeficiente para el pandeo del alma
C_r	resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión en una viga compuesta
C_r'	resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión de una viga compuesta
C_v	coeficiente para el cortante del alma
c	distancia mínima al borde desde un ancla o el centroide de un grupo de ellas
c_1	distancia al borde en la dirección de la carga
c_2	distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga
c_a	distancia crítica
c_{max}	distancia máxima al borde
c_{min}	distancia mínima al borde
D	diámetro exterior de una sección circular hueca; diámetro de los agujeros de una placa perforada
D_b	diámetro exterior de una diagonal o montante circular
d	ancho de una placa; peralte de una sección; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; distancia entre centros de placas de unión de una columna armada; diámetro nominal de un tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre
d_c	peralte total de una columna
d_o	diámetro nominal de un ancla
d_r	diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal de una columna compuesta embebida
d_{rt}	diámetro del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
d_v	peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)
E	módulo de elasticidad del acero (200000 MPa, 2040000 kg/cm ²)
EI^*	rigidez efectiva reducida en flexión de una columna compuesta
EI_e	rigidez efectiva en flexión de una columna compuesta
E_c	módulo de elasticidad del concreto
e	longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna; distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión
e	excentricidad de diseño de una placa base; excentricidad en una conexión de armadura
e_N'	excentricidad de la carga con respecto al centroide de las anclas en tensión
e_{crit}	excentricidad crítica de una placa base
e_h	longitud del gancho de una barra de anclaje con gancho

e'	distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión
F_C	factor de carga que se indica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones
F_{EXX}	clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico
F_L	esfuerzo de flexión del patín en compresión
F_{MB}	resistencia nominal del metal base, para diseño de soldaduras
F_R	factores de reducción de las resistencias que se indican en estas Normas
F_{SR}	amplitud de esfuerzos permisibles
F_{TH}	umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles
F_{cr}	esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, pandeo local o pandeo por cortante
F_e	esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión; esfuerzo crítico de Euler
F_{ex}, F_{ey}, F_{ez}	esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión o por torsión
F_{in}	esfuerzo nominal de adherencia acero-concreto, 0.40MPa (4 kg/cm ²)
F_n	esfuerzo nominal en compresión; resistencia nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
F_{nc}	esfuerzo nominal en cortante de un tornillo o barra roscada
F_{nt}	esfuerzo nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
F_{nt}'	esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes
F_{ns}	resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
F_s	resistencia nominal del metal del electrodo, para diseño de soldaduras
F_t	esfuerzo resistente nominal de tensión de un ancla
F_u	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión; esfuerzo último en cortante de un conector de una columna compuesta
F_{ub}	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero de una diagonal o montante
F_{ue}	esfuerzo último esperado
F_v	resistencia nominal en cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico
F_y	valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero en tensión
F_{ya}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma
F_{yat}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del atiesador
F_{yb}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una diagonal o montante
F_{yc}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una columna
F_{ye}	esfuerzo de fluencia esperado
F_{yi}	valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
F_{yp}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una placa
F_{yr}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta, de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, del refuerzo transversal de una columna compuesta
F_{ys}	valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
f	esfuerzo de compresión en un elemento plano
f_a	esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño
f_{cr}	módulo de ruptura del concreto
f_c'	resistencia especificada del concreto en compresión
f_{cl}	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto en compresión
f_o	frecuencia fundamental de vibración
f_p	esfuerzo de aplastamiento
f_{pu}	resistencia al aplastamiento del concreto
f_{rc}	esfuerzo cortante requerido
f_{sr}	amplitud de variación de esfuerzos
f_{srmax}	amplitud máxima de variación de esfuerzos
f_t	esfuerzo de tensión calculado en una región de un miembro
G	módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero (77200 MPa, 784000 kg/cm ²)
g	separación transversal centro a centro entre dos agujeros para tornillos (gramil); separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura
g	aceleración de la gravedad

H	peralte total de una sección en cajón o I de patines anchos, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; peralte total de un miembro tubular rectangular, medido en el plano de la conexión
H	altura de un entrepiso
H	fuerza horizontal
H _b	peralte total de una diagonal o montante tubular rectangular, medido en el plano de la conexión
H _c	altura de una columna entre intersecciones con vigas; altura libre de una columna (y de la placa del alma) entre los patines de la viga para marcos con muros de placa
H _s	longitud de un conector soldado
h	peralte del alma de una viga o trabe armada; distancia libre entre patines menos las soldaduras de filete o las curvas de unión en secciones laminadas; en miembros armados, distancia entre líneas adyacentes de tornillos; en miembros soldados, distancia libre entre patines; distancia entre centroides de los elementos individuales que forman un miembro armado en compresión; distancia entre ejes de los elementos horizontales de borde
h _c	en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los dos patines
h _{cc}	peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
h _{ef}	longitud de anclaje
h _o	distancia entre los centroides de los patines
h _p	en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines
h _r	altura nominal de las nervaduras de una lámina acanalada
I	índice de estabilidad de un entrepiso
I	momento de inercia
I _a	momento de inercia de la sección de acero de una viga compuesta
I _{at}	momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales
I _{at1}	momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma
I _{at2}	momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión
I _a '	momento de inercia de una armadura, reducido por flexibilidad del alma
I _c	momento de inercia de la sección de concreto de una viga compuesta; momento de inercia de un elemento vertical de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
I _e	momento de inercia efectivo de una viga parcialmente compuesta
I _r	momento de inercia del acero del refuerzo longitudinal de una viga compuesta
I _{tr}	momento de inercia de una sección compuesta transformada no agrietada
I _t '	momento de inercia de una armadura compuesta, reducido por flexibilidad del alma
I _v	momento de inercia de un elemento horizontal de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
I _w	momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
I _x	momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor de su eje centroidal y principal X; momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X; momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal
I _y	momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor del eje centroidal y principal Y; momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma de una sección I; momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical
I _{yc}	momento de inercia del patín en compresión de una sección I o H en flexión, alrededor del eje Y
I _z	momento de inercia con respecto al eje principal de menor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
J	constante de torsión de Saint Venant
K	factor de longitud efectiva
KL	longitud efectiva de una columna
KL/r	relación de esbeltez de una columna
(KL/r) ₀	relación de esbeltez de un miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado
(KL/r) _m	relación de esbeltez modificada de un miembro armado
K _b	rigidez de un arriostamiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto

K_c	factor de confinamiento
K_i	factor de longitud efectiva de un elemento individual de un miembro armado por varios perfiles
K_s	rigidez secante bajo cargas de servicio de una conexión parcialmente restringida
K_x, K_y, K_z	factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
k	coeficiente de pandeo de placas
k	distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma; radio exterior de las esquinas de una sección HSS
k_c	coeficiente para algunos elementos esbeltos no atiesados
k_c	en anclajes, coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
k_{cp}	en anclajes, coeficiente para el cálculo de la resistencia al desprendimiento del concreto
k_v	coeficiente de pandeo en cortante de la placa del alma
L	longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente; longitud de una conexión en la dirección de la carga; longitud libre de un miembro en tensión; distancia entre secciones de una viga soportadas lateralmente; altura de un entrepiso; longitud de una soldadura; claro de una viga; distancia entre ejes de los elementos verticales de borde
L_c	distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero para un tornillo y el borde del agujero adyacente, o el extremo del material
L_g	distancia al borde de una losa compuesta
L_h	distancia entre puntos de formación de articulaciones plásticas
L_{in}	longitud de introducción de la carga en una columna compuesta
L_{pc}	distancia libre entre los patines de los elementos verticales de borde
L_{pd}	longitud máxima sin arriostramiento lateral en un segmento de un miembro prismático en el que se formarán articulaciones plásticas
L_r	longitud característica, de un miembro en flexión, que separa los intervalos de pandeo lateral inelástico y plástico
L_s	longitud del segmento especial de un marco rígido con armadura
L_u	longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico
M_p	
L_v	distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo de un tubo de sección circular hueca
L_x, L_y, L_z	longitudes libres de una columna para pandeo por flexión o torsión
L_{ysc}	longitud efectiva de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
l	longitud de una soldadura; longitud de una conexión; longitud de aplastamiento; claro del piso; longitud de apoyo de una carga
l_a	longitud del agujero de acceso de una placa de unión perforada
l_b	longitud de una viga
l_c	longitud de una columna
l_{cc}	longitud de un conector de cortante de sección canal
l_e	longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros HSS rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura
l_{ov}	longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
l_p	longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
M	momento que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos armados; momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
M_1, M_2	menor y mayor de los momentos, en valor absoluto, en los extremos de un segmento no soportado lateralmente
M_1'	momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostrar opuesto a M_2
M_A	momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_B	momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente
M_C	momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_R	resistencia de diseño en flexión
M_{RC}	resistencia de diseño en flexión de una viga compuesta
M_{RX}, M_{RY}	resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de columnas flexocomprimidas de sección transversal tipo 3 o 4
M_b	resistencia mínima de diseño en flexión de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
M_{cr}	momento crítico de una columna compuesta
M_{csrc}^*	momento resistente esperado de una conexión semirrígida compuesta, en la intersección del paño con los de las columnas
M_{csrc}^+, M_{csrc}^-	momentos resistentes positivo y negativo, respectivamente, de conexiones semirrígidas compuestas para una rotación de 0.02

M_{c-ip}	resistencia de diseño en flexión en el plano
M_{c-op}	resistencia de diseño en flexión fuera del plano
M_e	momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión
M_{max}	momento flexionante máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas; momento flexionante máximo, positivo o negativo, para el cálculo de los conectores de cortante
M_{mid}	momento en el centro de la longitud sin arriostrar
M_n	momento resistente nominal
M_n^+, M_n^-	momentos resistentes nominales positivo y negativo, respectivamente, de una viga compuesta
M_{nc}	resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial de un marco rígido con armadura
M_{ou}	momento máximo entre apoyos, debido a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
M_p	momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión
M_{pc}	menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis de un empalme de columna
M_{pe}	resistencia plástica esperada en flexión de una viga
M_{pr}	momento máximo probable en la articulación plástica
M_{pv}	momento plástico resistente nominal de una viga
M_{px}, M_{py}	momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
M_r	momento resistente de diseño de la sección de acero de una viga compuesta
M_{r-ip}	resistencia requerida en flexión en el plano
M_{r-op}	resistencia requerida en flexión fuera del plano
M_s	momento máximo resistente de una conexión semirrígida
M_{ti}	momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación impedido)
M_{tp}	momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por acciones que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación permitido)
M_u	momento último requerido; momento flexionante máximo de diseño
M_{uox}, M_{uoy}	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}^-	momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida o en flexotensión
M_{uv}	momento de diseño debido a la aplicación de la fuerza cortante
M_{ux}, M_{uy}	momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una columna compuesta en flexocompresión
M_v	momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna
M_y	momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección (sin considerar esfuerzos residuales)
m	número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud L_{in}
m	longitud crítica probable del volado de una placa base
m	exponente que depende de la categoría en estudio para el diseño por fatiga
N	número de conectores de cortante para la transferencia de carga en una viga compuesta
N	longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una fuerza lineal; longitud de una placa base
N_s	número de planos de deslizamiento en una conexión de deslizamiento crítico
N_b	número de tornillos que resisten una fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico
N_i	fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i
N_i	número de ciclos para el porcentaje de carga máxima i
N_r	número de filas horizontales de perforaciones en un muro de placa; número de conectores en una nervadura en su intersección con una viga compuesta
N_y	resistencia en tensión de las anclas
n	coeficiente adimensional en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos

n	número de planos paralelos en los que están colocadas las placas de unión de columnas armadas
n	relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto
n	longitud crítica probable del volado de una placa base
n_{SR}	número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil
n'	longitud crítica probable del volado de una placa base
O_v	$l_{ov}/l_p \times 100$, en porcentaje
P	fuerza vertical; fuerza axial máxima que aplican los contraventeos concéntricos a columnas o vigas; fuerza axial en un miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante calculado en un análisis dinámico no lineal
P_R	resistencia de diseño de una columna en compresión axial
P_a	resistencia en compresión de un elemento de acero estructural de una columna compuesta
P_b	resistencia en compresión de un arriostramiento lateral para vigas de marcos rígidos compuestos
P_{bx}	fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
P_c	resistencia en compresión del concreto de una columna compuesta; resistencia axial de diseño
P_e	carga crítica de pandeo de Euler; carga crítica de pandeo elástico de un miembro compuesto
P_{e1}	carga crítica de pandeo elástico de una columna
P_{e2}	carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna
P_{in}	perímetro de la superficie efectiva de adherencia del mecanismo de resistencia de carga de adherencia directa de una columna compuesta
P_n	resistencia disponible en compresión del segmento especial de un marco rígido con armadura; resistencia axial nominal
P_{nc}	resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas de un marco rígido con armadura; resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial de un marco rígido con armadura
P_{nt}	resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
P_o	resistencia nominal en compresión de la sección transversal de una columna compuesta
P_p	resistencia en compresión de columnas compuestas formadas por perfiles tipo 1 o 2 de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto
P_r	resistencia en compresión del acero de refuerzo de una columna compuesta; resistencia requerida en compresión
P_u	fuerza axial de diseño que obra en una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en tensión o en flexotensión
P_{uc}	fuerza axial de diseño en compresión de una columna
P_y	fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material
P_{ye}	fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia esperado del material
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_f	parámetro de interacción de los elementos del alma de una conexión HSS
Q_n	resistencia nominal de un conector de cortante
R	radio de la superficie de una junta para el tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas; radio de los cortes en un muro de placa
R_{Ca}	resistencia máxima ajustada de diseño en compresión de un contraventeo restringido al pandeo
R_F	factor de reducción, por soldadura, de la amplitud de esfuerzos permisibles
R_N	resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H
R_{Ta}	resistencia máxima ajustada de diseño en tensión de un contraventeo restringido al pandeo
R_V	resistencia nominal en cortante del alma de una sección sujeta a fuerzas cortantes, o a fuerzas axiales y cortantes
R_b	resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión de un ancla en concreto fisurado
R_c	resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial
R_{cc}	resistencia de diseño en compresión de la sección de concreto de una columna compuesta
R_f	factor de reducción de la resistencia de un conector de una viga compuesta
R_n	resistencia nominal por aplastamiento del material conectado; resistencia nominal de elementos de conexión
R_t	menor resistencia en tensión del anclaje; resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión
R_u	cociente del esfuerzo esperado de ruptura en tensión entre el mínimo especificado
R_v	la menor resistencia en cortante del anclaje; resistencia de diseño en cortante de una placa base
R_{va}	resistencia de diseño en cortante de una columna y placa base empotradas

R_y	cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado
r, r_x, r_y	radios de giro
r_i	radio de giro mínimo de un elemento individual de miembros armados por varios perfiles
r_o	radio polar de giro
r_{str}	resistencia nominal de diseño al deslizamiento por tornillo
r_z	radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia de un ángulo respecto al centro de torsión
S	módulo de sección elástico
S	separación de los atiesadores de un eslabón
S_a	módulo de sección del perfil de acero de una sección compuesta, referido a su patín en tensión
S_c	módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido de un ángulo
S_{diag}	distancia mínima entre los centros de los agujeros de un muro de placa perforado
S_e	módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4; módulo de sección elástico efectivo referido al patín en tensión de vigas en construcción compuesta parcial
S_h	distancia de la cara de la columna a la articulación plástica en la viga
S_{ip}	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión en el plano
S_{op}	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano
S_{min}	módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión
S_{tr}	módulo de sección de una sección compuesta no agrietada transformada, referido al patín en tensión de la viga de acero
S_x	módulo de sección elástico respecto al eje X; módulo de sección elástico respecto al eje de mayor momento de inercia
S_{xc}, S_{xt}	módulos de sección elásticos de una sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X
S_y	módulo de sección elástico respecto al eje Y; módulo de sección elástico respecto al eje de menor momento de inercia
s	separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos para tornillos, en la dirección en que se transmiten las fuerzas (paso); distancia entre ejes de vigas compuestas; separación del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
s_{cc}	separación entre conectores distribuidos en la longitud L_{in}
s_o	separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza
T	fuerza de tensión, de servicio, en un tornillo de una conexión de deslizamiento crítico
T_b	fuerza de pretensión mínima en un tornillo de alta resistencia
T_r	resistencia en tensión del acero de refuerzo de una columna compuesta
T_r	resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte, de una viga compuesta
T_u	fuerza de tensión que actúa en una conexión de deslizamiento crítico; fuerza axial máxima de tensión de diseño, N (kg)
t	grueso de un elemento plano; grueso de la pared de una sección circular hueca; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga–columna; grueso de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta; grueso de una placa de relleno; grueso de la parte conectada crítica en una junta atornillada
t	ancho de una barra, de sección rectangular maciza, paralelo al eje de flexión
t_a	grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del alma de una sección I, H, T o canal; grueso del alma de un muro de placa
t_b	grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma
t_{bi}	grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma del elemento que se monta sobre otro
t_{bj}	grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma del elemento que queda debajo
t_c	grueso del alma de una columna
t_{ef}	grueso efectivo de la placa de un muro de placa dúctil
t_p	grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H; grueso de una placa
t_s	la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de una diagonal o placa
U	coeficiente de reducción del área para calcular el área neta efectiva
U	relación de uso

U_{bs}	coeficiente de reducción, para determinar la resistencia de ruptura en bloque por cortante
u	relación entre la carga axial de diseño producida por cargas muertas y constantes, y la carga axial de diseño total producida por cargas muertas y vivas; no debe ser mayor que 1.0; se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
V	cortante que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos para armar miembros
V_R	resistencia de diseño en cortante
V_{TR}	resistencia en cortante de la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
V_{Tu}	fuerza última de cortante que actúa en la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
V_a	resistencia en cortante del perfil de acero estructural de una columna compuesta
V_{ap}	cortante ocasionado por la formación de una articulación plástica en un marco rígido, que considera la sobrerresistencia del material
V_c	resistencia en cortante de la sección de concreto de una columna compuesta
V_{c1}	la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador
V_{c2}	la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador considerando la acción del campo de tensión diagonal
V_{fv}	cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de una viga
V_n	resistencia nominal en cortante
V_p	cortante de plastificación del eslabón
V_r	la mayor de las resistencias en cortante requeridas en los paneles del alma adyacentes a un atiesador; resistencia en cortante del acero de refuerzo de una columna compuesta
V_u	resistencia requerida en cortante
W_i	carga gravitacional que actúa en el nivel i
w	ancho de la placa de una conexión; ancho de una cubreplaca; tamaño nominal de soldadura de filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión
w	suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud
w_r	ancho medio de las nervaduras de una lámina acanalada
X_r	factor para calcular la longitud característica L_r
X_u	factor para calcular la longitud característica L_u
x_o, y_o	distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
$\bar{x}$	excentricidad de una conexión
Y	longitud de aplastamiento del concreto
Y_t	ajuste para la comparación de las cantidades $F_u A_{np}$ y $F_y A_{pt}$ para el cálculo de la resistencia nominal en flexión de vigas laminadas y trabes armadas
y	distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de una sección compuesta
Z	módulo de sección plástico
Z_c	módulo de sección plástico de una columna
Z_b	módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
Z_o	distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante con respecto al centroide de un ángulo
Z_x, Z_y	módulos de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X y Y , respectivamente
α	ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal; ángulo de fluencia del alma de un muro de placa medido con respecto a la vertical; ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros de un muro de placa perforado, con respecto a la vertical, grados
α_i	relación de la amplitud de esfuerzo i , respecto a la amplitud máxima
β	factor de reducción para calcular la longitud efectiva de una soldadura de filete
β	factor de ajuste de la resistencia en compresión de un contraventeo restringido al pandeo
β	cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para miembros HSS circulares; cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para HSS rectangulares
β_{ef}	relación efectiva de anchos, suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida entre ocho veces el ancho de la cuerda
β_w	propiedad de la sección de ángulos de lados desiguales
γ	relación de esbeltez de la cuerda
γ_p	ángulo de rotación inelástico del eslabón, radianes
$\Delta, \Delta_{OH}, \Delta_x$	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan un entrepiso
δ	relación entre la gravedad y la deflexión máxima, s^{-2}

δ_{bm}	distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
δ_{bx}	deformación axial elástica de la longitud efectiva de un contraventeo restringido al pandeo
δ_o	deflexión máxima entre apoyos, debida a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
ε_{CRP}	deformación unitaria del núcleo de acero de un contraventeo restringido al pandeo
ε_{bm}	deformación axial asociada a la distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
ε_f	deformación unitaria del concreto producida por contracción libre, igual a 200×10^{-6}
ε_y	deformación axial de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
η	factor para el cálculo del esfuerzo en el concreto en compresión para columnas compuestas circulares rellenas
η	parámetro de la longitud de aplicación de la carga para miembros HSS rectangulares; cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda
θ	ángulo que forman los elementos de una celosía con el eje longitudinal del miembro armado completo; ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de una soldadura; ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda; ángulo de rotación de una conexión semirrígida
θ_i	ángulo agudo entre el miembro del alma que se monta sobre el otro y la cuerda
θ_j	ángulo agudo entre el miembro del alma que queda debajo del otro y la cuerda
θ_s	rotación correspondiente a la rigidez secante K_s , de una conexión semirrígida
θ_y	rotación de fluencia
λ	parámetro de esbeltez de una columna; parámetro para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
λ_c	parámetro de esbeltez
λ_{da}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad alta
λ_{dm}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media
λ_{max}	valor límite de las relaciones ancho/grueso para columnas compuestas de secciones esbeltas tipo 4
λ_p	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 2
λ_{pl}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 1
λ_{pp}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 2
λ_r	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 3
λ_{rp}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 3
λ_x	parámetro de esbeltez de una columna respecto al eje de mayor momento de inercia, X
μ	coeficiente de deslizamiento medio; coeficiente de fricción
ΣH	fuerza cortante de diseño en un entrepiso (suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de él)
ΣM_{csrc}	suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a una junta
ΣM_{pc}	suma de los momentos plásticos nominales de las columnas situadas arriba y debajo del empalme de una columna
ΣM_{pc}^*	suma de momentos de diseño en las columnas que concurren en un nudo en el plano de flexión
ΣM_{pv}	suma de momentos de diseño en las vigas que concurren en un nudo en el plano de flexión
ΣP_u	fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración; incluye cargas muertas y vivas (suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso)
ΣQ_n	suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo
ξ	relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda
ρ	masa por unidad de longitud
ρ	relación entre el cociente de la carga axial de diseño entre la fuerza axial que ocasiona la plastificación, y el cociente de la fuerza cortante de diseño entre la fuerza cortante de plastificación del eslabón
ρ_{sr}	cuantía de acero de refuerzo longitudinal de una columna compuesta
τ	cociente del diámetro de un conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
χ	factor de reducción por esbeltez en columnas en compresión axial
ψ_1	factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_2	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_3	factor para considerar anclaje pos-instalado en concreto no agrietado en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje

- ψ_4 factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
- ψ_5 factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a extracción de un sistema de anclaje
- ψ_6 factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
- ψ_7 factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
- ψ_8 factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a cortante del concreto en un sistema de anclaje
- ω factor de ajuste de endurecimiento por deformación de un contraventeo restringido al pandeo

1. CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de elementos y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las secciones siguientes:

- 1.1. Alcance
- 1.2. Unidades
- 1.3. Disposiciones complementarias
- 1.4. Materiales
- 1.5. Especificaciones y dibujos de diseño
- 1.6. Criterios de diseño
- 1.7. Tipos de estructuras y métodos de análisis
- 1.8. Estructuras regulares o irregulares

1.1 Alcance

En estas Normas se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios urbanos y fabriles. Para puentes, tanques, torres para antenas, estructuras industriales no convencionales, y otras estructuras especiales, o de características poco comunes, pueden necesitarse reglas, especificaciones o recomendaciones adicionales.

En todas las estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas en las que deban considerarse combinaciones de cargas que incluyan sismo, deberán satisfacerse todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 a 11 y del 12, más las partes adecuadas de los Apéndices A a F. En todos los casos se utilizará la condición más desfavorable.

Comentario:

En estas Normas se proporcionan procedimientos para dimensionar los elementos que componen las estructuras con el fin de que resistan las combinaciones de acciones que probablemente obrarán sobre ellos.

Estas especificaciones son aplicables al diseño de estructuras comunes en zonas urbanas y naves industriales como; edificios para habitación u oficinas, naves para bodegas, salones de espectáculos, centros comerciales, hospitales, etc. Parte de las especificaciones se pueden aplicar a otro tipo de estructuras como; tanques, puentes, etc, siempre que se demuestre que el diseño conduce a los mismos niveles de seguridad que para una estructura convencional. También pueden ser aplicables especificaciones de diseño definidas en el Apéndice G —Documentos de Consulta o similares. No es admisible aplicar cargas, factores de cargas y de reducción de resistencia, factores de comportamiento sísmico y de sobrerresistencia, espectros de diseño por sismo, acciones de viento, etc. que no estén definidas en las distintas normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Todas las edificaciones deben contar con un sistema estructural que proporcione una o más trayectorias de resistencia y rigidez adecuadas, esto con el fin de que todas las acciones que actúan sobre la construcción, permanentes o eventuales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación. Las barras y conexiones que forman parte de las trayectorias mencionadas, se dimensionan para que resistan dicha transmisión de acciones.

1.2 Unidades

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

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

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

Fuerza	kg (kilogramo)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que se mencionan aquí son las básicas de los dos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema métrico usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3 Disposiciones complementarias

Cuando en estas Normas no se cubra algún tópico, o esté tratado de manera poco detallada, se recurrirá a la literatura especializada, siempre y cuando se satisfagan los requisitos mínimos establecidos en estas Normas; algunas de las publicaciones más útiles se indican en el Apéndice G.

1.4 Materiales

Los perfiles estructurales y placas que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas, así como los tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura, son los que se indican en los incisos 1.4.1 a 1.4.7. Pueden utilizarse otros materiales y productos, diferentes de los indicados, si son aprobados por el diseñador y la Administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

En los Capítulos 10 y 12 se incluyen recomendaciones adicionales.

Los valores del esfuerzo de fluencia, F_y , y de ruptura en tensión, F_u , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.

1.4.1 Acero estructural

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

En la tabla 1.4.1 se indican los valores de los esfuerzos F_y y F_u de los aceros listados arriba.

La dirección en que se laminan los perfiles y placas es la de mayor interés en el diseño de las estructuras, por lo que el esfuerzo de fluencia en esa dirección, determinado por medio de ensayos estándar de tensión, es la propiedad mecánica que decide, en la mayoría de los casos, el tipo de acero que ha de emplearse. Sin embargo, otras propiedades mecánicas, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resistencia a la corrosión, pueden ser también importantes para el comportamiento correcto de algunas estructuras. Cuando éste sea el caso, habrá que remitirse a la literatura especializada para obtener la información que permita escoger el material más adecuado.

Comentario:

Las propiedades mecánicas más importantes del acero estructural se pueden determinar con la curva esfuerzo-deformación, obtenida sometiendo una probeta de sección usualmente circular (en placas delgadas se emplean probetas de sección rectangular) a una fuerza de tensión de magnitud creciente, hasta llegar a la falla; la curva se traza en un sistema de ejes esfuerzo-deformación, como se ve, ligeramente simplificada, en la Figura C-1.4.1; está formada por un primer tramo de comportamiento elástico con pendiente constante, definida por el módulo de elasticidad o de Hooke, E , comportamiento que termina cuando el esfuerzo alcanza el valor de fluencia, ζ_y , el cual se presenta significativamente antes la fractura prevista por el comportamiento elástico, seguido (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011, pág. 9) por una zona importante de deformación bajo esfuerzo ζ_y constante (zona de respuesta plástica), de longitud comprendida entre 5 y 15 ϵ_y , con promedio de 10 ϵ_y , según el tipo de acero, hasta llegar a la deformación ϵ_{ed} , donde se inicia el endurecimiento por deformación y el estrangulamiento de la probeta. El cociente de la contracción transversal unitaria entre el alargamiento longitudinal unitario en tensión es el módulo de Poisson, μ .

Los aceros empleados en el diseño deben cumplir las propiedades descritas en la Tabla 1.4.1 así como las Normas Mexicanas.

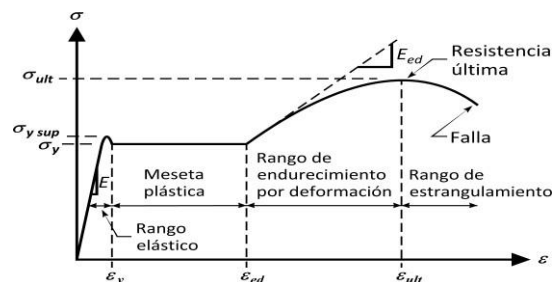


Figura C-1.4.1 Representación de la curva esfuerzo-deformación del acero estructural (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

1.4.1.1 Perfiles pesados, laminados o formados por placas soldadas

Los perfiles laminados con patines de grueso mayor que 50mm y las secciones formadas por placas de grueso mayor de 50 mm se consideran, respectivamente, perfiles laminados pesados y secciones armadas pesadas. Cuando se emplean como miembros sometidos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión, producidos por fuerzas de tensión o por flexión, y se empalman o conectan a otros miembros con soldaduras de penetración completa, que funden el espesor completo de las placas, unos y otras deben tener una tenacidad mínima promedio de 27 J a una temperatura máxima de 294 K (21 °C), obtenida con una prueba de impacto Charpy con muesca en V.

Comentario:

El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo que respecta a la ductilidad; por lo tanto, las tensiones de contracción de soldadura en la región de conexiones soldadas altamente restringidas (Conexiones rígidas o de momento) pueden exceder la resistencia del acero laminado, cuando no se presta especial atención a la selección de este material, detalles, mano de obra e inspección.

El requerimiento de tenacidad mínima se establece, ya que los perfiles laminados pesados o secciones armadas pesadas se unen por medio de empalmes o conexiones con soldadura de penetración completa, por lo que el esfuerzo de tensión inducido por la contracción de la soldadura puede producir un agrietamiento en dicha unión, lo que conlleva al aumento del potencial de fractura (falla frágil). Para evitar concentraciones de esfuerzos, es necesario cuidar la mano de obra y detalles de diseño incorporando una geometría de junta.

Cuando un perfil laminado pesado o una sección armada pesada se suelda a la superficie de otro perfil con soldadura de penetración completa, el requisito anterior se aplica solo al perfil que tiene metal de aportación fundido en todo su grueso.

Los requisitos mencionados arriba no se aplican si los empalmes y conexiones se hacen con tornillos.

Nota: En estructuras que se construirán en zonas sísmicas los requisitos son más severos (Capítulo 12).

1.4.2 Remaches

Los remaches no se emplean en estructuras modernas para edificios y similares; han sido sustituidos por la soldadura y los tornillos de alta resistencia; sin embargo, hasta hace unos sesenta años todas las conexiones, tanto de taller como de campo, eran remachadas, y aparecen cuando se rehabilitan o modernizan edificios antiguos. Por eso conviene tener conocimientos, aunque sean limitados, sobre el uso de los remaches, y completarlos con manuales y libros de texto de la época en que se usaban.

Comentario:

Se recomienda que para la revisión o en su caso rehabilitación de edificaciones antiguas se realice una inspección visual de los remaches en conexiones y zonas representativas de la estructura para determinar fallas. Cuando no se puedan identificar visualmente deben tomarse muestras para determinar su resistencia a tensión en laboratorio. Los remaches deben asumirse con las propiedades de la especificación A502 de la ASTM, Grado 1, a menos que se indique un grado mayor mediante una prueba de resistencia a tensión. Para determinar las propiedades y diseño de conexiones remachadas puede consultarse la especificación (ASTM, 1976).

Tabla 1.4.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Norma			Propiedades Mecánicas			
			$F_y^{(3)}$		$F_u^{(4)}$	
Aceros al Carbono						
NMX ⁽¹⁾	ASTM ⁽²⁾	Grado (Gr.)	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36		250	2,530	400	4,080

B-177	A53	B	240	2,460	415	4,220
B-199	A500	B	290	2,955	400	4,080
			315	3,235	400	4,080
		C	315	3,235	425	4,360
			345	3,515	425	4,360
B-200	A501	A	250	2,530	400	4,080
		B	345	3,515	485	4,920
B-099 ⁽⁷⁾	A529	50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación						
B-284	A572	42	290	2,955	415	4,220
		50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
	A913	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
		70	485	4,920	620	6,330
	A992		345	3,515	450	4,570
-	A1008 ⁽⁶⁾	50	345	3,515	415	4,220
B-248	A1011 ⁽⁶⁾	60	415	4,220	485	4,920
B-248	A1018 ⁽⁶⁾	70	485	4,920	550	5,625
		80	550	5,625	620	6,330
Aceros de Alta Resistencia Resistentes a la Corrosión						
	A618	I y II	345	3,515	485	4,920
		III	345	3,515	450	4,570
B-282	A242		290	2,955	435	4,430
			315	3,235	460	4,710
			345	3,515	485	4,920
	A588 ⁽⁵⁾		345	3,515	485	4,920
B-277	A606 ⁽⁶⁾		345	3,515	485	4,920
	A847		345	3,515	485	4,920
Aceros con Templado y Revenido						
	A514		620	6,330	690	7,030
			690	7,030	760	7,735
	A678 ⁽⁸⁾		345	3,515	485	4,920
	A852 ⁽⁸⁾		485	4,920	620	6,330

Notas:

⁽¹⁾ Norma Mexicana

⁽²⁾ American Society for Testing and Materials

⁽³⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia

⁽⁴⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo último

⁽⁵⁾ Para perfiles estructurales, placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material

⁽⁶⁾ Estos aceros generalmente se ocupan para fabricar perfiles laminados en frío.

⁽⁷⁾ La NMX no ha actualizado recientemente esta norma

⁽⁸⁾ La ASTM ha discontinuado recientemente esta norma

1.4.3 Tornillos, tuercas y roldanas

1) Tornillos

H-118 (ASTM A307) Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior ($F_u = 414 \text{ MPa}$; $4\,220 \text{ kg/cm}^2$).

Comentario:

Debe tenerse en cuenta que los tornillos A307 se encuentran bajo la clasificación de grado B y grado A. Los tornillos de grado B son empleados para atornillar bridas en tuberías y los de grado A son de uso prolongado para aplicaciones estructurales.

2) Tornillos de alta resistencia

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

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

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

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

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

H-124 (ASTM A325) Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural. $F_u = 830 \text{ MPa}$ ($8\,440 \text{ kg/cm}^2$) para diámetros de 13 a 25 mm ($1/2$ a 1 pulg.), $F_u = 725 \text{ MPa}$ ($7\,380 \text{ kg/cm}^2$) para diámetros de 29 y 38 mm ($1 1/8$ y $1 1/2$ pulg.).

H-123 (ASTM A490) Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural. $F_u = 1\,035 \text{ MPa}$ ($10\,550 \text{ kg/cm}^2$).

3) Tuercas y roldanas

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

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

Comentario:

La especificación (ASTM, 1976) permite el galvanizado de los tornillos A325, pero no de los tornillos A490, ya que se tiene el riesgo de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil, por la posibilidad de que penetre hidrógeno en su constitución interna durante la operación de limpieza con baño químico que se realiza en el proceso de galvanizado.

1.4.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

H-077 (AWS A5.1/A5.1M) Electrodo de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

H-086 (AWS A5.5/A5.5M) Electrodo de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

H-108 (AWS A5.17/A5.17M) Electrodo desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido.

H-097 (AWS A5.18/A5.18M) Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.

H-099 (AWS A5.20/A5.20M) Electrodo de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

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

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

Comentario:

Los electrodos deben estar secos y en condiciones adecuadas para su aplicación. La resistencia del material de aporte debe ser la misma que la del metal base, en lo referente a esfuerzo máximo y en el punto de fluencia con una ductilidad similar, es decir, el material de aportación y el metal base deben ser compatibles.

Los códigos restringen el uso de ciertos materiales de aportación o imponen pruebas de clasificación para demostrar la idoneidad del electrodo específico a fin de asegurarse de que se usen los materiales de aportación adecuados. Puede haber situaciones específicas en las que se deben especificar el uso de materiales de aportación con propiedades específicas de tenacidad, como en el caso de estructuras sujetas a carga cíclica o sísmica.

1.4.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta

Los conectores de cortante de barra con cabeza que se utilizan en la construcción compuesta (Capítulo9) deben fabricarse con barras que cumplan los requisitos de ASTM A108, –Especificación estándar para barras de acero, carbón y aleación, acabadas en frío.

Las propiedades mecánicas principales de los conectores son:

$F_y = 345 \text{ MPa (3515 kg/cm}^2\text{)}$ (correspondiente a una deformación permanente de 0.2 por ciento)

$F_u = 414 \text{ MPa (4220 kg/cm}^2\text{)}$
Elongación en 50 mm 20 por ciento, mínimo
Reducción de área 50 por ciento, mínimo

La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

1.4.6 Identificación

La especificación, incluyendo tipo o grado, en su caso, a que pertenecen los materiales o productos, se identificará de alguna de las maneras siguientes:

- Por medio de certificados proporcionados por el laminador o fabricante, debidamente correlacionados con el material o producto al que pertenecen; o
- Por medio de marcas legibles en el material o producto, hechas por el laminador o fabricante, de acuerdo con la especificación correspondiente.

1.4.7 Acero estructural no identificado

Con la aprobación del diseñador, puede utilizarse acero estructural no identificado sin defectos perjudiciales en miembros o detalles poco importantes, en los que las propiedades físicas precisas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

1.5 Especificaciones y dibujos de diseño

Los dibujos de diseño estructural y las especificaciones deben contener toda la información necesaria para que el fabricante pueda llevar a cabo la fabricación de la estructura, cumpliendo todos los aspectos considerados en el diseño.

Nota: Algunos de los puntos de estas Normas que deben indicarse en los planos de diseño son:

- Perfiles pesados, laminados o formados por placas, en los que se requieren ensayos Charpy con muesca en V (Inciso 1.4.1.1).
- Conexiones con tornillos pretensados (Inciso 10.3.2).
- Todas las soldaduras, identificando las de taller y las de campo (Inciso 10.2).
- Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica (Inciso 12.1.6).
- Además, debe proporcionarse toda la información adicional que sea necesaria.

1.6 Criterios de diseño

Todos los edificios deben contar con una estructura que proporcione una o más trayectorias, de resistencia y rigidez adecuadas, a través de las que todas las acciones que actúan sobre la construcción, permanentes o eventuales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación y, eventualmente, al suelo.

Las barras y conexiones entre ellas que forman parte de las trayectorias mencionadas se dimensionarán para que resistan las acciones correspondientes.

El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, y en estas Normas.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de todos los elementos que las componen con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ellos (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 incluyen el factor de resistencia F_R correspondiente.

Las acciones de diseño son las producidas por las combinaciones de carga que deban considerarse en el estudio, multiplicadas por el o los factores de carga, F_C , correspondientes, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Los efectos geométricos de segundo orden se obtienen con las acciones externas de diseño, que se determinan multiplicando las acciones nominales por los factores de carga, antes de efectuar el análisis; éste se lleva a cabo con las acciones externas factorizadas (acciones de diseño).

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.), producidas por las acciones nominales (o de servicio), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Comentario:

Toda la estructura y cada uno de sus elementos, se diseñan para cumplir con los siguientes requisitos básicos:

1) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible generados por las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil esperada.

2) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación. Dentro de los estados límite de servicio se encuentra el de vibraciones, deformaciones, fatiga, etc.

Para satisfacer los requisitos indicados en el inciso uno, se debe revisar que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

La condición anterior se expresa como sigue:

$$F_R R > F_c \sum S_n \quad (C-1.6.1)$$

Esto es que la resistencia de diseño debe ser mayor a la suma de las acciones multiplicadas por el factor de carga.

Donde:

- R** Resistencia nominal.
- F_R** Factor de reducción de resistencia correspondiente a la resistencia que se está considerando.
- S_n** Acción especificada en el reglamento. La sumatoria indica que deben considerarse todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.
- F_c** Factor de carga correspondiente a la acción o combinaciones de acciones que se esté considerando.

Los factores de reducción de resistencia y las expresiones y procedimientos para evaluar las resistencias se definen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Acero, mientras que los factores de carga y combinaciones de diseño se definen en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En la revisión de los estados límite de servicio se toma siempre un factor de carga unitario, es decir, la revisión se efectúa con las cargas nominales.

1.7 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 le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones, como se indica en el Artículo 150 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Comentario:

Tipos de estructuras

Toda estructura debe tener resistencia y rigidez suficientes para soportar los efectos de las cargas verticales permanentes actuando por sí solas, y los producidos por la combinación de cargas permanentes y accidentales, satisfaciendo cada uno de los estados límite de resistencia o de servicio.

El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus elementos debe proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de la falla local. Los requisitos de esta norma proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural.

Las características de una estructura de acero dependen, en buena parte, de las conexiones entre los elementos que la componen, ya que determinan la manera en que éstos interactúan.

Métodos de análisis

Existen diversos métodos para el análisis de estructuras de acero, los cuales pueden ser elásticos o plásticos. Todos los efectos que no se tomen en cuenta en el análisis, por ejemplo, efectos $P\delta$ y PA , se deberían considerar en el diseño, lo que se realiza generalmente mediante factores que permiten una aproximación adecuada a los elementos mecánicos generados por dichos efectos.

A lo largo del proceso de carga se forma una sucesión de articulaciones plásticas en la estructura, en la que el momento se mantiene constante; esto produce una redistribución de acciones internas. El proceso termina cuando se forma un mecanismo inestable o se presenta otro tipo de inestabilidad, que debe evitarse en general, utilizando principios del diseño por capacidad los cuales están definidos en el Capítulo 12, Estructuras Dúctiles.

Entre 1950 y 1980, aproximadamente, se estudió detalladamente el diseño plástico de estructuras reticulares (y, en menor grado, de losas) con lo que se obtuvieron métodos manuales de aplicación práctica, sin embargo, el desarrollo de las computadoras y la facilidad de utilizarlas en análisis elásticos llevaron al abandono de los métodos plásticos, a pesar de ser más exactos que los primeros.

El análisis actual de estructuras de acero (y de otros materiales), sobre todo en combinaciones de cargas que incluyen sismo está basado, en muy buena parte, en su comportamiento fuera del intervalo elástico, por lo que en el diseño deben incluirse factores que no se han tomado en cuenta en el análisis.

El análisis paso a paso no lineal en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo no está considerado como un método de diseño, sino como un método de revisión, por lo que no es posible utilizarlo directamente para diseño.

1.7.1 Integridad estructural

El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus miembros debe proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de una falla local. Los requisitos de estas Normas proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural.

1.7.2 Sistemas estructurales

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los tres tipos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras 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 concurren 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. Las conexiones deben satisfacer todos los requisitos aplicables del Capítulo 10, el Apéndice C, y en su caso, del Capítulo 12.

Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones simples, que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones y se considera que pueden girar libremente. La estabilidad de la estructura y su resistencia ante cargas laterales se obtienen por medio de contraventeos laterales, muros de rigidez o algún otro sistema apropiado, o utilizando conexiones rígidas o semirrígidas en partes de ella.

Las estructuras tipo 3 están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas, capaces de transmitir momentos, pero con rotaciones no despreciables entre sus extremos.

Comentario:

En acero, tradicionalmente se han admitido tres tipos de estructuras que dependen de las características de las conexiones y que están definidas en esta norma.

El diseño de las conexiones debe hacerse de manera que su comportamiento sea lo más cercano posible al correspondiente a las suposiciones hechas durante el análisis, satisfaciendo los requisitos definidos en el Capítulo 12 (Estructuras Dúctiles) y de preferencia las condiciones del diseño por capacidad.

Las conexiones completamente restringidas o rígidas son aquellas que conservarían los ángulos originales durante la aplicación de las acciones de diseño, aplicables a estructuras tipo 1, y su eficiencia debería establecerse por medio de estudios analíticos o bien experimentales. En el diseño de este tipo de conexiones se admite que se presenten deformaciones inelásticas restringidas en algunas de sus partes.

Las conexiones tipo rígidas son aquellas que pueden resistir cuando menos el 90 por ciento del momento de empotramiento de la viga conectada a un apoyo completamente rígido. Son conexiones simples las que no desarrollan más del 25 por ciento del momento de empotramiento del miembro soportado. Las conexiones semirrígidas son todas aquellas que se hallan entre los dos intervalos anteriores.

1.7.2.1 Estructuras tipo 1

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

- a) En miembros en los que se formarán articulaciones plásticas, el valor mínimo especificado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 85 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , ni que 450 MPa (4600 kg/cm²).
- 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 uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 o 2 (sección 3.2), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente con longitudes menores que L_u (inciso 6.3.1).
- e) Se colocan pares de atiesadores, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas, una combinación de varias de ellas, u otros factores.
- g) Los empalmes en vigas o columnas se diseñan para transmitir 1.1 veces el mayor del momento de diseño (bajo cargas factorizadas) máximo calculado en la sección de la unión, o $0.25M_p$.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos por carga vertical obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento negativo en un punto de apoyo o nudo se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de la sección 3.2 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente

en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_{pd} (ecuaciones A.2.5 y A.2.9) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas con secciones tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

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

Comentario:

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos. Para que estos sean aplicables deben satisfacer varias condiciones que se enumeran en las normas técnicas, relativas a las propiedades físicas del material, las características geométricas de los perfiles y la manera en que deben estar soportados lateralmente (estos dos últimos requisitos tienen por objetivo evitar fallas prematuras por pandeo local o lateral).

Para estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se puede hacer una redistribución de momentos con la que, sin violar las condiciones de equilibrio, se disminuyen los momentos más grandes, lo que permite reducir las dimensiones de los perfiles, y obtener estructuras más económicas que las correspondientes al análisis elástico sin modificar. En estructuras tipo 2 no hay redistribución, pues las vigas que las componen son isostáticas.

Como la redistribución de momentos está basada en el comportamiento de las estructuras dúctiles en la cercanía del colapso, para poder efectuarla se deben evitar fallas prematuras por pandeo local o lateral del elemento, y la reducción de momentos máximos depende de la capacidad de rotación de los elementos en los que aparecerían las articulaciones plásticas.

No se puede hacer redistribuciones en vigas o columnas del tipo 4, que están compuestas por elementos planos en los que la falla por pandeo local puede presentarse antes de que se alcance el momento plástico teórico; además, su capacidad de rotación, bajo momento constante, es nula o muy pequeña. Tampoco se debe permitir ninguna redistribución en vigas de alma abierta.

1.7.2.2 Estructuras tipo 2

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

1.7.2.3 Estructuras tipo 3

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

Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales que deberán ser aprobados por la Administración.

Nota: En la figura 1.7.1 se muestran esquemáticamente las características de rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión parcialmente restringida. La rigidez secante bajo cargas de servicio, $K_s = M_s / \theta_s$, donde M_s y θ_s son el momento y la rotación producidos por esas cargas, se toma como un índice de la rigidez de la conexión. Si $K_s L / EI \geq 20$, la conexión se considera completamente restringida, y si $K_s L / EI < 2$, libre, de manera que gira bajo momento nulo. Si la rigidez está entre esos límites, la conexión es parcialmente restringida, y en el análisis y diseño se tienen en cuenta sus propiedades. L y EI son la longitud y la rigidez en flexión de la viga.

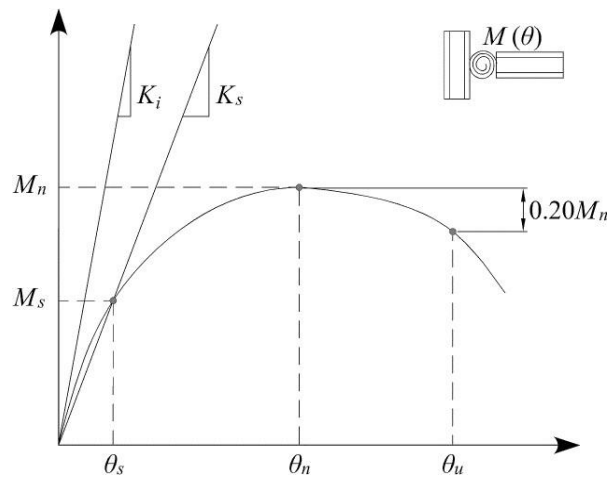


Figura 1.7.1 Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la relación momento-rotación de una conexión semirrígida.

Nota: Un caso particular se ilustra en el inciso 12.5.4

1.8 Estructuras regulares o irregulares

Para los fines de capítulos posteriores de esta norma, una estructura se considera regular o irregular de acuerdo con el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

Este capítulo presenta las disposiciones mínimas que deben considerarse en el análisis y diseño por estabilidad de elementos y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las siguientes secciones:

- 2.1. Disposiciones generales
- 2.2. Rigidez lateral
- 2.3. Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto
- 2.4. Métodos de análisis y diseño
- 2.5. Método directo de análisis y diseño
- 2.6. Método de longitud efectiva
- 2.7. Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

2.1 Disposiciones generales

Tanto la estructura completa, como cada uno de los elementos que la componen, deben ser capaces de resistir las acciones de diseño que actúan en ellos.

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

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

e) Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.

Los efectos que dependen de las cargas se calculan para todas las combinaciones requeridas de acciones de diseño.

Nota: Los efectos $P\Delta$ son los que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura desplazada lateralmente (son efectos de conjunto en toda la estructura o en cada uno de sus entrepisos), y los $P\delta$ los ocasionados por las cargas, originalmente axiales, cuando actúan sobre el miembro deformado entre sus extremos (son individuales en cada columna). Se permite el empleo de cualquier método racional de análisis y diseño que considere todos los efectos listados arriba; los métodos mencionados en la sección 2.4 satisfacen esa condición. En estructuras diseñadas utilizando un análisis inelástico cumplirán los requisitos del Apéndice A y el inciso 1.7.2.1.

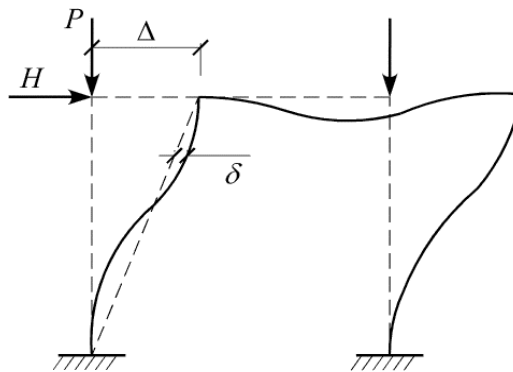


Figura 2.1.1 Definición de los efectos $P\Delta$ y $P\delta$

2.2 Rigidez lateral

Nota: Para diseñar las estructuras, se han dividido tradicionalmente en dos grupos que se han designado –contraventeadas‖ y –no contraventeadas‖; sin embargo en el diseño no importa que haya, o no, elementos de contraventeo, como diagonales de acero o muros de concreto reforzado, sino la rigidez lateral de la estructura, que puede ser propia o auxiliada, al menos en parte, por elementos como los mencionados arriba. En lo que sigue, las estructuras se definen de acuerdo con la forma en que obtienen su rigidez lateral, aunque en ocasiones se conservan los términos tradicionales: –contraventeadas‖ y –no contraventeadas‖.

2.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional (contraventeadas)

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

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

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos rígidos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez y resistencia adecuadas, como los compuestos por un sistema de diagonales y montantes horizontales de acero, esos muros de cortante o marcos contraventeados forman parte del sistema vertical de contraventeo.

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

Las vigas que forman parte de marcos contraventeados se diseñan como elementos flexocomprimidos, incluyendo las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

2.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia (no contraventeadas)

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

Nota: Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño.

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

Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

2.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

2.3.1 Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez $K L / r$ de los miembros comprimidos axialmente se determina con la longitud efectiva $K L$ y el radio de giro r correspondiente. L es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, y K el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica en el inciso 2.3.3. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , L , y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de apoyo en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

Comentario:

No es sencillo determinar el factor de longitud efectiva dado que depende de las restricciones que tenga el elemento en sus extremos, ya sea por sus condiciones de apoyo (placa base, conexiones, cimentación, etc.) o bien por las que proporcionan los demás elementos que concurren al nudo donde se conectan. Adicionalmente la rigidez de un elemento que está sujeto a carga axial depende de la magnitud de esta.

Los nomogramas definidos en la literatura, por ejemplo, De Buen (1980), tanto para movimientos laterales impedidos como no impedidos, no proporcionan valores racionales, dado que no se cumplen las hipótesis para su deducción, como son:

- Todas las columnas tienen la misma longitud y su carga axial es constante y de la misma magnitud.
- Todas las trabes tienen la misma longitud.
- Todas las columnas alcanzan sus cargas críticas simultáneamente.
- Las rotaciones en todas las vigas son iguales y de sentido contrario.
- Los momentos restrictivos que proporcionan las vigas se reparten entre las dos columnas que concurren al nudo.

En la Figura C-2.3 se resumen las hipótesis planteadas en el párrafo anterior:

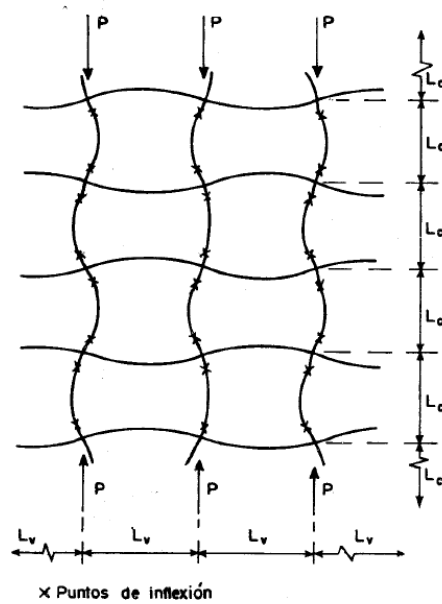


Figura C-2.3.1 Forma de pandeo de un marco (De Buen, 1980).

El uso del método de análisis directo resuelve la incertidumbre y la dificultad para determinar el factor de longitud efectiva K , dado que para el proceso se utiliza $K=1$. Por otra parte cuando el Índice de Inestabilidad I es menor a 0.08, esto es, que los desplazamientos lineales de sus extremos pueden despreciarse o no son significativos, el factor de longitud efectiva estaría comprendido entre 0.5 y 1.0, por el contrario, cuando no pueden despreciarse, el factor K estaría comprendido entre 1.0 e infinito, sin embargo, al tener que cumplir con las distorsiones de entrepiso máximas definidas en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo el Índice de Inestabilidad tiende a valores bajos, comprendidos en el intervalo de 0.1 a 0.2 y los valores de K de 1.1 a 1.4.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L .

2.3.2 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez $K L/r$ de miembros en compresión no debe ser mayor que 200.

Comentario:

Los elementos estructurales con relaciones de esbeltez mayores a 100, para elementos en compresión, son muy poco eficientes, esto es, se requiere de mucha área para obtener resistencias bajas, por lo que no es recomendable.

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 contraventeos y 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 pretensarlo para evitar vibraciones o deformaciones y desplazamientos excesivos.

Comentario:

Es importante garantizar que los elementos en tensión con esbelteces grandes (mayores a 200) queden permanentemente pretensados, dado que de lo contrario no cumplirían con la función para la cual fueron diseñados.

2.3.3 Determinación del factor de longitud efectiva K

Para determinar el factor K se tienen en cuenta las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, las condiciones de sujeción en sus extremos y los demás factores que se mencionan en la sección 2.2.

Desde el punto de vista de las características generales de la estructura se consideran 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.

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

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I, no excede de 0.08.

Comentario:

El valor de 0.08 del Índice de Inestabilidad implica que los efectos de segundo orden no sobrepasan a los de primer orden en más de 10 por ciento por lo que estos podrían despreciarse (De Buen, 1993).

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

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

$\sum P_u$	fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el o los factores de carga correspondientes); incluye cargas muertas y vivas
Q	factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Cuando las fuerzas laterales accidentales sean producidas por viento, se tomará Q = 1.0
Δ_{OH}	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño, calculadas con las rigideces utilizadas en el análisis (reducidas como se indica en el inciso 2.5.2.2 cuando se usa el método de análisis directo). Si Δ_{OH} no es el mismo en todos los puntos del entrepiso (por ejemplo, por efectos de torsión), se toma el desplazamiento de entrepiso promedio o, como una alternativa, el máximo
$\sum H$	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

En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura incluyendo, cuando los haya, muros de rigidez y contravientos.

Comentario:

El índice de estabilidad es el segundo término del denominador del factor B₂.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{Q \Delta_{OH} \sum P_u}{L \sum H}} = \frac{1}{1 - I} \quad (C-2.3.1)$$

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

Nota: Los efectos de esbeltez producidos por los desplazamientos laterales de los niveles de un edificio pueden ser significativos en unos entresijos y en otros no. El comportamiento puede cambiar también de una a otra dirección de análisis.

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

Comentario:

Cuando se trata de elementos en flexocompresión el factor de resistencia correspondiente a la carga axial, en general, suele oscilar entre 0.15 y 0.30, por lo cual no es relevante determinar con precisión el valor de K que variaría entre 0.5 y 1.0, pudiéndose tomar $K=1.0$.

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

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

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

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

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

Comentario:

Cuando una estructura tiene un índice de inestabilidad I mayor a 0.3 significa que la estructura es muy flexible y que probablemente no cumpliría con las distorsiones máximas admisibles de entresijo para acciones sísmicas, por lo cual hay que incrementar su rigidez.

2.4 Métodos de análisis y diseño

En esta sección se incluyen los requisitos necesarios para analizar y diseñar las estructuras incluyendo los efectos de inestabilidad. Se permiten dos métodos: el método directo y el método de la longitud efectiva.

Nota: Ante la complejidad (podría decirse imposibilidad, en estructuras de cierto tamaño, por la falta de herramientas adecuadas) de realizar análisis elásticos de segundo orden, en versiones anteriores de esta Norma, al igual que en las de otros países, se utilizaban ecuaciones de diseño basadas en los resultados de análisis elásticos de primer orden; en esta versión de la Norma se incluyen diversos factores para considerar los efectos de segundo orden. En el método de la longitud efectiva, que se propuso inicialmente y se conserva con algunos cambios, los momentos $P\Delta$ se obtienen en el análisis o amplificando los de primer orden, y los efectos de segundo orden en la carga axial de las columnas, $P\delta$, se consideran en el diseño con el factor K , que se obtiene con un análisis de pandeo o por medio de nomogramas o fórmulas poco precisas. El método directo, en contraste, se ha calibrado introduciendo imperfecciones y reduciendo las rigideces para que los efectos de segundo orden en los momentos flexionantes y en la carga axial se tomen en cuenta dentro de la etapa del análisis, de tal

forma que ya no es necesario incluirlos en el diseño ($K=1$). En ambos métodos se consideran factores para incluir la inelasticidad del material, los cuales intentan que los resultados se aproximen a los obtenidos con análisis inelásticos rigurosos de segundo orden.

La tabla 2.4.1 resume los requisitos de los métodos de longitud efectiva (sección 2.6) y de análisis directo (sección 2.5). Las variables se definen en las secciones correspondientes.

Tabla 2.4.1 Métodos para el análisis y diseño por estabilidad		
Método	Longitud efectiva	Método directo
Tipo de análisis	Elástico de segundo orden ⁽¹⁾	Elástico de segundo orden ⁽¹⁾
Carga ficticia ⁽²⁾	$N_i = 0.003 W_i$ (o $\Delta o = 0.003L$)	$N_i = 0.003 W_i$ (o $\Delta o = 0.003L$)
Rigidez efectiva	Nominal: $EI^* = EI$ $EA^* = EA$	0.8 nominal: $EI^* = 0.8 EI$ $EA^* = 0.8 EA$
Resistencia axial	R_c con KL ⁽³⁾	R_c con L ($K=1$)
Limitaciones	$I \leq 0.3$	Ninguna

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

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

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

2.5 Método directo de análisis y diseño

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

2.5.1 Cálculo de las acciones de diseño

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

2.5.2 Requisitos generales para el análisis

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

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

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

- 1) La estructura soporta la mayor parte de las cargas gravitacionales con columnas, muros o marcos verticales nominalmente.
- 2) El índice de estabilidad I (ecuación 2.3.1) es, en todos los niveles, igual o menor que 0.08.

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

Nota: Si se cumplen las condiciones indicadas, puede hacerse un análisis $P\Delta$ de segundo orden (despreciando los efectos $P\delta$ en la respuesta de la estructura). El efecto $P\delta$ se toma en cuenta en el diseño con el factor B_1 definido en el inciso 2.7.2, ecuación 2.7.3. El análisis de segundo orden puede

hacerse con un programa de computadora que incluya, al menos, el efecto $P\Delta$ (el $P\delta$ se incluye en el diseño de cada columna), o multiplicando los momentos de primer orden por los factores B_1 y B_2 del inciso 2.7.2, ecuaciones 2.7.3 a 2.7.5.

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

Nota: El análisis se hace con todas las cargas gravitacionales, incluyendo las que actúan sobre columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto. Estas columnas pueden estar articuladas en los dos extremos, de manera que resisten cargas verticales, pero carecen de rigidez lateral.

2.5.2.1 Imperfecciones iniciales

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

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

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

Nota: Las imperfecciones consideradas en esta sección son defectos en la posición de los puntos de intersección de los miembros. En estructuras típicas para edificios, la imperfección más importante de este tipo es la falta de alineación vertical de las columnas. En esta sección no se incluye que los miembros no sean rectos inicialmente, porque se toma en cuenta en las normas para diseño de miembros comprimidos del Capítulo 5, y no se consideran explícitamente en el análisis mientras están dentro de los límites especificados en los códigos de prácticas aplicables.

2.5.2.1(a). Modelado directo de las imperfecciones

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

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

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

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

En estructuras que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, se permite representar los efectos de las imperfecciones iniciales por medio de fuerzas laterales ficticias, de acuerdo con los requisitos de este inciso. Las fuerzas laterales ficticias se aplican a un modelo de la estructura basado en su geometría teórica (sin imperfecciones).

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

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

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

Su magnitud debe ser:

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

N_i fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i

W_i carga gravitacional que actúa en el nivel i

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

Nota: En la mayoría de las estructuras para edificios, el requisito referente a la dirección de la fuerza lateral ficticia en combinaciones de cargas que no incluyen fuerzas laterales reales, se resuelve considerando dos direcciones ortogonales alternativas de aplicación de la fuerza lateral ficticia, en sentidos positivo y negativo en cada una de ellas, en la misma dirección en todos los niveles. No es necesario incluir estas fuerzas ficticias en combinaciones de cargas que incluyen cargas laterales, sismo o viento.

2.5.2.2 Ajustes de las rigideces

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

a) Se aplica un factor de 0.80 a las rigideces de todos los componentes que contribuyen a la estabilidad de la estructura; se permite aplicar este factor de reducción a las rigideces de todos los elementos que la componen.

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

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

Comentario:

La rigidez reducida ($EI^* = 0.8 \tau_b EI$ y $EA^* = 0.8 EA$) se usa en el método directo de análisis. Es importante señalar que la reducción de rigidez de 0.8 veces también se requiere para las otras propiedades de los miembros incluyendo la constante de torsión (J) y de alabeo (C_a) para considerar de manera adecuada los efectos de torsión en el análisis. El factor τ_b es semejante al factor de reducción de rigidez inelástica de columnas empleado para considerar la pérdida de rigidez debida a cargas de compresión de magnitud importante ($\alpha P_r > 0.5P_y$), y el factor de 0.8 considera reducción adicional debida a los efectos combinados de flexocompresión. Resulta ser una coincidencia que, tanto el coeficiente para columnas esbeltas como para robustas, sean de magnitudes similares, ya que el factor de reducción $0.8 \tau_b$ es adecuado para todos los rangos de esbeltez.

El uso de rigideces reducidas solo se emplea en estados límite de resistencia y estabilidad. No se aplica un análisis para determinar, deflexiones, vibración, etc.

Para facilitar su aplicación en el diseño práctico donde $\tau_b = 1$, el factor de 0.8 de la inercia (I), área (A), torsión (J) y alabeo (C_a) se podría aplicar afectando directamente en el análisis a los módulos de elasticidad (E y G) por 0.8. Sin embargo, para diseños automatizados por medio de programas de computadora, se debe asegurar que los módulos de elasticidad reducidos solo se emplean en los análisis de segundo orden. El módulo de elasticidad no debe ser reducido en ecuaciones de resistencia nominal que emplean E para evaluar los efectos de pandeo o de esbeltez.

2.5.3 Cálculo de resistencias de diseño

En el método de análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calculan siguiendo las recomendaciones de los Capítulos 4 a 10, sin consideraciones adicionales de estabilidad de la estructura completa. El factor de longitud efectiva, K, de todos los miembros, se toma igual a la unidad, excepto cuando, por medio de un análisis racional, pueden justificarse valores menores.

El contraventeo utilizado para definir las longitudes libres de pandeo de los miembros tendrá rigidez y resistencia suficientes para controlar el movimiento de los puntos soportados.

2.6 Método de la longitud efectiva

2.6.1 Limitaciones

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

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

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

2.6.2 Cálculo de las acciones de diseño

Las acciones de diseño de los componentes se determinan con un análisis que cumpla los requisitos del inciso 2.5.1, pero no se reducen las rigideces; se emplean las rigideces nominales de todos los componentes de acero estructural. En el análisis se incluyen fuerzas laterales ficticias de acuerdo con el inciso 2.5.2.1(b).

2.6.3 Resistencias de diseño

Las resistencias de diseño de miembros y conexiones se determinan siguiendo los procedimientos de los Capítulos 4 a 10.

El factor de longitud efectiva, K, de los miembros comprimidos, se toma como se especifica en (a) o (b):

- En sistemas estructurales en los que el valor del índice de estabilidad I (ecuación 2.3.1) no excede de 0.08, K se toma igual a 1.0, excepto en los casos en que se demuestre, con un análisis racional, que pueden utilizarse valores menores.

Comentario:

Como se mencionó, si el índice de estabilidad es menor a 0.08 implicaría que los efectos de segundo orden $P\Delta$ no sobrepasan a los de primer orden en más del 10 por ciento, por lo que se pueden despreciar y por ende se trata de un sistema con movimientos laterales impedidos, por lo que el factor K variaría de 0.5, para ambos extremos empotrados a 1.0 para ambos extremos articulados. Conservadoramente se puede considerar $K=1.0$ para todos los casos.

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

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

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

Comentario:

Cuando el cociente de las distorsiones de segundo orden con relación a las de primer orden son menores o iguales a 1.1, significa que los efectos de segundo orden $P\Delta$ son pequeños y por lo tanto la columna se encuentra en una condición cercana a extremos restringidos.

El contraventeo que se coloca para definir las longitudes libres lateralmente de los miembros debe tener rigidez y resistencia suficientes para controlar el movimiento de esos miembros en los puntos contraventeados.

2.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

Como una alternativa a un análisis riguroso, se proporciona aquí un procedimiento para incluir los efectos de segundo orden amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden.

2.7.1 Limitaciones

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

2.7.2 Determinación de las acciones de diseño

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

Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (2.7.1)$$

Comentario:

Los momentos en los extremos de las columnas están determinados por los momentos M_{ti} más los M_{tp} multiplicados por B_2 , esto es, considerando los efectos $P\Delta$. Evidentemente no deberían considerarse los efectos $P\delta$, por lo cual no aparece el término B_1 , esto es, se suman los momentos de traslación impedida y los momentos de traslación permitida amplificados por los efectos $P\Delta$.

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

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

Comentario:

Si se observa la ecuación (2.7.2), primero se consideran los efectos $P\Delta$ ya por medio de la variable B_2 o bien directamente en el análisis, esto es, se transforma en una columna con

extremos restringidos, posteriormente se transforma en una columna en flexión uniforme a través de la variable C_m (incluida en B_1), con lo que posteriormente se consideran los efectos $P\delta$ por medio de B_1 .

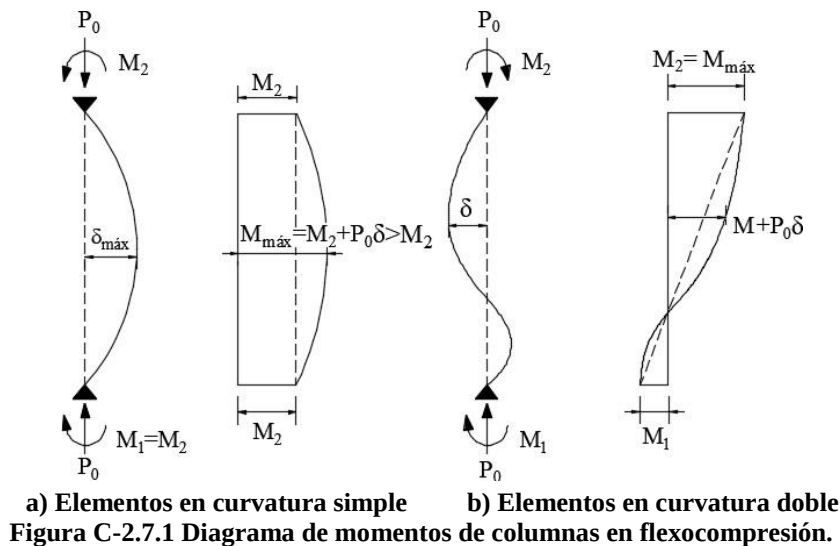
El término $(M_t + B_2 M_{tp})$ se evalúa en los dos extremos de la columna y se considera el mayor de ambos, el cual se tomaría como base para transformar el diagrama de momento en uno uniforme equivalente. Es factible que los momentos máximos en las direcciones $-X||$ y $-Y||$ ocurran en extremos diferentes.

Con la ecuación 2.7.1 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto $P\Delta$, y con la ecuación 2.7.2 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto $P\delta$ cuando éste es significativo.

Nota: El efecto $P\delta$ se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos.

Comentario:

En general, las columnas sujetas a acciones sísmicas están en curvatura doble por lo que el efecto $P\delta$ no suele ser relevante debido a que el momento máximo seguiría presentándose en alguno de los extremos.



Si se observa la ecuación (2.7.3) para determinar B_1 , que corresponde a la evaluación de los efectos $P\delta$, la carga axial P_u dividida entre el factor de reducción de resistencia F_R y de la carga crítica de pandeo elástico P_{e1} , debería ser del orden del 20 por ciento para que el valor B_1 sea de 1.25, para lo cual se requeriría que la carga axial sea muy alta o bien que la columna sea muy esbelta.

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

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

Las estructuras pueden tener rigidez adecuada en una sola dirección, en cuyo caso los momentos de diseño se evaluarán de manera diferente en cada una de las direcciones principales.

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

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}} \quad (2.7.3)$$

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

o bien,

$$B = \frac{1}{1 - \frac{1.2Q \sum P_u}{\sum P_{e2}}} \quad (2.7.5)$$

Comentario:

En la ecuación (2.7.3) el factor C_m transforma el diagrama de elementos mecánicos real en un diagrama uniforme equivalente (flexión uniforme), por lo cual el factor B_1 sin C_m corresponde al factor de amplificación para flexión uniforme.

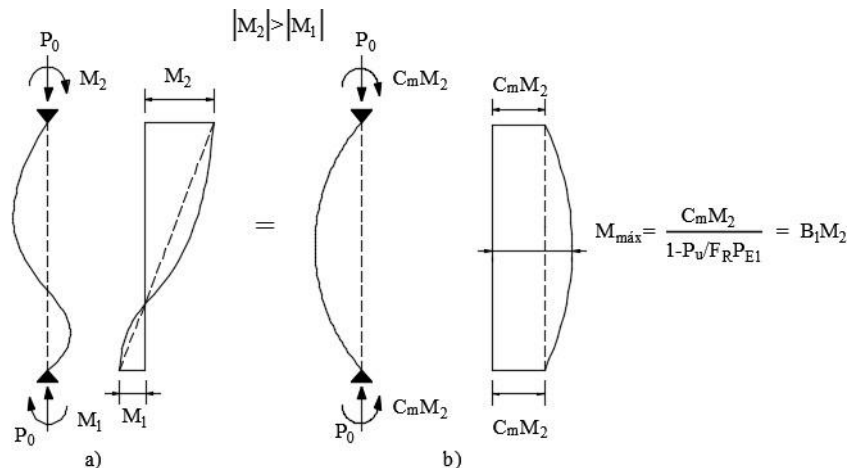


Figura C-2.7.2 Momentos equivalentes, a) condición de carga real, b) condición de momento equivalente

Siempre que sea posible, se recomienda que B_2 se calcule con la ecuación 2.7.4.

Comentario:

Las ecuaciones (2.7.4) y la (2.7.5) son análogas (De Buen, 1993), sin embargo, para el empleo de la ecuación (2.7.5) se requiere conocer el factor de longitud K para movimientos laterales permitidos cuyos valores varían de 1 a infinito, los cuales no son fáciles de determinar.

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

Comentario:

La deducción de la ecuación (2.7.3) se puede ver en la ref. De Buen (1980) y las de la (2.7.4) y (2.7.5) en la ref. De Buen (1993).

Los significados de las literales de las ecuaciones 2.7.1 a 2.7.5 son:

ΣP_u , Δ_{OH} , ΣH y Q	se definen en el inciso 2.3.3, en relación con la ecuación 2.3.1
M_{uox} y M_{uoy}	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en los extremos de una barra flexocomprimida
M_{uox}^* y M_{uoy}^*	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en la zona central de una barra flexocomprimida
M_{ti} y M_{tp}	momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos y por acciones que sí los ocasionan. En éstas, deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que se describen en el inciso 2.5.2.1(b)
B_1	factor que tiene en cuenta los efectos $P\delta$; se determina para cada miembro sujeto a compresión y flexión, en cada plano de flexión. B_1 se hace igual a 1.0 en miembros en los que no hay compresión
B_2	factor que tiene en cuenta los efectos $P\Delta$; se determina para cada entrepiso de la estructura, en cada dirección de translación lateral

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

P_u	fuerza axial de diseño en la columna en consideración
$P_{e1} =$	$\pi^2 EA / (K L/r)^2 = \pi^2 EI / (K L)^2$, carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente K menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas con extremos que no se desplazan lateralmente, aún en los casos en que existen esos desplazamientos; en el cálculo de r se toma 0.8I cuando se emplea el método de análisis directo, e I para determinar longitudes efectivas y hacer análisis de primer orden
$\Sigma P_{e2} =$	$\Sigma[\pi^2 EA / (K L/r)^2] = \Sigma[\pi^2 EI / (K L)^2]$, carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna; K es mayor que 1.0; se consideran todas las columnas que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso en consideración
L	longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión

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

r	radio de giro correspondiente
K	factor de longitud efectiva en el plano de la flexión. Es menor o igual que 1.0 en el cálculo de P_{e1} , ecuación 2.7.3, e igual o mayor para determinar ΣP_{e2} , ecuación 2.7.5
I	índice de estabilidad de un entrepiso definido en el inciso 2.3.3
F_R	factor de resistencia, que se toma igual a 0.9
C_m	coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como se define en el inciso 2.7.3.

2.7.3 Determinación del coeficiente C_m

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

Para tramos que se flexionan en curvatura simple:

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

Para tramos que se flexionan en curvatura doble:

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

Comentario:

Las ecuaciones (2.7.6) y la (2.7.7) proporcionan buenos resultados cuando solo existen momentos concentrados en los extremos del elemento, esto es, no hay cargas entre apoyos, lo que ocurre generalmente en columnas.

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.

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

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

$$C_m = 1 + \Psi \frac{P_u}{P_e} \quad (2.7.8)$$

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

I momento de inercia alrededor de un eje normal al plano de flexión
 δ_o y M_{ou} deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero

En lugar de calcular C_m como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente $C_m = 0.85$, si no lo están $C_m = 1.0$, o bien con algún método más preciso como el método de cuatro momentos definido en el inciso 6.2.1.1 tomando en cuenta que $C_m = 1/C_b$.

Las ecuaciones 2.7.1 a 2.7.9 son válidas para flexión alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, X y Y, de las secciones transversales de las columnas.

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.

3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Este capítulo contiene disposiciones generales relativas a las propiedades geométricas de los elementos de acero estructural.

El capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 3.1. Áreas de las secciones transversales
- 3.2. Relaciones ancho/grueso y pandeo local

Comentario:

Los criterios de este capítulo se aplican a elementos estructurales que formen parte de edificaciones, aunque existen otros sistemas estructurales donde también pueden ser aplicados.

3.1 Áreas de las secciones transversales

3.1.1 Generalidades

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

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

3.1.2 Área neta de miembros en tensión

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

Comentario:

El área neta está basada en el ancho neto y la transferencia de carga de una trayectoria en particular. Dado que es posible que se dañe el agujero durante la perforación o la instalación, se agrega 1/16 pulgadas (1.5 mm) en el cálculo del diámetro nominal para determinar el área neta en agujeros estándar.

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

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

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

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

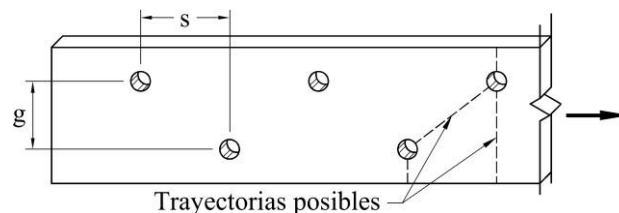


Figura 3.1.1 Distribución en zigzag respecto al eje de la pieza

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

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

El área neta de una sección HSS, rectangular o circular hueca de pared delgada (hollow structural section) ranurada, soldada a una placa de conexión, es el área total menos el producto del grueso por el ancho total del material que se suprime para hacer la ranura.

3.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión

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

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

Comentario:

La tabla 3.1.1 establece el factor de reducción del efecto de corte diferido U , que ocurre cuando las distribuciones de esfuerzo no son uniformes debido a que sólo algunos componentes del miembro están conectados. El factor de reducción U se aplica al área neta A_n de miembros con tornillos y al área total A_t de miembros soldados.

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

$$A_e = UA_n \quad (3.1.1)$$

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

$$A_e = UA_t \quad (3.1.2)$$

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

Comentario:

En la medida que la longitud de la conexión $-L$ se incrementa, el efecto del corte diferido disminuye. Este concepto está expresado empíricamente por la ecuación para determinar U . La resistencia estimada utilizando las expresiones para calcular el área efectiva ha sido correlacionada con los resultados de ensayos de unos 1,000 especímenes de conexiones con pernos y remaches con una banda de dispersión del ± 10 por ciento (Munse y Chesson 1963).

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

Caso	Descripción del elemento	Factor U	Ejemplo
1	Todos los miembros en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldadura, a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	-----
2	Todos los miembros en tensión, excepto placas y perfiles tubulares, en los que la fuerza se transmite, con tornillos o soldaduras longitudinales, a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal. En secciones I o H puede usarse como alternativa el caso 7, en ángulos, el 8	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite, con soldaduras transversales, a algunos, pero no todos, los elementos planos que forman su sección transversal	$U = 1.0$ y A_n = área de los elementos conectados directamente	-----
4	Placas en las que toda la fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales	$l \geq 2w \quad U = 1.00$ $2w > l \geq 1.5w \quad U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \quad U = 0.75$	

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

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

Comentario:

Para un perfil y configuración de miembros conectados cualquiera, $\bar{x}$ es la distancia perpendicular desde el plano de conexión o cara del miembro hasta el centroide de la sección del miembro que recibe la fuerza de conexión. La longitud l es una función del número de filas de sujetadores o la longitud de la soldadura. La longitud l se define como la distancia paralela a la línea de fuerza, entre la primera y la última fila de sujetadores en una línea para conexiones atornilladas. Para determinar el valor de l , se usa la línea con el máximo número de pernos en la conexión.

Para conexiones soldadas, l es la longitud de la soldadura paralela a la línea de fuerza. En los casos con soldaduras con longitudes distintas debe usarse la longitud promedio.

En conexiones en los extremos de perfiles tubulares sometidas a tensión, resueltas con soldadura alrededor del perímetro del perfil tubular, no existe corte diferido o reducción en el área bruta. Dado que todas las partes están conectadas.

3.1.4 Placas de unión

El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se hará de acuerdo con el inciso 10.4.1.

3.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

3.2.1 Clasificación de las secciones

Comentario:

Los elementos que componen las secciones se clasifican a partir de los límites establecidos en la tabla 3.2.1 y 3.2.2, que definen el límite de compresión para evitar el pandeo local en elementos en compresión pura y en elementos comprimidos producto de la flexión. Los elementos en compresión se clasifican en sección compacta o no compacta únicamente dado que no se requiere capacidad de rotación; mientras que los elementos sujetos a flexión se clasifican en elementos esbeltos, no compactos y compactos.

3.2.1.1 Miembros en compresión axial

Las secciones transversales de los miembros estructurales comprimidos se clasifican en –no-esbeltas y –esbeltas, en función de las relaciones ancho/grueso máximas de los elementos planos que las componen. Si esas relaciones no exceden los valores indicados en la tabla 3.2.1 la sección es no-esbelta; en caso contrario es esbelta.

En la tabla 3.2.1 se indican las características geométricas de los diversos tipos de secciones.

3.2.1.2 Miembros en flexión

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

Las secciones tipo 1 (secciones para –diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 3 o 4) pueden alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura y para desarrollar las ductilidades requeridas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas con los valores de Q indicados.

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

Las secciones tipo 3 (secciones –no-compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 (secciones eseltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Comentario:

Las secciones, para diseño plástico (que cumplen λ_{pl}), son capaces de desarrollar una distribución de compresiones completamente plástica y poseen una capacidad de rotación de aproximadamente tres antes del inicio del pandeo local, esto es, alcanzan el momento plástico M_p y lo mantienen para que se formen las articulaciones plásticas en otras secciones. Las secciones compactas desarrollan fluencia de los elementos comprimidos antes que ocurra el pandeo local, esto es, alcanzan M_p pero no son capaces de mantenerlo. Las secciones con elementos no compactos alcanzan el momento M_y y las eseltas tienen pandeo local antes de alcanzar el momento M_y .

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

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

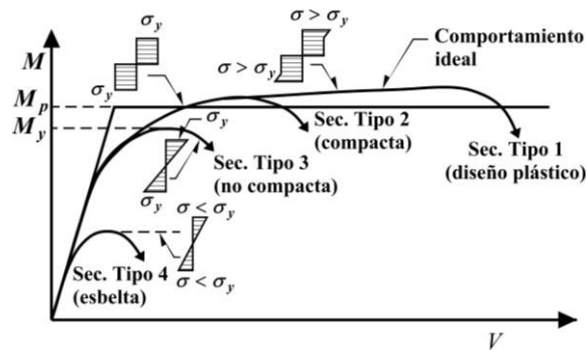


Figura 3.2.1 Relaciones momento-deflexión de vigas

Comentario:

El factor k_c para relaciones ancho/grueso de la tabla 3.2.1, considera la interacción del patín y del alma durante el pandeo local (Johnson, 1985). Cuando los elementos no cumplan con los límites de la tabla 3.2.1 deben diseñarse como elementos esbeltos en compresión y serán sujetos a reducciones en el cálculo de su capacidad por pandeo local. El factor k_c es el mismo en elementos sujetos a compresión y a flexión, debido a que la interacción patín-alma en compresión axial y en flexión es similar. El límite máximo de 0.76 corresponde a una relación $h/t = 27.5$ que se usa como resistencia al pandeo local en secciones I.

Los elementos atiesados son aquellos que solamente están apoyados a lo largo de uno de sus bordes, como lo son los patines de secciones I, mientras que los atiesados están apoyados en dos de sus bordes, como los patines de las secciones en cajón.

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

	Descripción del elemento	λ	$\lambda_r^{(1)}$ Sección tipo 1, 2 o 3	Ejemplos
Elementos no atiesados ⁽³⁾	Patines de secciones I o H laminadas, placas que sobresalen de esas secciones, alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente, patines de canales y de té	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		b / t_p		

	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, placas o alas de ángulos que sobresalen de ellas, atiesadores	b/t o b/t_p	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ⁽²⁾	
	Alas de ángulos sencillos o de ángulos dobles con separadores, elementos soportados a lo largo de uno solo de sus bordes longitudinales	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de tés	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados ⁽³⁾	Almas de secciones I o H con dos ejes de simetría y de canales	h/t_a	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de grueso uniforme de secciones HSS y en cajón, rectangulares	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines, placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Todos los elementos atiesados restantes	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones HSS circulares	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

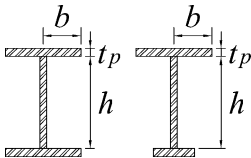
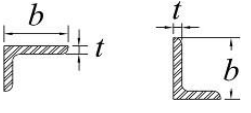
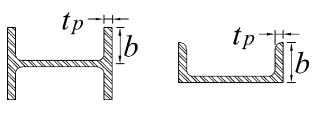
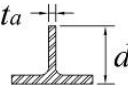
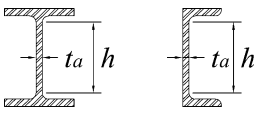
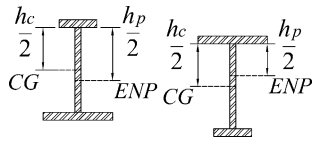
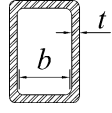
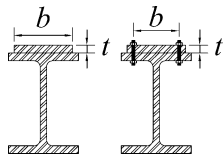
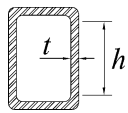
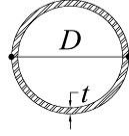
⁽¹⁾ λ_r es la relación que separa los elementos no-esbeltos de los esbeltos

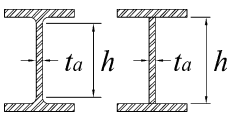
⁽²⁾ $k_c = 4 / \sqrt{h/t_a}$, pero no menor de 0.39 ni mayor de 0.76.

⁽³⁾ Para la definición de elementos no atiesados y atiesados ver los incisos 3.2.3.1 y 3.2.3.2.

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

	Descripción del elemento	λ	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	Ejemplos
Elementos no atiesados ^(c)	Patines de secciones laminadas I, H, canales y tés	b/t_p	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Elementos atiesados (c)	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, con dos o un eje de simetría	b / t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k E}{F_L}}$	(a) (b) 
	Alas de ángulos sencillos	b / t		$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de todas las secciones I, H y canal flexionadas alrededor del eje de menor inercia	b / t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones T	d / t_a	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones I y H con dos ejes de simetría y de canales	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones I y H con un solo eje de simetría	h_c / t_a		$\frac{h_e \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2} \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones HSS y en cajón de paredes de grueso uniforme, ambas rectangulares	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines y diafragmas entre líneas de sujetadores o soldaduras	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones en cajón y HSS rectangulares	h / t		$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	HSS de sección circular	D / t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Almas flexocomprimidas	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{F_y P} \right)}$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{F_y P} \right)}$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{F_y P} \right)}$	

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

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

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

CG = centro de gravedad; ENP = eje neutro plástico; h_c = dos veces la distancia desde el CG a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines; h_p = dos veces la distancia desde el ENP a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines.

Comentario:

Con el propósito de facilitar la aplicación de estos criterios, se incluyeron ilustraciones en las tablas 3.2.1 y 3.2.2 para identificar los elementos planos atiesados y no atiesados que se discuten en las siguientes secciones.

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

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

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

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

Comentario:

En el caso de elementos que formen parte de estructuras en zonas de alta sismicidad se debe cumplir los límites establecidos en la tabla 12.1.2 en el Capítulo 12 de estas normas, que son más estrictos que los indicados en la tabla anterior.

3.2.3 Ancho

3.2.3.1 Elementos planos no atiesados

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

- En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras o tornillos
- En alas de ángulos, patines de canales y zetas, la dimensión nominal total
- En almas de té, el peralte 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

3.2.3.2 Elementos planos atiesados

Son elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho h , h_c o b se toma igual a:

- a) En almas de secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con ellos; en secciones asimétricas h_c es el doble de la distancia del centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines
- b) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras o tornillos
- c) En patines de secciones laminadas en cajón (HSS), b es la distancia libre entre almas, y h la distancia libre entre patines, en ambos casos menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, las distancias libres menos tres veces el grueso de las paredes
- d) En almas de secciones formadas por placas, H , I o en cajón, h es la distancia entre líneas adyacentes de tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines
- e) En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío, h es la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte

Comentario:

Existen límites más estrictos para secciones HSS rectangulares sometidas a flexión en el capítulo 12 (tabla 12.1.2) que están especificadas para el diseño en zonas de alta sismicidad. Estos límites están basados en los resultados de (Z. and Goel), que demostraron que las secciones rectangulares sujetas a carga axial reversible reportaron una factura importante a los pocos ciclos de ocurrir el pandeo local. Estos resultados se confirmaron por Sherman (1976), donde las secciones rectangulares eran capaces de soportar 500 ciclos cuando no ocurría pandeo local, pero la falla ocurría a menos de 40 ciclos si ocurría.

3.2.4 Grueso

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

3.2.5 Secciones tipo 4 (esbeltas) en elementos planos

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

3.2.5.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente

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

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

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

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

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

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

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

3.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

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

3.2.6 Secciones circulares huecas

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

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

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

- D diámetro exterior de la sección
- t grueso de la pared
- A área total, no reducida, de la sección transversal

Comentario:

Los límites, D/t (diámetro/espesor), de la tabla para las secciones circulares en flexión está basada en Sherman 1976; Sherman & Tenavde, (1984). Igualmente, la relación D/t debe estar limitada a $0.45E/F_y$ para cualquier sección circular. Cuando no se cumple este límite, la resistencia al pandeo local disminuye rápidamente y hace impráctico el uso de estas secciones.

4. MIEMBROS EN TENSIÓN

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

Este capítulo está integrado por las siguientes secciones:

- 4.1. Estados límite
- 4.2. Resistencia de diseño
- 4.3. Miembros armados
- 4.4. Relaciones de esbeltez

Comentario:

Este capítulo aplica a elementos sujetos a carga axial en tensión pura. Cualquier excentricidad que pudiera existir entre el eje de aplicación de la carga y el centroide del elemento, generará flexión; en este caso, el elemento se diseñará como un elemento sometido a flexotensión, y se aplicarán las especificaciones del inciso 8.2.

4.1 Estados límite

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

Comentario:

Debido al endurecimiento por deformación, un elemento de acero sometido a una carga axial en tensión puede resistir hasta la ruptura una fuerza más grande que la que se calcula con el área total y un esfuerzo mínimo de fluencia. Sin embargo, una elongación excesiva en un miembro a tensión relacionada con una fluencia no controlada, además de definir el límite de utilidad, puede precipitar la falla del sistema estructural en esa región. Por otra parte, dependiendo de la reducción del área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar con relación al área con una carga menor a la requerida para que falle respecto al área total. Por lo tanto, la fluencia del área total y la ruptura de la sección neta constituyen los estados límite.

4.2 Resistencia de diseño

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

a) Estado límite de fluencia en la sección total:

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

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

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

En las ecuaciones anteriores:

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

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

4.3 Miembros armados**Comentario:**

Esta sección aplica a miembros armados unidos en celosía, con placas de conexión y placas perforadas. La longitud y el espesor de las placas de conexión está restringidas por la distancia entre la línea de conectores h , que pueden ser tornillos o soldaduras.

4.3.1 Separación entre elementos de unión

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

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

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

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

Comentario:

Los requisitos para la resistencia a tensión de miembros conectados con pasadores utilizan la misma magnitud del factor de resistencia del estado límite según corresponda. Sin embargo, las definiciones de área neta efectiva por tensión y cortante son diferentes. En la figura C-4.1 se muestran los requisitos para miembros conectados con pasadores (AISC 360-16):

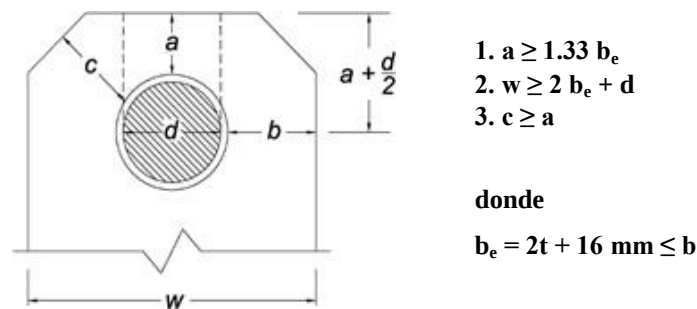


Figura C-4.1. Requisitos de dimensión de elementos conectados con pasadores.

4.3.2 Elementos de unión entre piezas principales

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

Comentario:

No es muy común en la construcción actual el uso de elementos a tensión formados por placas que se ligan mediante cordones de soldadura o cubrepalcas perforadas. La longitud y espesor de las placas está limitada por la distancia entre los conectores, h , que pueden ser tornillos o soldaduras.

Las figuras 4.3.1 y 4.3.2 muestran el criterio para la separación entre los conectores que configuran la sección compuesta.

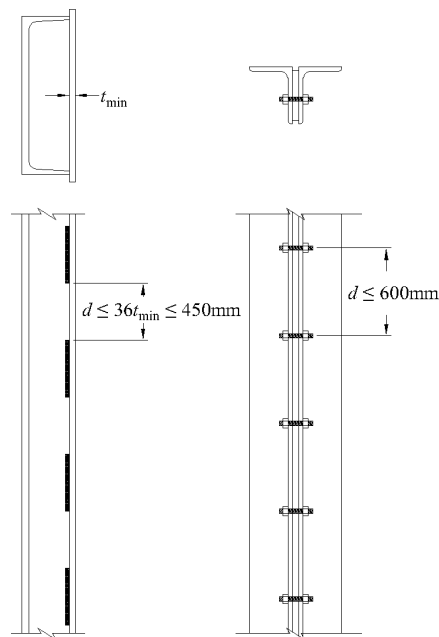


Figura 4.3.1 Separación máxima entre tornillos o soldaduras en miembros armados en tensión

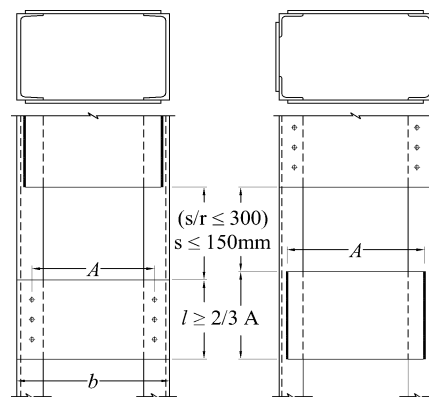


Figura 4.3.2 Detalles de unión con placas en elementos armados

Comentario:

En ángulos individuales, el radio de giro respecto al eje z produce la relación de esbeltez máxima, con excepción de condiciones de apoyo muy inusuales.

4.4 Relaciones de esbeltez

Comentario:

El límite propuesto ($kL/r < 300$) se basa en el juicio profesional y las consideraciones prácticas de economía, facilidad de manejo y cuidados necesarios para minimizar el daño accidental durante la fabricación, el transporte y la construcción. Este límite de esbeltez no es esencial para la integridad estructural de los miembros a tensión; simplemente asegura un grado de rigidez tal que sea improbable un movimiento lateral indeseable como vibración. La falta de rectitud dentro de tolerancias razonables no afecta la capacidad de un elemento para resistir fuerzas en tensión. En los casos donde hay imperfecciones; éstas tienden a disminuir ante cargas en tensión y tienden a incrementarse ante cargas en compresión.

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

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

5. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Este capítulo contiene recomendaciones para el diseño de miembros prismáticos de sección transversal constante sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan en el centroide de su sección transversal.

Incluye las secciones siguientes:

- 5.1. Estados límite
- 5.2. Resistencia de diseño
- 5.3. Miembros armados por varios perfiles

5.1 Estados límite

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

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

5.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, R_c , se determina como se indica a continuación. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límites pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

5.2.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

a) Miembros de sección transversal H, I, circular o rectangular hueca:

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

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

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

λ_c parámetro de esbeltez

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

F_e esfuerzo crítico de Euler

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

$K L/r$ relación de esbeltez máxima de la columna;

n coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes, para las secciones más comunes empleadas como columnas:

$n = 2.0$ en columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4220 kg/cm²) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm²), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos residuales, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1.

$n = 1.4$ en columnas de sección transversal H o I laminadas con patines de más de 50 mm de grueso o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1.

$n = 1.0$ en columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales.

Nota: Los valores $n = 1.4$ y $n = 1.0$ se refieren a aceros de grado menor que 60 o con límite de fluencia menor que 414 MPa (4220 kg/cm²).

La ecuación 5.2.1 se obtuvo con un estudio analítico-experimental en el que se incluyeron, entre otros, esfuerzos residuales, defectos geométricos iniciales y plastificación creciente del material. Se obtuvieron tres curvas de diseño, que proporcionan la resistencia en compresión de columnas de diversos tipos, en función de su esbeltez. Esas tres curvas se obtienen introduciendo en la ecuación 5.2.2 cada uno de los valores del coeficiente n que se proporcionaron arriba. La tabla 5.2.1 incluye información adicional para otros perfiles, menos comunes.

Comentario:

En la tabla C5.1 se muestran las magnitudes de la relación de esbeltez máxima y el esfuerzo elástico crítico F_e para esfuerzos de fluencia F_y de los tipos de acero más comunes de la práctica mexicana.

Tabla C 5.1 Magnitud de la relación de esbeltez máxima y el esfuerzo elástico crítico F_e

F_y MPa (kg/cm ²)	Límite KL/r	F_e MPa (kg/cm ²)
250 (2,530)	134	111 (1,131)
345 (3,515)	113	153 (1,560)
415 (4,200)	104	184 (1,876)
485 (4,945)	96	215 (2,192)

Tabla 5.2.1 Valores del coeficiente n

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzo de fluencia nominal del acero, F _y , MPa(kg/cm ²)				
			≤ 248 MPa (≤2530 kg/cm ²)	249-344 MPa (2535-3510 kg/cm ²)	Gr. 50 345MPa (3515 kg/cm ²)	346-620 MPa (3520-6325 kg/cm ²)	Gr. 90 > 621MPa (>6330 kg/cm ²)
I o H laminadas	perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
	Pesados(t _p ≥51mm)	Mayor	1.0	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
I o H armadas	placa estándar	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	2.0
	placa gruesa(t _p ≥51 mm)	Mayor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Sección armada cajón con cuatro placas		Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
Tubos cuadrados o rectangulares	laminados en frío	Mayor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
	tratados térmicamente	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tubos circulares	laminadosen frío	NA	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	Laminadosen caliente	NA	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Todos los perfiles relevados de esfuerzos residuales		MayorMenor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

NA:No aplica

Comentario:

Esta sección aplica a miembros sin elementos esbeltos, con sección doblemente simétrica o hueca en los que no es crítico el pandeo por torsión. La ecuación (5.2.1) proporciona el resultado de la resistencia de diferentes tipos de elementos cuya sección y geometría define un valor específico para el parámetro λ . El parámetro λ F_y representa el esfuerzo efectivo a compresión en la sección transversal y es función de la esbeltez del miembro. Las curvas de diseño que se obtienen al sustituir λ en la ecuación (5.2.1) han incluido resultados de estudios experimentales y analíticos.

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

R_c se calcula con la ecuación 5.2.1, con $n = 1.4$ (independientemente del valor de F_y)

F_R factor de resistencia, igual a 0.9

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

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

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

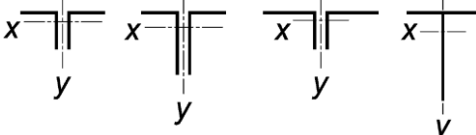
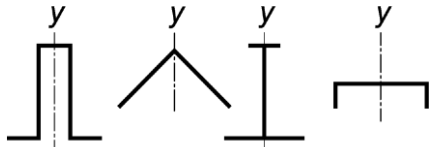
Comentario:

Las ecuaciones de esta sección para determinar las cargas de pandeo elástico por torsión y flexotorsión se derivan a partir de estudios analíticos e investigaciones sobre estabilidad

estructural (Bleich,1952; Timoshenko y Gere, 1961; Galambos, 1968a; Chen y Atsuta, 1977; Galambos y Surovek, 2008 y en Ziemian, 2010). Dado que estas ecuaciones se aplican solamente para pandeo elástico, se deben modificar para considerar pandeo inelástico, lo que se hace por medio de la ecuación (5.2.3).

Los modos de pandeo por torsión y por flexotorsión pueden controlar la resistencia de miembros simétricos fabricados a partir de elementos de placas relativamente delgadas y miembros asimétricos y miembros simétricos con longitudes no arriostradas por torsión significativamente mayor que las longitudes no arriostradas del eje débil en flexión. Las ecuaciones para determinar el esfuerzo crítico elástico para tales miembros se discuten en esta sección. La Tabla C-5.2.2 sirve como guía para seleccionar las ecuaciones apropiadas.

Tabla C-5.2.2. Identificación de ecuación para la revisión por pandeo torsional y flexotorsión

Sección transversal	Ecuación
Todos los perfiles con dos ejes de simetría y secciones en Z 	Ecuación 5.2.5
Ángulo doble y sección en forma de T 	Ecuación 5.2.6
Miembros con un eje de simetría 	Ecuación 5.2.6
Miembros asimétricos 	Ecuación 5.2.7

5.2.2.1 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC}{\left(\frac{K_z L_z}{I_x + I_y} \right)^2} \right] \left[\frac{1}{I_x + I_y} \right] \quad (5.2.5)$$

Deben revisarse, también, las ecuaciones 5.2.10 y 5.2.11.

5.2.2.2 Columnas de sección transversal con un eje de simetría

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

Debe revisarse, también, la ecuación 5.2.11.

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

5.2.2.3 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría:

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

$$\left(F_e - F_{ex} \right) \left(F_e - F_{ey} \right) \left(F_e - F_{ez} \right) - F_e^2 \left(F_e - F_{ex} \right) \left(F_e - F_{ey} \right) \left(F_e - F_{ez} \right) = 0 \quad (5.2.7)$$

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

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \right) \quad (5.2.9)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x} \right)^2} \quad (5.2.10)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y} \right)^2} \quad (5.2.11)$$

$$F_{ez} = \left[GJ + \frac{\pi^2 EC}{\left(\frac{K_z L}{r_z} \right)^2} \right] \frac{1}{Ar_o^2} \quad (5.2.12)$$

F_{ex} y F_{ey} se calculan respecto a los ejes centroidales y principales.

Comentario:

Las ecuaciones 5.2.7 a 5.2.12 contienen un factor de longitud efectiva de pandeo torsional, K_z . Este factor puede tomarse conservadoramente como $K_z=1.0$. Para mayor precisión, si ambos extremos del elemento en la conexión están restringidos contra pandeo en al menos un peralte, el factor se puede considerar igual a $K_z=0.5$. Si un extremo del miembro está restringido al alabeo y el otro extremo está libre, entonces el factor se puede considerar igual a $K_z=0.7$.

Las literales que aparecen en las ecuaciones 5.2.8 a 5.2.12 tienen los significados siguientes:

E	módulo de elasticidad
G	módulo de elasticidad al esfuerzo cortante
J	constante de torsión de Saint Venant
C_a	constante de torsión por alabeo
I_x, I_y	momentos de inercia de la sección transversal de la columna alrededor de cada uno de sus ejes centroidales y principales X y Y
L_x, L_y, L_z	longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
K_x, K_y, K_z	factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
x_o, y_o	distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
r_x, r_y	radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y
r_o	radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión

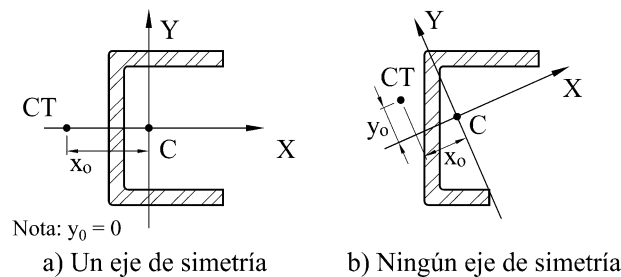


Figura 5.2.1 Centroide (C) y centro de torsión (CT)

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

Comentario:

El parámetro clave para el diseño de la capacidad a carga axial en compresión en estos elementos, es el esfuerzo elástico crítico F_e , el cual se calculará con las ecuaciones (5.2.5) o (5.2.6) para secciones doblemente simétricas o con un solo eje de simetría, respectivamente, y con las ecuaciones (5.2.4) y (5.2.7 a 5.2.12) para secciones sin ejes de simetría.

Para el caso de columnas con dos ejes de simetría, es importante tener presente que la restricción al desplazamiento lateral en la dirección del menor radio de giro de la columna, podría no evitar el giro torsional de la columna, el cual ocurre con respecto al centroide, de manera que la longitud sin restricción al pandeo torsional podría ser mayor que la longitud sin restricción a la flexión en esta dirección —débil—. Por ello, al aplicar la ecuación 5.2.5, también es necesario revisar las ecuaciones 5.2.10 y 5.2.11.

La longitud efectiva para pandeo torsional ($K_z L_z$) puede considerarse conservadoramente como la longitud de la columna, pero puede reducirse a 0.5 veces la longitud de la columna, si en ambos extremos de la columna se presentan conexiones que restringen la deformación torsional de la sección. Si solo existen este tipo de conexión en uno de los extremos de la columna, se podría considerar una longitud efectiva para pandeo torsional igual a 0.7 veces la longitud de la columna.

5.2.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos

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

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

Comentario:

En las NTC-DCEA-17 se hace una distinción entre miembros que tienen elementos no atiesados y atiesados. Se utilizan dos filosofías separadas: a) se considera que los elementos no atiesados llegan a su estado límite cuando alcanzan su esfuerzo teórico por pandeo local y, b) los elementos atiesados, por otro lado, hacen uso de la resistencia post-pandeo inherente a una placa que se soporta en sus dos bordes longitudinales, como en miembros tubulares. El concepto de ancho efectivo se usa para obtener la resistencia post-pandeo adicional.

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

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

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

Comentario:

Es poco común que el diseñador recurra a columnas que estén regidas por posibles combinaciones de los modos anteriores y por el pandeo local de sus elementos. Si alguno de los elementos de la sección transversal es esbelto, debe revisarse la reducción en la capacidad de carga por posibles efectos combinados de pandeo local y/o pandeo global.

Las recomendaciones para columnas tubulares de sección transversal circular y la limitación propuesta relaciones D/t mayor que $0.45E/F_y$ está basada en pruebas experimentales.

5.3 Miembros armados por varios perfiles

Comentario:

En esta sección se emiten especificaciones para la resistencia y requerimientos dimensionales de miembros armados por dos o más perfiles interconectados por tornillos o soldadura. La resistencia a compresión de los miembros armados se ve afectada por la interacción entre el modo de pandeo de conjunto y el modo de pandeo de cada elemento individual.

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.3 y 3.2. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

5.3.1 Separación entre tornillos o soldaduras

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

Comentario:

Limitar la relación de esbeltez de los elementos que conforman el miembro armado entre los tornillos o soldaduras, al 75 por ciento de la relación de esbeltez global mitiga efectivamente el efecto de pandeo compuesto. Es posible consultar una discusión más amplia en (Duan et al. 2002).

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

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

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

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

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

t grueso de la placa exterior

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

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

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

Comentario:

Para que un miembro compuesto actúe como elemento estructural, la conexión en el extremo debe ser soldada o con tornillos pretensados. Por otra parte, la resistencia a la compresión se verá afectada por la deformación de corte de los conectores intermedios. Estos criterios utilizan una relación de esbeltez efectiva límite para considerar este efecto. Cuando se utilizan conectores intermedios pretensados o soldados, Aslani y Goel (1991) desarrollaron una fórmula semianalítica para el uso de las especificaciones del AISC 360. A medida que se dispuso de más datos experimentales, un estudio estadístico desarrollado por Sato y Uang (2007) mostró que las expresiones simplificadas que se retoman en las NTC-DCEA-17 (ecuaciones 5.3.1 a 5.3.3) tienen una precisión adecuada.

La capacidad de carga de columnas fabricadas con varios perfiles, es resultado de la interacción entre el pandeo global de la columna completa y el pandeo local de los diferentes elementos que la componen. El efecto combinado de pandeo puede controlarse si la relación de esbeltez de los elementos individuales igual o menor al 75% de la relación de esbeltez del elemento completo; la separación entre tornillos o soldaduras, será entonces un aspecto importante para definir la resistencia de este tipo de columnas.

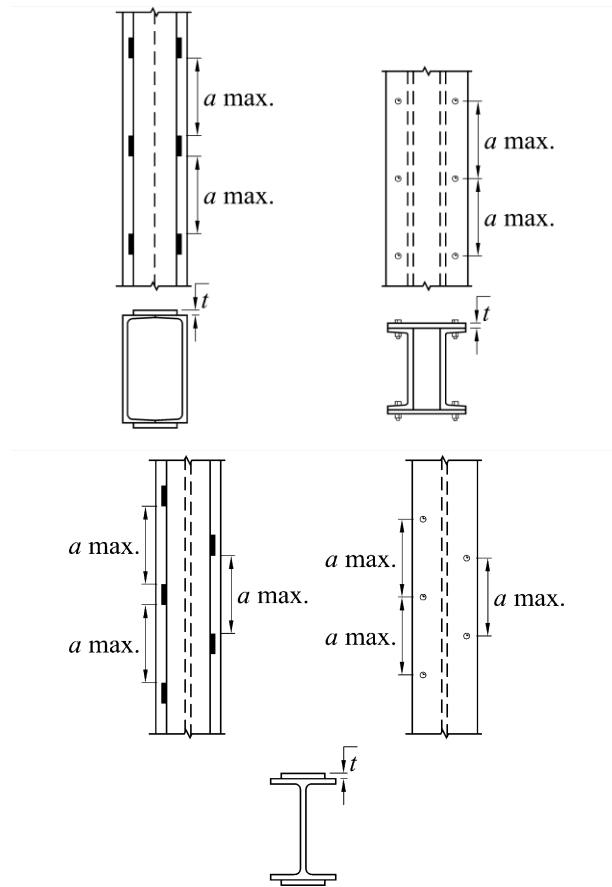


Figura 5.3.1 Miembros armados. Separación máxima —a— de elementos de unión.

5.3.2 Relaciones de esbeltez

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

La resistencia en compresión del miembro armado se basa en:

- La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (ejemplo: dos canales unidos entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas).
- Una relación de esbeltez modificada, respecto al eje normal al considerado en el inciso 5.3.2(a), cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es:

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

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i} \right)^2} \quad (5.3.1)$$

- Cuando los sujetadores intermedios son soldaduras o tornillos pretensados:

Para $a/r_i \leq 40$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \left(\frac{KL}{r} \right)_0 \quad (5.3.2)$$

Para $a/r_i > 40$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i} \right)^2} \quad (5.3.3)$$

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

$(KL/r)_0$ relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado

a distancia entre tornillos o distancia libre entre soldaduras

r_i radio de giro mínimo del elemento individual

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

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

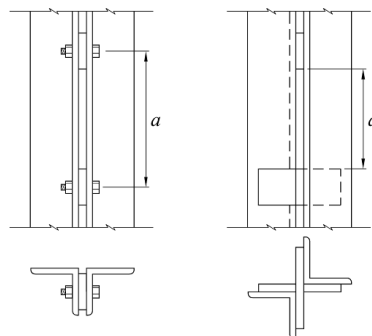


Figura 5.3.2 Miembros armados. Separación –all entre elementos de unión

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

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

5.3.3 Elementos para armar los miembros

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

5.3.3.1 Placas de unión perforadas

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

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

- La relación ancho/espesor debe satisfacer los límites de la tabla 3.2.1
- La relación entre la longitud, l_a , (en la dirección de la fuerza) y el ancho, b_a , del agujero de acceso no excede de 2
- La distancia libre entre perforaciones en la dirección de la fuerza no es menor que la distancia transversal entre líneas próximas de tornillos o soldaduras
- La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 38 mm.

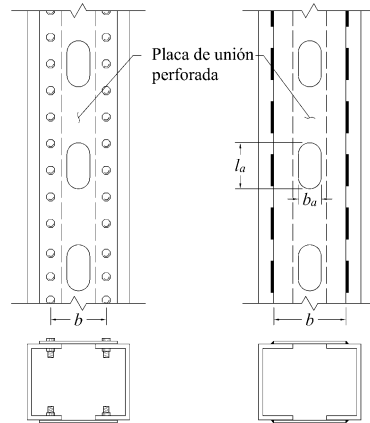


Figura 5.3.3 Placas de unión perforadas para armar miembros

Comentario:

Algunos requisitos de dimensionamiento se basan en el juicio y la experiencia del diseñador establecidos en el AISC 360-17 complementados para la práctica mexicana. Las disposiciones que rigen el dimensionamiento de las placas de cubierta perforadas se basan en una amplia investigación experimental como en Stang y Jaffe (1948).

5.3.3.2 Celosías

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

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

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

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

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

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

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

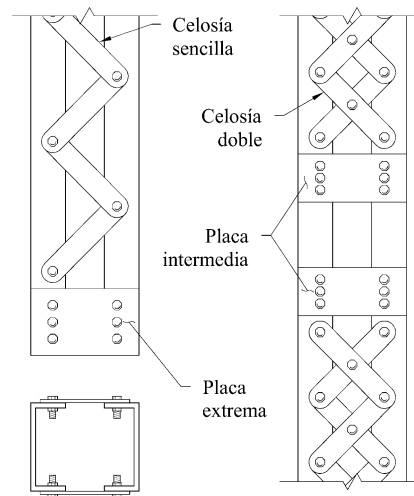


Figura 5.3.4 Celosías para armar miembros en compresión

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

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

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

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

5.3.4 Elementos perpendiculares a los principales

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

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

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

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

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

6. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

Este capítulo es aplicable a vigas laminadas y a trabes hechas con placas soldadas. Está compuesto por las secciones siguientes:

- 6.1. Estados límite
- 6.2. Consideraciones generales y resistencias nominales
- 6.3. Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 6.4. Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia
- 6.5. Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 6.6. Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia
- 6.7. Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas
- 6.8. Miembros de sección tabular circular
- 6.9. Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría
- 6.10. Ángulos sencillos
- 6.11. Miembros de sección rectangular o circular maciza
- 6.12. Miembro de sección sin ningún eje de simetría
- 6.13. Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas

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.

Las resistencias de diseño en flexión, M_R , se determinan con la expresión $F_R M_n$, y las resistencias nominales, M_n , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, se evalúan como se indica en lo que sigue.

6.1 Estados límite

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

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

Nota: El estado límite de fatiga se estudia en el Apéndice D.

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

Nota: Tabla 6.1.1 Estados límite aplicables a las diversas secciones				
Sección del capítulo	Sección transversal	Patín	Alma	Estados Límite
6.3		C	C	F PLT
6.4		NC E	C NC	F PLT PLP
6.5		C NC E	E	F PLT PLP
6.6		C NC E	NA	F PLP
6.7		C NC E	C NC	F PLP PLA
6.8		NA	NA	F PL
6.9		C NC E	NA	F PLT PLP PLA
6.10		NA	NA	F PLT PLAA
6.11		NA	NA	F PLT
6.12	Asimétrica	NA	NA	Todos

Simbología:

C	Compacta
NC	No Compacta
E	Esbelta
F	Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia
PLT	Pandeo lateral por flexotorsión

PLP	Pandeo local del patín comprimido
PLA	Pandeo local del alma por flexión
FPT	Fluencia del patín en tensión
PLAA	Pandeo local en alas de ángulos
PL	Pandeo local
NA	No aplica

6.2 Consideraciones generales y resistencias nominales

- 1) En todos los casos de este capítulo el factor de reducción de resistencia F_R es igual a 0.9, excepto cuando se indique otra cosa.
- 2) Para las ecuaciones en esta sección se considera que no hay rotación inicial alrededor del eje longitudinal entre secciones soportadas.
- 3) Para miembros con secciones con un eje de simetría en curvatura simple, y para aquellos con secciones doblemente simétricas, el factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b , se determina conforme el inciso 6.2.1.
- 4) Para miembros con sección transversal con un eje de simetría en curvatura doble, por ejemplo secciones I con patines de ancho o espesores diferentes, el pandeo lateral por flexotorsión se deberá verificar para cada uno de los patines.

6.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b

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

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

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

Para vigas en voladizo en las que el extremo libre no tiene restricción lateral se considera $C_b = 1.0$.

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

En ningún caso se permite que el máximo momento nominal exceda el momento plástico, es decir, $C_b M_n \leq M_p$.

Para miembros con secciones doblemente simétricas y sin carga transversal entre los soportes transversales, $C_b = 1.0$ para momentos extremos iguales y de sentido opuesto (curvatura simple); $C_b = 2.5$ para momentos iguales y del mismo sentido (curvatura doble) y $C_b = 1.67$ cuando el momento en un extremo es cero.

Comentario:

En caso de requerirse procedimientos más precisos, cómo, por ejemplo, cuando las cargas están aplicadas en el patín inferior o bien cuando no están aplicadas en el centro de cortante de la sección transversal es necesario recurrir a la literatura especializada (De Buen, 1980).

6.2.1.1 Método de los cuatro momentos

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

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

- $M_{\max}$ momento máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas.
- M_A momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente
- M_B momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente
- M_C momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente.

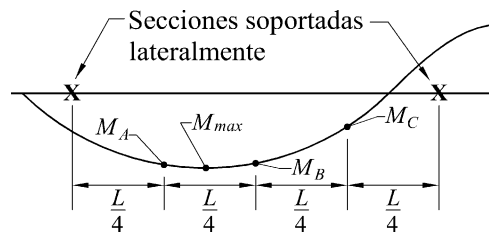


Figura 6.2.1 Localización de los momentos para el método de cuatro momentos

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

Comentario:

La ecuación de los cuatro momentos (6.2.1) proporciona resultados bastante precisos cuando hay cargas entre las secciones soportadas lateralmente. En la ecuación $M_{\max}$ es el momento máximo del diagrama de momentos actuando entre los puntos de soporte lateral. (Ref. A Historical and Technical Overview of the C_b Coefficient in the AISC Specification).

6.2.1.2 Método alterno

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

$$C_b = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^{1/4} \right] \leq 2.5 \quad (6.2.2)$$

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

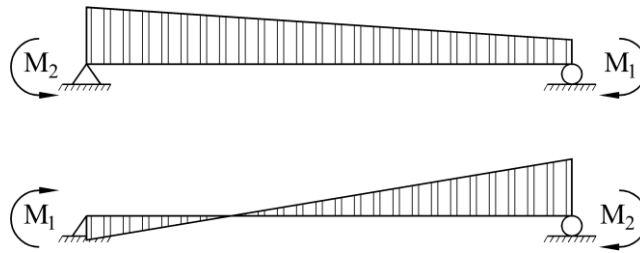


Figura 6.2.2 Diagrama de momentos lineal para el método alternativo.

Comentario:

La ecuación (6.2.2.) proporciona valores adecuados cuando no hay cargas entre las secciones soportadas lateralmente (puntos de soporte lateral y apoyos), por ejemplo, para la mayoría de las columnas las cuales suelen no tener carga entre apoyos. Cuando hay cargas entre secciones soportadas lateralmente y hay puntos de inflexión, como lo es para el caso de una viga doblemente empotrada con carga repartida, el valor de C_b es muy conservador y poco preciso.

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

La resistencia nominal es el menor de los valores siguientes:

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

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

$$M_n = Z_x F_y = M_p \quad (6.3.1)$$

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

Comentario:

Para secciones tipo 1 y 2 la resistencia máxima es la correspondiente a M_p .

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

6.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

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

Cuando $M_e > \frac{2}{3} M_p$ $(L_u < L \leq L_r)$

$$M_n = 1.15 M_p \left(1 - \frac{0.20 M_p}{M_e} \right) \leq M_p \quad (6.3.2)$$

Comentario:

La ecuación (6.3.2) corresponde a pandeo inelástico. La norma adopta la transición parabólica de Bleich (De Buen 1980) que considera esfuerzos residuales de $0.5 F_y$ que elevado al cuadrado correspondería un factor de 0.25 el cual se ha incrementado a 0.28 dado que se ha definido la transición entre el intervalo elástico del inelástico a $2/3 M_p$ o $2/3 M_y$, según el caso, en lugar de $1/2$. El factor de 1.15 toma en cuenta el efecto del endurecimiento por deformación.

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

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

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

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

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

Comentario:

La ecuación (6.3.4) corresponde a la solución elástica para una viga en flexión uniforme. Las acciones diferentes a la flexión uniforme se toman en cuenta por medio del factor C_b .

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

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

1) Miembros de sección transversal I

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

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

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

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

- L_u Longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico
- M_p

L_r Longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3 (intervalos inelástico y elástico)

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

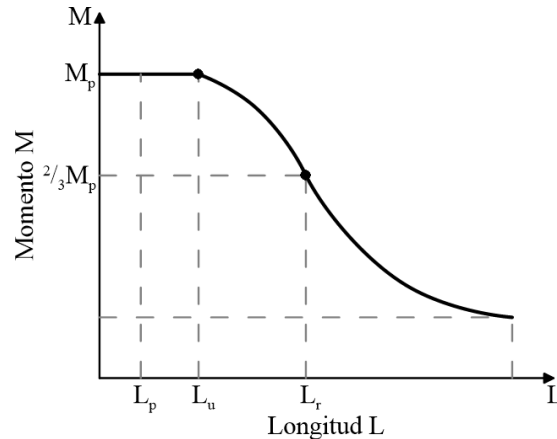


Figura 6.3.1 Momento nominal como función de la longitud de la viga soportada lateralmente. Secciones compactas y no compactas

Comentario:

Se han definido las longitudes L_u y L_r que dividen los distintos intervalos. Para longitudes entre L_u y L_r corresponde al pandeo inelástico y mayor a L_r es pandeo elástico. Para determinar la resistencia de una viga no es necesario calcular las longitudes características, basta con determinar el momento elástico y si es mayor a $2/3 M_p$ o a $2/3 M_y$ según el caso, se corrige por inelasticidad.

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

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

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

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

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

Comentario:

Para secciones tipo 1 y 2 la resistencia máxima es la correspondiente a M_p .

6.4.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

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

Cuando $M_e > \frac{2}{3} M_y \quad (L \leq L_r)$

$$M_n = 1.15 M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_e} \right) \leq M_y \quad (6.4.2)$$

Cuando $M \leq \frac{2}{3} M_y$ ($L > L_r$)

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

M_e se calcula con la ecuación 6.3.4.

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

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

6.4.3 Pandeo local del patín comprimido

a) Secciones con patines no compactos (tipo 3)

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

Comentario:

Se permite que se considere una capacidad a flexión comprendida entre M_p y M_y en función de la relación ancho grueso de los patines.

b) Secciones con patines esbeltos (tipo 4)

La resistencia nominal, M_n , se determina como:

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

S_e , que es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con el inciso 3.2.5, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Comentario:

Al ser los patines tipo 4 se calcula el ancho efectivo b_e del patin en compresión de acuerdo con la sección 3.2.5.

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

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\left(\frac{b}{2t_p} \right)^2} \quad (6.4.5)$$

B ancho del patín

k_c se define en la tabla 3.2.1
 S_x módulo de sección elástico respecto al eje de mayor inercia
 t_p grueso del patín

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

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

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

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

a_r cociente de las áreas del alma y del patín comprimido ($a_r \leq 10$)
 h y t_a peralte y grueso del alma, respectivamente

Comentario:

Si el alma es esbelta, esto es, si su relación ancho – grueso es mayor que $5.6 \sqrt{E/F_y}$, la resistencia de la sección se reduce de acuerdo con la ecuación 6.5.1 debido a que no se puede generar la capacidad total del patín en compresión por la esbeltez del alma. Para su deducción se puede consultar De Buen (1980).

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

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

6.6.1 Fluencia

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

Comentario:

Miembros I y canales flexionados alrededor del eje de menor momento de inercia no pueden pandearse lateralmente por flexotorsión. Los límites de la relación ancho grueso para perfiles I definidas en la tabla 3.2.2. son las mismas para ambos ejes en flexión, lo que es una simplificación conservadora. El límite de $1.6 F_y S_y$ en la ecuación 6.6.1 se define para evitar que llegue a la plastificación en secciones canal trabajando a flexión en su eje menor ya que podría conducir a su respuesta inelástica bajo condiciones de servicio. El momento plástico, con respecto al eje de menor inercia, de secciones I rara vez supera este límite.

6.6.2 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

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

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

Comentario:

Se permite hacer una interpolación entre la capacidad a flexión para secciones tipo 2 y tipo 3, esto es, entre M_p y M_y en función de la relación ancho grueso de los patines.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

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

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

- b mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín para miembros de sección canal
- S_y módulo de sección elástico respecto al eje de menor inercia
- t_p grueso del patín

Comentario:

La ecuación 6.6.3 toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho – grueso de los patines La ecuación 6.6.3 proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de $K=0.76$ que corresponde a un valor intermedio, para elementos no atiesados, entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

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

Nota: HSS es la designación que se les da, en inglés, a estas secciones (–hollow structural section).

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

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

Comentario:

Los perfiles tubulares HSS no pueden tener pandeo lateral por flexotorsión dadas sus características geométricas.

6.7.1 Fluencia

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

Z módulo de sección plástico alrededor del eje de flexión

Comentario:

Este estado límite aplica para secciones tipo 1y 2 que puedan desarrollar el momento plástico M_p .

6.7.2 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

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

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

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

Comentario:

La ecuación 6.7.2 corresponde a una interpolación lineal entre el momento M_p (sección tipo 2) y M_y (sección tipo 3) y de la relación ancho grueso del patín.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

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

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

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

Comentario:

Dado que el patín de una sección HSS es un elemento atiesado (dos bordes apoyados) la resistencia posterior al pandeo es importante por lo cual la ecuación (6.7.4) determina el ancho efectivo del patín en compresión considerando la resistencia posterior al pandeo. La deducción de esta ecuación se puede consultar en De Buen (1980).

6.7.3 Pandeo local del alma

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

Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con almas no compactas (tipo 3)

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

h y t_a peralte y grueso del alma, respectivamente

Comentario:

La ecuación 6.7.5 corresponde a una interpolación lineal entre el momento M_p (sección tipo 2) y M_y (sección tipo 3) y de la relación ancho grueso del alma.

6.8 Miembros de sección tubular circular

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

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

6.8.1 Fluencia

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

Z módulo de sección plástico de la sección transversal completa

Comentario:

Este estado límite aplica para secciones tipo 1 y 2 que puedan desarrollar el momento plástico M_p .

6.8.2 Pandeo local

a) Secciones compactas (tipo 2)

Este estado límite no aplica.

b) Secciones no compactas (tipo 3)

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{D/t} + F_y \right] S \quad (6.8.2)$$

S módulo de sección elástico de la sección transversal completa

t espesor de las paredes del tubo

D diámetro exterior del tubo

c) Secciones de paredes esbeltas (tipo 4)

$$M_n = \left[\frac{0.33E}{D/t} \right] S \quad (6.8.3)$$

Comentario:

Las especificaciones para perfiles HSS, rectangulares y circulares, incluyen los siguientes estados límite: fluencia y pandeo local. El pandeo local por flexotorsión no es un estado límite de diseño en secciones HSS dado que primero se presenta el estado límite de fluencia o bien el diseño queda regido por deformaciones.

Los modos de falla para perfiles redondos HSS se agrupan en tres categorías:

a) Para relaciones D/t bajas (secciones tipo 1), se presenta una zona de plastificación importante. La sección transversal se ovaliza gradualmente, se presenta eventualmente pandeo y en consecuencia el momento resistente empieza a disminuir paulatinamente. La resistencia excede al momento plástico debido al endurecimiento por deformación.

b) Para relaciones D/t intermedias (secciones tipo 2 o 3), se tiende a alcanzar el momento plástico presentándose pandeo local y por ende la disminución de la resistencia.

c) Para relaciones D/T altas (secciones tipo 4), se presenta pandeo local con ovalización del perfil y la capacidad a flexión se agota rápidamente.

Estos tres comportamientos corresponden a resultados experimentales (Galambos 1998).

Cuando los patines de las secciones HSS rectangulares son esbeltos, tipo 4, se considera el ancho efectivo del patín en compresión. Con el objetivo de tener una sección simétrica se puede considerar de manera conservadora, la reducción en ambos patines, el de compresión y el de tensión.

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

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

6.9.1 Fluencia

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

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

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

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

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

Comentario:

El límite de $1.6 M_y$ en la ecuación 6.9.2 se define para evitar que llegue a la plastificación ya que podría conducir a su respuesta inelástica bajo condiciones de servicio, mientras que cuando el alma está en compresión se limita a M_y .

6.9.2 Pandeo lateral por flexotorsión

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

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

L longitud no arriostrada del miembro

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

Comentario:

Cuando hay pandeo lateral por flexotensión en secciones T o en secciones formadas por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría se considera que $C_a=0$ y la deducción de la ecuación 6.9.4 se puede ver en (Ziemian 2010).

6.9.3 Pandeo local del patín de secciones T

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patín no compacto (tipo 3) en compresión por flexión

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pp}}{\lambda_{rp} - \lambda_{pp}} \right) \leq 1.6M_y \quad (6.9.6)$$

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

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

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

$\lambda = b / 2t_p$

λ_{pp} valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 2, λ_p (Tabla 3.2.2)

λ_{rp} valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 3, λ_r (Tabla 3.2.2)

Comentario:

La ecuación 6.9.6. corresponde a una transición del momento resistente entre M_p y $1.6M_y$ en función de la relación ancho grueso del patín de la sección.

La ecuación 6.9.7 toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho grueso de los patines y proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de $K=0.76$ que corresponde a un valor intermedio, para elementos no atiesados, entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

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

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

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

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

$$\text{Si } \frac{d}{t_a} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr} = F_y \quad (6.9.9)$$

$$\text{Si } 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_a} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr} = \left[2.55 - 1.84 \frac{d}{t_a} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] F_y \quad (6.9.10)$$

$$\text{Si } \frac{d}{t_a} > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

Comentario:

La ecuación 6.9.11 toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho grueso del patin y proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de $K=0.76$ que corresponde a un valor intermedio, para elementos no atiesados, entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

Se ha fijado una relación ancho grueso de $0.84 \sqrt{E/F_y}$ para que la sección pueda desarrollar el momento M_y y la ecuación 6.9.10 representa una transición lineal entre el valor de 0.84 y 1.03 de la relación ancho grueso del alma. En la tabla 3.2.2 se define una relación ancho grueso del alma para secciones tipo 3 de 1.03.

6.10 Ángulos sencillos

En esta sección se tratan los ángulos sencillos con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud.

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

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

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

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

Comentario:

Los límites de resistencia a la flexión se establecen para los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de un ala. Además de abordar el caso general de ángulos sencillos con alas desiguales, el ángulo de alas iguales se trata como un caso especial. Por otra parte, la flexión de ángulos de alas iguales sobre un eje geométrico o un eje paralelo a una de las alas, se aborda por separado, ya que es un caso común de flexión.

Las puntas de un ángulo se refieren a los bordes libres de las dos alas. En la mayoría de los casos de flexión sin restricción al pandeo, los esfuerzos en las dos puntas tendrán el mismo signo (tensión o compresión). Para la flexión restringida respecto a un eje, los esfuerzos de la punta diferirán en el signo. Deben verificarse las disposiciones para tensión y compresión en la punta, según corresponda, pero en la mayoría de los casos será evidente cual rige al diseño.

También se deben considerar los límites de servicio adecuados para vigas con ángulos sencillos. En particular, para elementos muy largos sometidos a flexión que no están restringidos lateralmente en los cuales es probable que las deformaciones controlen en lugar de la fuerza de pandeo lateral por flexotorsión.

Las disposiciones de esta sección siguen el formato general para la resistencia a la flexión nominal. Hay una región de plastificación completa, una transición lineal para el momento de fluencia y una región de pandeo local.

6.10.1 Fluencia

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

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

Comentario:

La resistencia nominal se limita a 1.5 veces el momento de fluencia. Este actúa como un límite en la relación del momento plástico al momento de fluencia (M_p / M_y), que también se representa como la relación entre el modulo de sección plástico respecto al elástico: Z / S . A esta relación también se le conoce como factor de forma.

El límite en la ecuación 6.10.1 asegura el momento plástico como un límite superior para un ángulo que podría flexionarse alrededor de cualquier eje, siempre que estas disposiciones sean aplicables a todas las condiciones de flexión. Previamente se empleaba un factor de 1.25 el cual se sabía que era conservador. En trabajos de investigación (Earls y Galambos, 1997) se ha indicado que el 1.5 factor representa un mejor valor para el límite superior. Dado que el factor de forma en ángulos es superior a 1.5, la fuerza de diseño nominal, $M_n = 1.5M_y$ para miembros compactos se justifica siempre que su diseño no sea por inestabilidad.

6.10.2 Pandeo lateral por flexotorsión

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

Si $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0.92 - 0.17 \frac{M_e}{M_y} \right) M_e \quad (6.10.2)$$

Si $M_e > M_y$

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

Comentario:

El pandeo lateral-torsional puede limitar la resistencia a la flexión de un ángulo sencillo no reforzado. Como se ilustra en la figura C-6.10.1, la ecuación 6.10.2 representa la porción de pandeo elástico con la resistencia a la flexión nominal máxima M_n , equivalente al 75% del momento de pandeo lateral elástico M_e . La ecuación 6.10.3 representa la transición hacia el pandeo inelástico que resulta entre $0.75M_y$ y $1.5M_y$. La máxima resistencia a la flexión, $M_n = 1.5M_y$, ocurrirá cuando el momento de pandeo lateral elástico M_e , alcance o supere 7.7. Por su parte M_y es el momento de fluencia para las ecuaciones 6.10.2 y 6.10.3. Estas ecuaciones son

modificaciones de las desarrolladas a partir de los resultados de la investigación australiana sobre ángulos sencillos en flexión y en un modelo analítico que consta de dos elementos rectangulares de longitud igual al ancho real del ángulo menos la mitad del grosor.

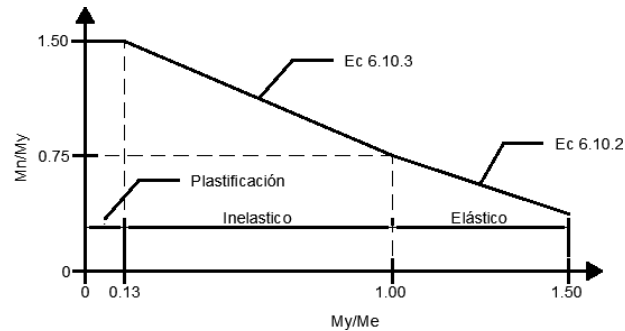


Figura C-6.10.1 Resistencia de ángulos sencillos.

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

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

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2C}{L} \quad (6.10.4)$$

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

$$M = \frac{4.9EI_z C}{\beta_w} \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{Lt}{r_z} \right)^2} \right] L_w^2 \quad (6.10.5)$$

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

L longitud no arriostrada del miembro

I_z momento de inercia respecto al eje principal de menor inercia

r_z radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia

t espesor de las alas del ángulo

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

Tabla 6.10.1 Valores de β_w para ángulos

Tamaño del ángulo			β_w	
mm		pulg.	mm	pulg.
203 x 152		8 x 6	84.1	3.31
203 x 102		8 x 4	139.0	5.48
178 x 102		7 x 4	111.0	4.37
152 x 102		6 x 4	79.8	3.14
152 x 89		6 x 3½	93.7	3.69
127 x 89		5 x 3½	61.0	2.40
127 x 76		5 x 3	75.9	2.99
102 x 89		4 x 3½	22.1	0.87
102 x 76		4 x 3	41.9	1.65
89 x 76		3½ x 3	22.1	0.87
89 x 64		3½ x 2½	41.1	1.62

76	X	64	3 x 2½	21.8	0.86
76	x	51	3 x 2	39.6	1.56
64	x	51	2½ x 2	21.6	0.85
64	x	38	2½ x 1½	37.8	1.49
Alas iguales				0.00	

$$\beta_w = \frac{1}{I_w} \int z(w^2 + z^2) dA - 2Z_o$$

Z_o distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante al centroide.
momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia.
tiene signo positivo o negativo dependiendo de la dirección de la flexión.

Comentario:

El pandeo lateral por flexotorsión alrededor del eje w de un ángulo está controlado por M_e en la ecuación 6.10.5. Por su parte la propiedad de sección β_w que es diferente a cero para ángulos de alas desiguales, indica la ubicación del centro de corte en relación con el eje principal de la sección y la dirección de la flexión uniforme. β_w positivo y M_e máximo se producen cuando el centro de corte está en compresión (debido a la flexión), mientras que β_w negativo y M_e mínimo ocurren cuando el centro de corte está en tensión. Este efecto de β_w es consistente con el comportamiento de con sección I en las cuales es más estable cuando el patín de compresión es más grande que el patín en tensión.

El factor β_w es independiente al grosor del ángulo (con una variación menor al 1% del valor medio) y depende principalmente de los anchos de las alas. Los valores promedio que se muestran en la tabla 6.10.1 pueden usarse para el diseño.

Nota:

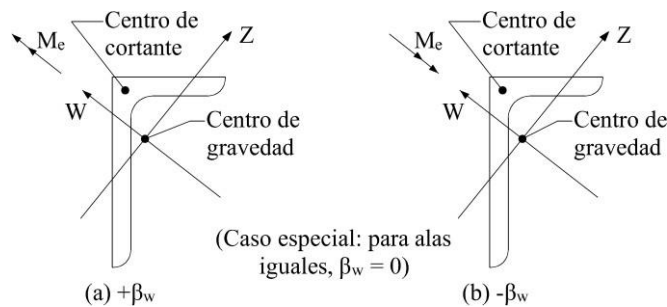


Figura 6.10.1 Ángulo de alas desiguales en flexión, ejes centroidales y principales

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

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

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

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC}{1 + 0.78 \sqrt{\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2 L^2}} \quad (6.10.6)$$

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

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC}{1 + 0.78 \sqrt{\frac{(Lt)^2}{b^2 + 1} L^2}} \quad (6.10.7)$$

M_y se toma igual a 0.8 veces el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico correspondiente al eje geométrico paralelo a las caras exteriores
 b ancho total del ala comprimida

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

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

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

Comentario:

Cuando existe flexión sobre un ala de un ángulo sencillos sin restricción lateral, dicho ángulo se deformará tanto lateralmente como en la dirección de flexión. Su comportamiento puede evaluarse resolviendo las cargas y los momentos para los componentes del eje principal y determinando la suma de estos efectos. Para ángulos de alas iguales, la tensión normal máxima resultante en la punta del ángulo (en la dirección de la flexión) será aproximadamente un 25% mayor que la tensión calculada utilizando el módulo de sección. El valor de M_e dado por las ecuaciones 6.10.6 y 6.10.7 y la evaluación de M_y usando 0.8 del módulo de sección reflejan la flexión alrededor del eje inclinado que se muestra en la figura 6.10.2. Dumonteil (2009) compara los resultados usando el enfoque del eje geométrico con el del enfoque del eje principal para el pandeo torsional.

Nota:

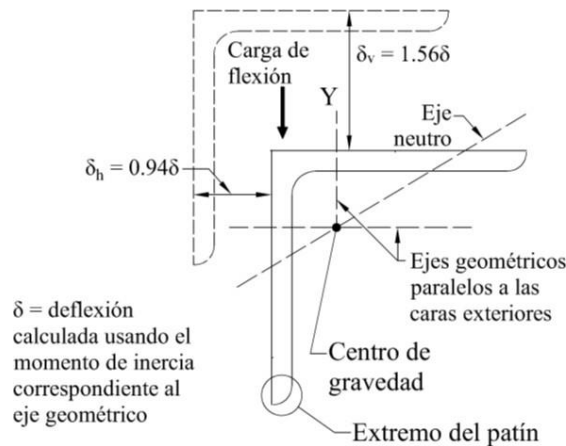


Figura 6.10.2 Ejes geométricos para ángulos de alas iguales

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

Comentario:

La deformación total resultante está en la dirección general de la flexión del eje principal menor del ángulo. Estas deformaciones debidas a flexión deben considerarse al evaluar los estados limite de servicio y, a menudo, gobernarán el diseño sobre pandeo lateral por flexotorsión.

6.10.3 Pandeo local de un ala

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

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

Este estado límite no aplica.

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

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

c) En secciones con alas esbeltas (tipo 4)

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

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (6.10.10)$$

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

Comentario:

Típicamente, las tensiones debidas a la flexión variarán a lo largo de la longitud del ala permitiendo el uso de los límites de tensión dados. Incluso para el caso de flexión del eje geométrico, que produce una compresión uniforme a lo largo del ala, el uso de estos límites proporcionará un valor conservador en comparación con los resultados informados en Earls y Galambos (1997).

6.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza

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

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

6.11.1 Fluencia

Para barras rectangulares con $L d/t^2 \leq 0.08E/F_y$ flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, para barras rectangulares flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia y para barras circulares macizas:

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

6.11.2 Pandeo lateral por flexotorsión

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

$$M_n = C_b \left[1 - 0.52 \left(\frac{L a}{t^2} \right) \left(\frac{F_y}{E} \right) \right] M_p \leq M_p \quad (6.11.2)$$

b) Para barras rectangulares con $L/d/t^2 > 1.9 E/F_y$, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

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

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

t ancho de la barra rectangular paralelo al eje de flexión

d altura de la barra rectangular

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

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

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

$$L_u = 0.91 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{J_y} \quad (6.11.5)$$

$$L_r = 2.92 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{J_y} \leq 3.22 L_u \quad (6.11.6)$$

6.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría

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

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

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

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

6.12.1 Fluencia

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

6.12.2 Pandeo lateral por flexotorsión

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

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

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

6.12.3 Pandeo local

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

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

6.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas

6.13.1 Proporciones de vigas laminadas y trabes armadas

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

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

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

a) Cuando $F_u A_{np} \geq Y_t F_y A_{pt}$, no aplica el estado límite de rotura en tensión.

b) Cuando $F_u A_{np} < Y_t F_y A_{pt}$, la resistencia nominal en flexión, M_n , en la ubicación de las perforaciones en el patín en tensión, no debe tomarse mayor que:

$$M_n = \frac{F_u A_{np}}{A_{pt}} \quad (6.13.1)$$

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

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

Y_t = 1.0 para $F_y / F_u \leq 0.8$

= 1.1 en caso contrario

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

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

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

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

Cuando $a/h \leq 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_a} \right)_{\max} \leq 12.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.13.3)$$

Cuando $a/h > 1.5$

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

a distancia libre entre atiesadores transversales

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

I_y momento de inercia de la sección alrededor del eje Y
 h peralte del alma de la viga o trabe armada
 t_a grueso del alma de la viga o trabe armada

La relación h/t_a del peralte al grueso del alma no debe ser mayor que $0.48E/\sqrt{F_y(F_y+114)}$ en MPa (si se usan kg/cm², $0.48E/\sqrt{F_y(F_y+1150)}$) pero puede aumentarse hasta $11.7 \sqrt{E/F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la viga o trabe. En vigas o trabes sin atiesadores la relación h/t_a no debe exceder de 260.

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

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

6.13.1.3 Cubreplacas

El grueso y/o el ancho de los patines de vigas soldadas o trabes armadas puede variar empalmando una serie de placas, de grueso y/o ancho variables, o utilizando cubreplacas.

En trabes armadas atornilladas reforzadas con cubreplacas, el área total de éstas no debe exceder del 70 por ciento del área total del patín.

Las cubreplacas de longitud parcial deben extenderse más allá del punto teórico de corte y la extensión debe quedar conectada a la viga o trabe armada con tornillos de alta resistencia en conexión de deslizamiento crítico, o con soldadura de filete. La unión debe ser adecuada de acuerdo con la resistencia aplicable dada en los incisos 10.2.6, 10.3.11 o el Apéndice D para desarrollar la porción de la resistencia en flexión de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte.

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

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

$$a' = w$$

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

$$a' = 1.5 w$$

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

$$a' = 2 w$$

w ancho de la cubreplaca

6.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles

Cuando se emplean dos o más vigas o canales lado a lado para formar un miembro en flexión, deben unirse entre ellas de acuerdo con la sección 5.3. Cuando haya cargas concentradas que deban llevarse de una viga a la otra o cargas distribuidas entre las vigas, se colocarán diafragmas, de rigidez suficiente para distribuir las cargas entre las vigas, soldados o atornillados a ellas.

6.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos

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

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

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \frac{M_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r \quad (6.13.5)$$

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

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \frac{M_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r \quad (6.13.6)$$

- F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del patín comprimido
- M_1 el menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada
- M_2 el mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada
- r_y radio de giro con respecto al eje de menor inercia
- (M_1/M_2) es positivo cuando los momentos producen curvatura doble y negativo para curvatura simple

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

6.13.2 Dimensionamiento

Las dimensiones de travesaños armados, atornillados o soldados, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldados, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

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

6.13.3 Patines

Los patines de las travesaños armados soldados 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 grosores o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

Todos los empalmes soldados de taller, necesarios en cada una de las partes que componen una trabe armada (alma o patines), se harán antes de que esa parte se una a las otras componentes de la trabe. Las travesaños armados muy largas pueden hacerse por tramos, cada uno de ellos fabricado de acuerdo con el párrafo anterior. Cuando se unen los tramos, sea en el taller o en el campo, la secuencia de colocación de la soldadura debe estar razonablemente balanceada entre alma y patines, y respecto a los dos ejes principales de las secciones transversales del miembro.

En estructuras con carga cíclica, los empalmes entre secciones de vigas laminadas o travesaños armados se harán, de preferencia, en un mismo plano transversal. Los empalmes de taller de almas y patines de travesaños armados, hechos antes de que patines y almas se unan entre sí, pueden localizarse en uno solo o en varios planos transversales. En todos los casos, se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

6.13.4 Unión de alma y patines

Los 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 tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no excederá de la máxima permitida en los incisos 10.2.6 o 10.3.8 para miembros en compresión o tensión. Además, los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir, simultáneamente, 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 en atiesadores.

6.13.5 Uniones

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

En trabes armadas soldadas sometidas a cargas repetidas que puedan 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.

6.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las trabes armadas que tengan una sola alma en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones, excepto en los extremos de las trabes que estén conectadas 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 excede la resistencia de diseño definida en la sección 10.8. También pueden necesitarse atiesadores en vigas laminadas.

En trabes armadas en cajón pueden utilizarse diafragmas diseñados para que trabajen como atiesadores de apoyo.

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

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

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

Los atiesadores pueden soldarse al patín en tensión o en compresión. En trabes sujetas a cargas dinámicas, deben revisarse las condiciones de fatiga en las uniones con el patín en tensión y con las porciones del alma en tensión. Pueden usarse soldaduras de filete transversales para unir los atiesadores con los patines.

En trabes atornilladas 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.

6.13.7 Refuerzo del alma

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

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

6.13.8 Atiesadores transversales intermedios

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

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

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

En trabes diseñadas considerando el campo de tensión diagonal, 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, en esos tableros, calculada de acuerdo con la sección 7.2, 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 puedan 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 en el Capítulo 7.

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 uno por ciento de la fuerza total en el patín.

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

$$0.054 F_C h \sqrt[3]{F_y E} \quad (6.13.7)$$

F_y corresponde al acero del alma

h peralte del alma

F_C factor de carga que se utilice en el diseño

La ecuación 6.13.7 da una fuerza en newton por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm² y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada de acuerdo con la sección 7.3.

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.

7. MIEMBROS EN CORTANTE

Este capítulo se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas, trabes y columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia a cortante.

Nota: Los miembros en cortante puro casi nunca se presentan en las estructuras; sin embargo, esta solicitación rige el diseño de partes importantes de muchos elementos estructurales.

Está compuesto por las secciones siguientes:

- 7.1. Generalidades
- 7.2. Miembros con almas atiesadas o no atiesadas
- 7.3. Campo de tensión diagonal
- 7.4. Ángulos sencillos
- 7.5. Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas
- 7.6. Tubos HSS de sección circular
- 7.7. Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia
- 7.8. Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

Comentario:

Este capítulo se aplica a almas de vigas, trabes y columnas con una, dos o múltiples almas y se proporciona la resistencia de almas atiesadas y no atiesadas, del campo de tensión diagonal, de ángulos sencillos, de tubos HSS en cajón y circulares, de tubos en cajón formados por cuatro placas, de secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia y de vigas, trabes armadas con aberturas en el alma.

Una viga no podría estar sometida nunca, en ningún tramo, exclusivamente a fuerza cortante, pues esta se presenta siempre acompañada por flexión. Sin embargo, en las regiones donde predomina el cortante, por ejemplo, en los extremos de vigas libremente apoyadas, el comportamiento del alma es muy cercano al que tendría si el momento fuese nulo y puede aproximarse (con fines de diseño), haciendo esta suposición. Los métodos que se proponen en las normas provienen del estudio de vigas de cortante puro. En la sección 8.3 se emiten las especificaciones para tramos de vigas en los que no podría despreciarse la interacción momento-cortante, por ser significativas las dos solicitaciones.

7.1 Generalidades

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

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

F_R factor de resistencia, igual a 0.9 (excepto en el inciso 7.2.1.a)

V_n resistencia nominal, que se determina como se indica en las secciones siguientes

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

Comentario:

Para almas esbeltas, la fuerza cortante máxima que resisten, está proporcionada por la resistencia directa como viga y para aquellas almas esbeltas rigidizadas por medio de atiesadores transversales (Figura C-7.1.1) se debe sumar la que proporciona el campo de tensión diagonal al pandearse.

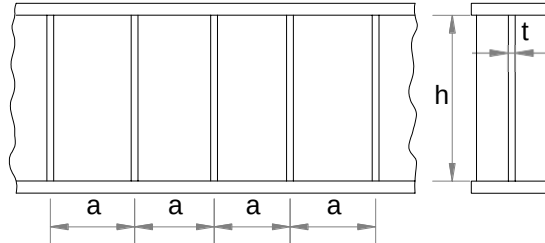


Figura C-7.1.1 Trabe armada con el alma rigidizada por medio de atiesadores transversales.

Cuando los esfuerzos principales de compresión alcanzan un cierto valor, que depende de las características geométricas de la trabe, el alma se pandea en una dirección diagonal, pero si cada tablero está adecuadamente soportado en los cuatro bordes, por patines y atiesadores, no termina su resistencia, pues las deflexiones fuera del plano que ocupaba en un principio se ven restringidas por las tensiones que desarrollan en una dirección aproximadamente normal a las compresiones. La placa pandeada puede seguir soportando una cierta fuerza a lo largo de la diagonal comprimida, de manera que conserva parte de su resistencia original a cortante correspondiente al trabajo de viga. Los incrementos adicionales de V_n son resistidos por la zona en tensión del alma, en forma semejante al trabajo de las diagonales de las armaduras, mientras que los atiesadores desempeñan la función de los montantes.

Una buena aproximación es sumar la fuerza cortante que resiste el tablero (V_v) más la contribución del campo de tensión diagonal (V_t).

$$V_u = V_v + V_t \quad (C-7.1.-1)$$

No es fácil determinar la magnitud exacta de la contribución del trabajo de viga a la resistencia máxima del alma, pero una suposición que ha demostrado ser adecuada es, que conserva hasta el colapso el valor que tenía cuando se inicia el pandeo (Basler, 1961). Es decir, el término V_v de la ecuación C-7.1.1 es la fuerza cortante que ocasiona la iniciación del pandeo del alma.

7.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas

7.2.1 Resistencia en cortante

Se incluyen almas de secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, sometidas a cortante en el plano del alma.

La resistencia nominal en cortante, V_n , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

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

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

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

$$\text{y } F_R = 1.00$$

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

Nota: HSS es la designación que se les da, en inglés, a estas secciones (–hollow structural section).

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

$$(ii) \text{ Cuando } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (7.2.4)$$

$$(iii) \text{ Cuando } \frac{h}{t_a} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_a)^2 F_y} \quad (7.2.5)$$

$A_a = h t_a$, área del alma

t_a grueso del alma

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

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

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

b) En almas con atiesadores transversales

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

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

a es la distancia libre entre atiesadores transversales

Comentario:

La teoría ordinaria de cortante en vigas es válida antes de que se pandee el alma. En la referencia Basler (1961) se puede estudiar la procedencia de las ecuaciones para determinar la resistencia en cortante. Una explicación de las ecuaciones se da a continuación.

Cuando el alma es robusta la falla se presenta por plastificación total, ocasionada por la fuerza cortante directa, sin que se forme campo de tensión diagonal:

$$V_u = t h t = \left(F_y / \sqrt{3} \right) h t = 0.57 F_y h t \quad (C-7.2.1)$$

Tomando en cuenta el efecto benéfico del endurecimiento por deformación y sabiendo que este límite corresponde a deformación excesiva y no a falla catastrófica, se recomienda que se tome $V_u = 0.6 F_y h t$, que corresponde a la ecuación 7.2.1. En algunas especificaciones se incrementa hasta 0.66.

La ecuación 7.2.5 en conjunto con la 7.2.1 representa el comportamiento elástico que proviene de la ecuación de la teoría elástica y se deduce de la siguiente forma.

$$\tau_{cre} = \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^3 k_s \quad (C-7.2.2)$$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left(\frac{1.5 k_v E}{\left(h / t_a \right)^2 F_y} \right) = 0.6 F_y A_a C_{ve} \quad (C-7.2.3)$$

La ecuación 7.2.4 en conjunto con la 7.2.1 representa el comportamiento inelástico y se obtiene de acuerdo con la siguiente explicación.

Como no se cuenta con ningún tratamiento teórico para reducir por inelasticidad (corrección por inelasticidad) el esfuerzo crítico de placas relativamente robustas, se recurre a resultados experimentales. Tomando como base un conjunto bastante amplio de estudios de laboratorio, en la Basler (1961) se proponen los valores siguientes para el límite de proporcionalidad η_{pr} y el esfuerzo crítico de pandeo η_{cr} en el intervalo inelástico y de endurecimiento por deformación:

$$\tau_{pr} = 0.8 \tau_y \quad (C-7.2.4)$$

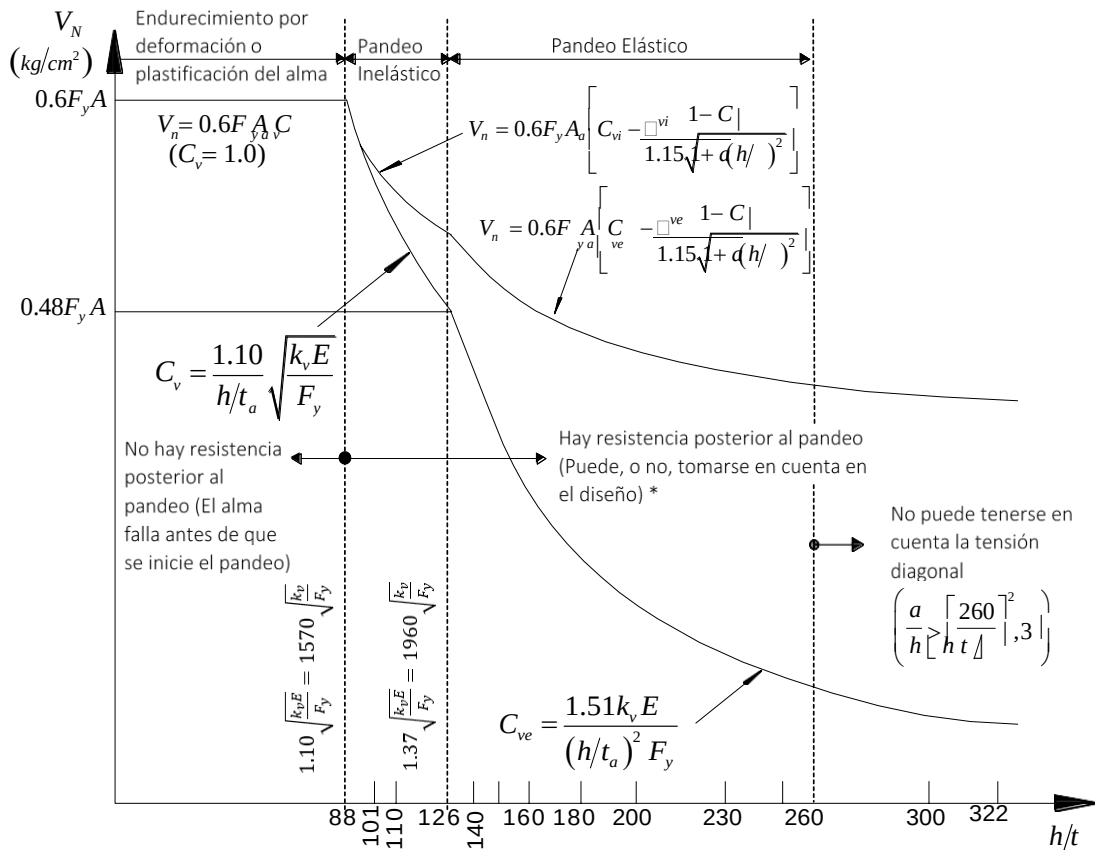
$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cre}} \quad (C-7.2.5)$$

Por lo tanto, sustituyendo la ecuación (C-7.2.2) y (C-7.2.4) en la (C-7.2.5) se obtiene la ecuación 7.2.4 que representa el comportamiento inelástico.

La resistencia nominal se obtiene multiplicando $0.6 F_y A_a$ por la variable C_v según sea el caso de pandeo inelástico (C_{vi}) o pandeo elástico (C_{ve}), ecuación 7.2.1.

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left(\frac{1.10}{h / t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \right) = 0.6 F_y A_a C_{vi} \quad (C-7.2.6)$$

En la Figura C-7.2.1 se representan las ecuaciones para determinar la capacidad a cortante; la gráfica para el campo de tensión diagonal es esquemática dado que depende de la relación a/h .



*Dependiendo del estado límite que se considere: de iniciación del pandeo o de resistencia última.

$V_R = V_N F_R = A_a F_s F_R$ La resistencia nominal se obtiene multiplicando el área del alma A_a por el esfuerzo cortante resistente nominal F_s

Figura C-7.2.1 Gráficas esfuerzo cortante nominal-esbeltez del alma (De Buen 1993).

7.2.2 Atiesadores transversales

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

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

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

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

b es la menor de las dimensiones a y h

Se permite que los atiesadores transversales no lleguen al patín en tensión cuando no se requiere transmitir fuerzas de aplastamiento producidas por cargas concentradas o reacciones.

Las soldaduras que unen los atiesadores al alma deben terminarse a una distancia, no menor de cuatro ni mayor de seis veces el espesor del alma, antes del borde de la soldadura entre alma y patín.

Cuando se empleen atiesadores sencillos deben unirse al patín comprimido cuando éste es una placa rectangular, para resistir tendencias al levantamiento debidas a torsión del patín.

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

7.3 Campo de tensión diagonal

7.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal

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

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

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

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

Comentario:

La limitación del inciso (a) para el empleo del campo de tensión diagonal es debido a que no se puede generar el trabajo de armadura en el tablero extremo por la falta de soporte, para el campo de tensión, ante la ausencia de placas adyacentes (Basler, 1961) y el inciso (b) debido a que los tableros son muy alargados o bien muy esbeltos.

7.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión

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

$$a) \text{ Cuando } \frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

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

$$b) \text{ Cuando } \frac{h}{t_a} > 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

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

k_v y C_v se han definido en la sección 7.2.

Comentario:

La ecuación 7.3.2 toma en cuenta la resistencia de la placa como viga más la del campo de tensión diagonal. Su deducción puede verse en De Buen (1993).

7.3.3 Atiesadores transversales

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

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

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

$\left(\frac{b}{t} \right)_{at}$

relación ancho/grueso de los atiesadores

F_{yat}

esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de los atiesadores

I_{at}

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

I_{at1}

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

I_{at2}

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

$$I_{at} = \frac{h^4 \rho_{at}^{1.3} (F_{ya})^{1.5}}{40 (E)} \quad (7.3.5)$$

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

V_r

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

V_{c1}

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

V_{c2}

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

F_{ya}

resistencia de fluencia mínima especificada del material del alma

Comentario:

Los atiesadores transversales se utilizan para incrementar de manera significativa la resistencia a cortante. Cuando se emplea la resistencia directa a cortante, sin emplear la que proporciona el campo de tensión diagonal, el incremento por el uso de los atiesadores en el rango elástico es directamente proporcional a k_v (ecuación 7.2.6), por ejemplo, si se colocan atiesadores formando tableros cuadrados, el coeficiente de pandeo k_v sube de 5 a 10, por lo tanto el cortante resistente se incrementaría en la misma proporción; mientras que para el rango inelástico el incremento es proporcional a $\sqrt{k_v}$. Cuando no se requiere transmitir fuerzas de aplastamiento producidas por cargas concentradas o reacciones, se permite que los atiesadores transversales no lleguen al patín en tensión, ya que solo se requiere cambiar la forma de pandeo del tablero. Los atiesadores deberían tener una inercia mínima (ecuación 7.2.8) para cambiar la forma de pandeo de la placa.

Cuando se utiliza el campo de tensión diagonal la componente vertical generada por la tensión en el panel del alma debe ser resistida por el atiesador transversal. Además de la rigidez requerida para permitir que cambie la forma de pandeo del tablero, el atiesador debería tener un área suficientemente grande para resistir la compresión del campo de tensión diagonal. Diversos estudios han demostrado que los atiesadores transversales de vigas H diseñadas con el campo de tensión diagonal son sometidos predominantemente a flexión debida a la restricción de la deformación lateral del alma. Existe evidencia de que se genera cierta compresión en los atiesadores cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, incluso en las almas más esbeltas que son permitidas por esta norma, pero son de menor importancia que los efectos por cargas laterales. Por esta razón ya no se especifica un área mínima requerida del atiesador como se definía en la norma anterior del 2004 por medio de la ecuación 4.2. Dado el incremento de las demandas a flexión de los atiesadores cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, la inercia se incrementa de acuerdo a la ecuación 7.3.4.

7.4 Ángulos sencillos

La resistencia nominal en cortante, V_n , de un ala de un ángulo sencillo se determina con la ecuación 7.2.1 y el inciso 7.2.1(b) con $A_a = bt$.

La fuerza está aplicada paralelamente a uno de los ejes geométricos del ángulo (Figura 6.10.2).

b ancho del ala que resiste la fuerza cortante

t grueso del ala del ángulo

$h/t_a = b/t$

$k_v = 1.2$

Comentario:

La resistencia nominal a cortante para ángulos sencillos y secciones en T es la misma que, para almas atiesadas en dos de sus bordes, solo se modifica el factor de placa a $k_v = 1.2$, de manera similar que para secciones en T. En estas almas no se puede desarrollar el campo de tensión diagonal.

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

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

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

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

$$t_a = t$$

$$k_v = 5$$

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

Comentario:

Las dos almas de tubos HSS de sección rectangular y de miembros en cajón resisten la fuerza cortante de manera similar al alma de una sección I, por lo que las ecuaciones de diseño son las mismas.

7.6 Tubos HSS de sección circular

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

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

F_{cr} es el mayor de:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^5 \sqrt{\frac{L_v}{D}}}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

Sin exceder de $0.6F_y$

- A_t área total de la sección transversal del miembro
- D diámetro exterior
- L_v distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo
- t grueso de diseño de la pared, definido en el inciso 7.5

Comentario:

Se dispone de poca información del desempeño a cortante de secciones circulares. Las recomendaciones están basadas en pandeo local de cilindros debido a torsión. Sin embargo, puesto que la torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del miembro y el cortante generalmente varía, se recomienda tomar la tensión crítica para cortante como, 1.3 veces el esfuerzo crítico por torsión. Las ecuaciones de torsión se aplican sobre la longitud completa del elemento, pero para cortante es razonable utilizar la longitud entre el cortante máximo y el punto de cortante nulo. Solamente las secciones HSS de sección circular delgadas pueden requerir una reducción en la resistencia al corte basada en la primera fluencia a cortante, incluso en este caso, el cortante solo gobierna el diseño de secciones cerradas circulares de placas delgadas con claros cortos.

En la ecuación de resistencia nominal en cortante, V_n , de secciones cerradas circulares, se supone que el esfuerzo cortante en el eje neutro, VQ/Ib , es F_{cr} . Para secciones redondas delgadas con un diámetro D y espesor t , $I = \pi R^3 t$, $Q = 2R^2 t$ y $b = 2t$ lo que proporciona el esfuerzo cortante en el centroide. El denominador de $V/\pi R t$ corresponde a la mitad del área de la sección transversal del perfil circular.

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

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

Comentario:

La resistencia nominal a cortante para secciones H flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia es la misma que para almas atiesadas en dos de sus bordes, solamente se modifica el factor de placa a $k_v = 1.2$, de manera similar que para secciones en T . En estas almas no se puede desarrollar el campo de tensión diagonal.

7.8 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

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

8. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 8.1. Miembros en flexocompresión
- 8.2. Miembros en flexotensión
- 8.3. Miembros en flexión y cortante combinados

8.1 Miembros en flexocompresión

En esta sección se trata el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con uno o dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de la sección. Se designan, indistintamente, con las palabras –columna o –elemento flexocomprimido.

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

En este capítulo se incluye el diseño de cuerdas en compresión de armaduras sobre las que obran cargas transversales aplicadas entre los nudos, aunque tengan un solo eje de simetría.

Comentario:

En esta sección se dan especificaciones para elementos sujetos a carga axial de compresión y flexión en uno o dos de sus ejes y para secciones con uno o dos ejes de simetría. Casi nunca hay elementos en flexión pura o solamente sometidos a carga axial. El caso de vigas (elementos en flexión), la carga axial es muy pequeña por lo que suele despreciarse o bien, en el caso de armaduras formadas por triángulos con cargas en los nudos la acción predominante es la compresión o tensión, siendo muy pequeña la flexión por lo que se estudian como elementos bajo carga axial. Es importante tener en cuenta que, si en un elemento de una armadura se presenta carga transversal a lo largo de su eje longitudinal, este se debería estudiar como elemento en flexocompresión.

Se pueden desarrollar teorías generales para el estudio de barras flexocomprimidas y obtener, como casos particulares, vigas y elementos con carga axial exclusivamente, sin embargo, cuando hay características combinadas de ambos, complicadas por los efectos de segundo orden y por su interacción, las especificaciones serían complejas, por lo que históricamente se han tratado los elementos bajo carga axial, flexión y flexocompresión por separado, tomando para estos últimos, especificaciones de los dos primeros.

8.1.1 Estados límite

Nota: Son los correspondientes a los miembros en compresión o flexión (Capítulos 5 y 6), a la combinación de las dos solicitaciones, o a inestabilidad de conjunto. 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 comparados con la compresión máxima ocasionada por la flexión, si los patines son esbeltos o si la fuerza cortante es elevada y el alma esbelta.

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

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

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

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

En todo el capítulo $F_R = 0.9$.

Comentario:

Se considera el diseño de secciones tipo 1 y 2, las cuales pueden desarrollar el momento plástico en ambas direcciones, M_{px} y M_{py} , así como las secciones tipo 3 las cuales pueden alcanzar el momento correspondiente al momento M_{yx} y M_{yy} , y las tipo 4 para las cuales hay que disminuir la resistencia en función del pandeo local, que está relacionada con las relaciones ancho grueso.

8.1.2 Determinación de los momentos de diseño M_{u0x} , M_{u0y} , M_{u0x}^* , M_{u0y}^*

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

Comentario:

Los elementos mecánicos con los cuales se revisan los elementos flexocomprimidos ya deberían de incluir los efectos de segundo orden, esto es, los concernientes a la aplicación de las cargas sobre la estructura deformada (efecto $P\Delta$), y el incremento de la flexión al aplicar carga axial sobre el elemento deformado ($P\delta$). Estos se pueden considerar ya sea directamente en el análisis o bien mediante expresiones aproximadas definidas en el Capítulo 2. Si no se utiliza el método directo de análisis (sección 2.5) se debe determinar, para cada combinación de carga, el factor de longitud efectiva por medio de un método racional (De Buen, 1980).

8.1.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

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

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

También puede utilizarse el método alternativo del inciso 8.1.5.

8.1.3.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2:

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

Secciones H o I:

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

Secciones en cajón, cuadradas:

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

P_u , M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra en la columna y momentos de diseño en el extremo considerado, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 2

$M_{px} = Z_x F_y$ momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente

$M_{py} = Z_y F_x$

$P_y = A F_y$ fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A

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

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

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

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

b) Secciones tipo 3 y 4:

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

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

M_{RX} y M_{RY} se calculan como se indica en el Capítulo 6.

8.1.3.2 Revisión de la columna completa

a) Secciones tipo 1 y 2:

Debe satisfacerse la condición:

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

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

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

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

b) Secciones tipo 3 y 4:

Debe cumplirse la condición:

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

Comentario:

En la revisión de la columna completa se debe considerar el mayor valor de momento flexionante en cada dirección (aunque este no ocurra en el mismo extremo), dicho momento es la base para transformar el diagrama de momento en uno uniforme equivalente, revisando así a la columna en flexión uniforme en ambas direcciones.

8.1.3.3 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

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

8.1.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

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

En todos los casos se revisa la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

8.1.4.1 Revisión de las secciones extremas

Se lleva a cabo como se indica en el inciso 8.1.3.1 u 8.1.5.

8.1.4.2 Revisión de la columna completa

Se lleva a cabo como se indica en el inciso 8.1.3.2 u 8.1.5.

En la revisión de la columna completa 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.

8.1.5 Ecuaciones de interacción alternas

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

Revisión de las secciones extremas:

$$\left(\frac{M_{uox}}{F_R M'_{px}} \right) + \left(\frac{M_{uoy}}{F_R M'_{py}} \right) \leq 1.0 \quad (8.1.8)$$

Revisión de la columna completa:

$$\left(\frac{M_{uox}}{F_R M'_{nx}} \right) + \left(\frac{M_{uoy}}{F_R M'_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (8.1.9)$$

Los términos de estas ecuaciones se determinan como sigue:

a) Miembros de sección transversal I o H:

Si $b_p/d < 0.5$,

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

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

$$\alpha = 1.6 - \frac{P_u H_y}{2 \left[\ln(P_u/P_y) \right]} \quad (8.1.11)$$

Si $b_p/d < 0.3$,

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

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

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

b_p ancho del patín
d peralte total de la sección

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

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

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

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

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

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

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

Si $P_u / P_y \leq 0.4$

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

Si $P_u / P_y > 0.4$

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

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

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

$$M'_{nx} = M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \frac{1.25}{(B/H)^{1.3}} \right) \quad (8.1.24)$$

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

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

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

M_p momento plástico $\leq 1.5 F_y S$
 B ancho exterior de la sección en cajón, paralelo al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X.
 H peralte exterior de la sección en cajón, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X, también en sección I de patines anchos.

Comentario:

Se proporcionan dos métodos para la revisión de miembros en flexocompresión, el primero corresponde a las curvas de interacción lineales (inciso 8.1.3) y el segundo a las ecuaciones exponenciales (inciso 8.1.5) tomadas del AISC (1999). Los coeficientes 0.85, 0.6 y 0.8 de las ecuaciones 8.1.1 y 8.1.2 resultan de sustituir en la ecuación 8.1.8 $\alpha = 1$ y las ecuaciones 8.1.14 y 8.1.15 para determinar M'_{px} y M'_{py} .

En De Buen (2017) se puede ver la procedencia y explicación de las distintas ecuaciones para flexocompresión, las cuales se muestran de manera esquemática en la Figura C-8.1.1.

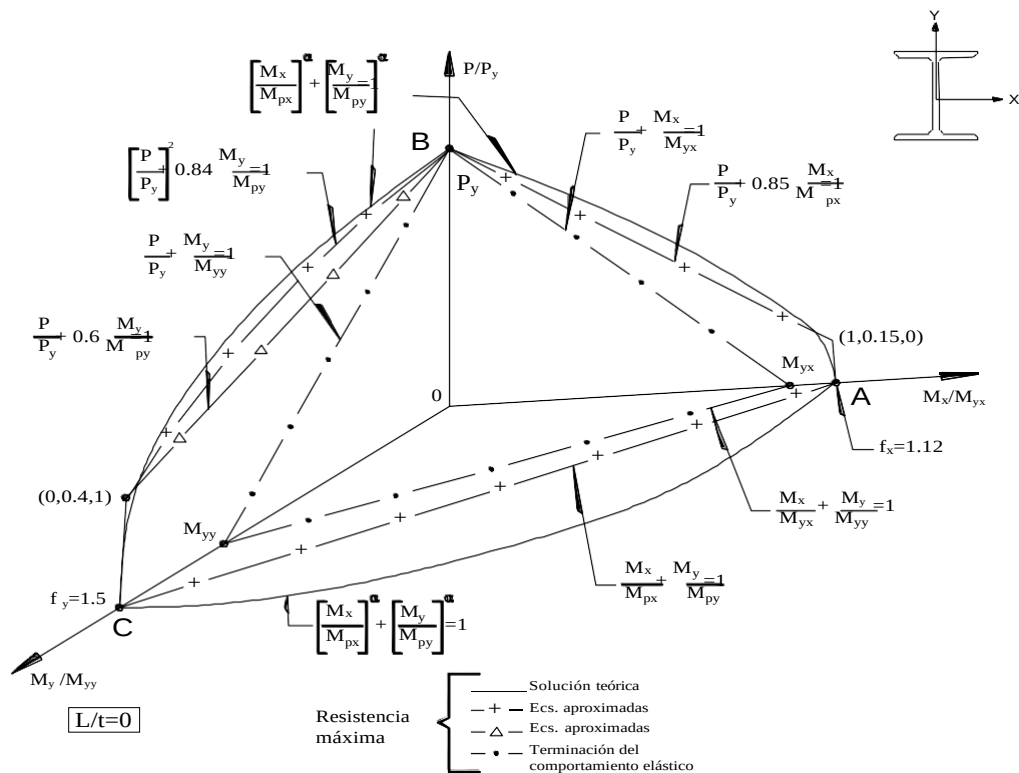


Figura C-8.1.1 Superficies de interacción correspondientes a la terminación del comportamiento elástico y a la resistencia máxima. Sección H en flexocompresión biaxial.

8.2 Miembros en flexotensión

En esta sección se dan recomendaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con uno o 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 o de los dos ejes de simetría.

8.2.1 Dimensionamiento

Los miembros que trabajan en flexotensión, y que cumplen los requisitos del Capítulo 6, deben dimensionarse de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

a) Revisión de las secciones extremas:

Secciones tipo 1 y 2, deberán cumplir con el inciso 8.1.3.1(a).

Secciones tipo 3 y 4, deberán cumplir con el inciso 8.1.3.1(b).

b) Revisión del miembro completo:

Debe satisfacerse la condición

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (8.2.1)$$

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

R_t resistencia de diseño en tensión, determinada de acuerdo con el Capítulo 4

M_{RX} y M_{RY} resistencias de diseño en flexión, calculadas como se indica en el Capítulo 6.

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

8.3 Miembros en flexión y cortante combinados

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

$$\frac{M_u}{M_R} + \left| \frac{V_u}{V_R} \right| \leq 1.0 \quad (8.3.1)$$

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

debe cumplirse la condición:

$$0.727 \frac{M_u}{M_R} + 0.455 \frac{V_u}{V_R} \leq 1.0 \quad (8.3.2)$$

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

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

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

Comentario:

Aunque las condiciones ordinarias de carga de vigas y traveses armados producen, casi siempre, momento flexionante y fuerza cortante en todas las secciones transversales, es frecuente que una de las acciones sea pequeña comparada con la otra, por ejemplo, en la zona central de una trabe libremente apoyada, con carga uniforme, el momento flexionante es elevado y la fuerza cortante es nula o muy pequeña y en la cercanía de los apoyos se invierte la relación, por lo que el diseño se hace como si el momento y la fuerza cortante actuaran por separado, sin embargo hay casos, por ejemplo, en los apoyos de vigas continuas, en la que las dos acciones tienen valores elevados y debería tenerse en cuenta su interacción.

Para secciones no reforzadas se sigue adoptando la ecuación de interacción propuesta por Schilling en 1965, mientras que para traveses armados en las cuales se haya considerado en su diseño el campo de tensión diagonal se adopta la ecuación 8.3.2, que corresponde a la línea A-B de la gráfica de interacción de la Figura C-8.3.1, considerando que el área del alma entre el área del patín es igual a 2.0, lo que corresponde a un límite superior.

En la gráfica, M_f es el momento flexionante al que generan los patines exclusivamente, por lo cual, para momentos menores a este, la capacidad a cortante es la total, dado que se supone que el alma está destinada a resistir el cortante. M_y es el momento correspondiente a la fluencia en la fibra más esforzada y M_p es el momento plástico.

La deducción de la ecuación 8.3.2 se puede ver en De Buen (2016).

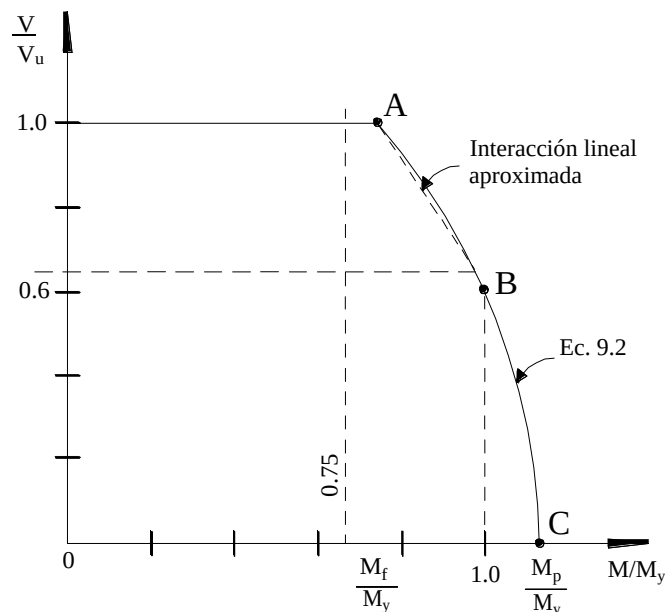


Figura C-8.3.1 Diagrama simplificado de interacción fuerza cortante-momento flexionante.

9. MIEMBROS COMPUESTOS

Este capítulo aplica al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto.

Se tratan los siguientes casos:

- 9.1. Consideraciones generales
- 9.2. Columnas compuestas
- 9.3. Vigas compuestas
- 9.4. Casos especiales

En este capítulo se tratan columnas compuestas, formadas por perfiles de acero laminados embebidos en concreto reforzado, o por perfiles tubulares rellenos de concreto. Se permite usar secciones formadas por placas soldadas ahogados en o rellenas de concreto.

También aplica a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (-joists) de acero, rellenos o embebidos en concreto, que trabajan principalmente en flexión, o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto.

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

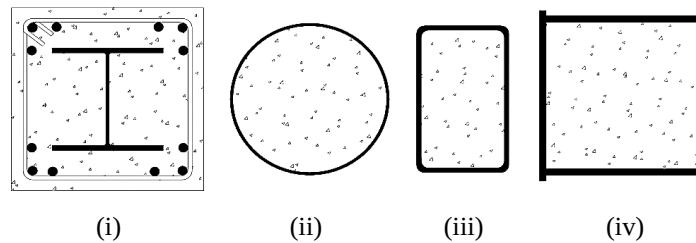


Figura 9.1 Columnas compuestas: (i) perfil de acero embebido en concreto reforzado, (ii) tubular circular relleno (iii) tubular rectangular relleno, (iv) sección cajón rellena

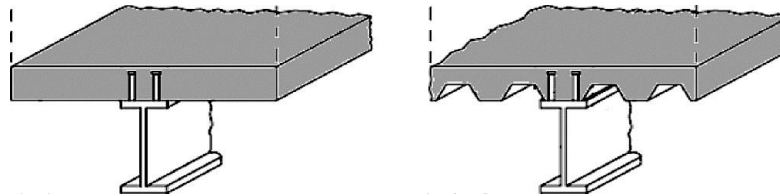


Figura 9.2 Vigas compuestas

Comentario:

Este capítulo incluye recomendaciones de diseño para miembros estructurales formados por perfiles de acero estructural que trabajan en conjunto con elementos de concreto.

9.1 Consideraciones generales

Comentario:

El diseño de miembros compuestos requiere la consideración del comportamiento del acero y del concreto. Estas disposiciones se desarrollaron con la intención de minimizar los conflictos entre la NTC-DCEA y la NTC-DCEC, y para dar una adecuada importancia a las ventajas del diseño de miembros compuestos. Como resultado del intento de minimizar los conflictos de diseño, esta norma propone el análisis de la sección transversal para el diseño de miembros compuestos consistente con lo que se usa en el diseño de miembros de concreto reforzado y como se establece en la NTC-DCEC (2017). Este enfoque, además, da como resultado un tratamiento consistente de las resistencias de columnas y vigas.

9.1.1 Limitaciones de los materiales

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

- a) Para la determinación de la resistencia de diseño, el concreto de peso normal debe tener una resistencia en compresión (f_c') de no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 70 MPa (700 kg/cm²), y el de peso ligero no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 42 MPa (420 kg/cm²).
- b) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado (F_y) del acero estructural y el de refuerzo que se utilicen en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 525 MPa (5250 kg/cm²).

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

Comentario:

Las ecuaciones propuestas en este capítulo han sido adoptadas de expresiones reportadas en la literatura internacional, de las cuales varias se han calibrado con diferentes bases de datos de pruebas experimentales (e.g. Leon et al., 2007; Goode et al., 2005; Hajjar et al., 2000; Perea et al., 2016; Varma et al., 2002). Aunque se ha demostrado que estas ecuaciones pueden predecir valores razonables dentro del rango de propiedades de los materiales en la base de datos, no se puede garantizar que también proporcionen adecuadamente los resultados con una extrapolación a un rango fuera de las propiedades de los materiales con las que dichas ecuaciones fueron calibradas. El límite inferior en las resistencias del concreto ligero y de peso normal intenta garantizar una calidad mínima aceptable.

9.1.2 Miembros compuestos durante la construcción

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

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

Comentario:

La resistencia de un miembro de acero, previo al endurecimiento del concreto, debe garantizar un comportamiento elástico. Una vez endurecido el concreto en miembros compuestos, una distribución plástica del esfuerzo aplica si el componente de acero es una sección compacta tipo 1 o 2; de lo contrario, se considera una distribución elástica. En todos los casos, se incluirán los efectos que pueden ocurrir durante la construcción, como los debidos al peso o a la presión del concreto en estado fresco.

Para columnas compuestas rellenas de sección hueca rectangular, la presión hidrostática puede generar deformación en el acero durante el vaciado del concreto, las cuales pueden afectar el inicio y la ubicación del pandeo local en el acero. Para controlar estas deformaciones, Leon et al. (2011) y Perea (2010) sugieren los siguientes límites, donde h_c y b_c son los anchos internos de la sección hueca, t es el espesor de las paredes de acero, p es la presión hidrostática, y L es la altura de la presión. Si dichos límites no se satisfacen, se recomienda colocar rigidizadores para minimizar la deformación mientras el concreto se endurece.

$$\sigma_{max} = \max \left[\left(\frac{2h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^2}{t^2}, \frac{1}{3} \left(\frac{3b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^2}{t^2} \right] \leq 0.5F_y \quad (\text{C-9.1.2.A})$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{32} \left(\frac{5b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^4}{E_s t^3} \leq \frac{L}{2,000} \quad (\text{C-9.1.2.B})$$

9.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas

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

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

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

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

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

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

Comentario:

Para determinar la resistencia de secciones compuestas, esta norma acepta los siguientes métodos.

a) Método de la distribución elástica de los esfuerzos: Este método aplica cuando el acero no fluya debido a una falla prematura por pandeo local en el acero estructural. La resistencia nominal con este método se calcula con una distribución lineal de esfuerzos, cuyos valores máximos son el esfuerzo de fluencia en tensión y el esfuerzo crítico por pandeo local en compresión. La distribución de esfuerzos en el concreto es lineal en compresión con valor máximo de $0.70 f'_c$, y nulo en toda la zona tensión del concreto.

b) Método de la distribución plástica de los esfuerzos: Este método aplica cuando el acero fluye y el concreto se aplasta, y por tanto no existen fallas prematuras como pandeo local en el acero. Por ello, este método no se aplica cuando los componentes de acero son no-compactos tipo 3 o esbeltos tipo 4. En el caso de vigas de acero con una losa de concreto en acción compuesta, este método aplica cuando la relación ancho-espesor del alma de acero satisface el límite

$$h/t_a \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}.$$

La resistencia nominal con este método se calcula suponiendo que los componentes de acero han alcanzado su esfuerzo de fluencia, F_y , en tensión y compresión, mientras que los componentes de concreto en compresión, debida a fuerza axial y/o flexión, han alcanzado un esfuerzo $f_{c\parallel} = 0.85 f'_c$, descrito en las NTC de Concreto. En columnas compuestas circulares rellenas, el esfuerzo del concreto en compresión se puede considerar como $0.95f'_c$, o alternativamente, $f_{c\parallel} + \eta F_y / (D/t)$, con $\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0$. Este esfuerzo de compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas considera el efecto del confinamiento del concreto por el tubo circular de acero. Al determinar la resistencia nominal de miembros compuestos se desprecia la resistencia en tensión del concreto.

c) Método de la compatibilidad de las deformaciones: Para este método se supone una distribución lineal de las deformaciones unitarias a través de la sección transversal, con la deformación unitaria cero en el eje plástico neutro y la deformación unitaria máxima en el concreto igual a 0.003 mm/mm. Asociadas a estas deformaciones, se pueden usar esfuerzos idealizados de los materiales (e.g. rígido-plástico o elastoplástico), o bien, curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto obtenidas de ensayos de laboratorio o de resultados publicados en la literatura. El método de la compatibilidad de las deformaciones es el único en donde se permite considerar la resistencia a tensión del concreto. Una variación de este método es el conocido como método esfuerzo-deformación efectivo, en el cual las curvas esfuerzo-deformación de los materiales se adaptan para considerar efectos adicionales, como por ejemplo, los esfuerzos residuales en el acero, el pandeo local en componentes de acero no-compactos o esbeltos, diferentes grados de confinamiento en el concreto, degradación de rigidez y/o resistencia en el acero y concreto, entre otros; algunos modelos constitutivos efectivos disponibles en la literatura son los que reportan Sakino et al. (2004), Han et al. (2005), Liang (2009), Denavit et al. (2014), Lai y Varma (2016). El método de la compatibilidad de las deformaciones es la mejor alternativa para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares, y en los casos en que se desee considerar el comportamiento efectivo de miembros compuestos.

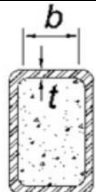
9.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto

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

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

Nota: Las placas o perfiles de acero embebidos en concreto en acción compuesta están rigidizadas por el concreto en toda su longitud, por lo que no pueden fallar por pandeo local. En secciones rellenas, el pandeo local solo puede ocurrir hacia el exterior del tubo, que no está rigidizado por el concreto.

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

Sección transversal	Ancho/ grueso	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	λ_{max}	Ejemplo
Sección hueca rectangular o sección cajón	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{E F_y}$	$2.26 \sqrt{E F_y}$	$3.00 \sqrt{E F_y}$	$5.00 \sqrt{E F_y}$	

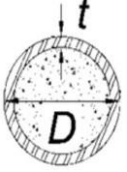
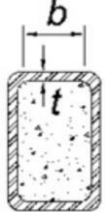
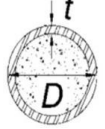
Sección hueca circular	$\lambda=D/t$	$0.076 \sqrt{E/F_y}$	$0.15 \sqrt{E/F_y}$	$0.19 \sqrt{E/F_y}$	$0.31 \sqrt{E/F_y}$	

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

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

Comentario:

En esta norma se acepta que no controla el estado límite de pandeo local de miembros de acero embebidos en concreto, con base en el argumento de que los componentes de acero están continuamente arriostrados por el concreto, sobre todo si se cumplen los límites de recubrimiento mínimo, de cuantía de acero de refuerzo longitudinal y transversal, y cuantía de acero estructural. Sin embargo, este argumento no aplica a miembros compuestos rellenos, en donde el estado límite de pandeo local puede ocurrir y controlar el diseño.

El comportamiento de los miembros compuestos rellenos es fundamentalmente diferente al comportamiento de los miembros huecos de acero sin relleno de concreto. El relleno de concreto tiene una influencia significativa en la rigidez, resistencia y ductilidad de los miembros compuestos. Mientras el área de la sección de acero disminuye, la contribución del concreto se vuelve aún más significativa. El pandeo local elástico de la sección hueca de acero está influido de manera significativa por la presencia del relleno de concreto. El relleno de concreto cambia el modo de pandeo del tubo de acero al evitar que se deforme hacia dentro, tanto dentro de la sección transversal como a lo largo de la longitud del miembro.

Bradford et al. (1998) analizó el comportamiento del pandeo local elástico de los miembros de compresión compuestos rellenos, mostrando que, para las secciones huecas rectangulares de acero, el coeficiente de pandeo de la placa (es decir, el factor k) en la ecuación de pandeo elástico de la placa (Ziemian, 2010) cambia de 4.00 (para secciones huecas) a 10.6 (para secciones rellenas). Como resultado, el esfuerzo de pandeo elástico de la placa aumenta por un factor de 2.65 para las secciones rellenas rectangulares en comparación con las secciones huecas

rectangulares. De manera similar, Bradford et al. (2002) mostró que el esfuerzo de pandeo local elástico para las secciones circulares rellenas es de 1.73 veces más que para las secciones circulares huecas.

Para las secciones rectangulares rellenas, el esfuerzo de pandeo local elástico, F_{cr} , se obtiene a partir de la ecuación de pandeo de placas, y se simplifica en la ecuación 9.2.19. Esta ecuación indica que se producirá fluencia para las placas con b/t menor o igual a $3(E/F_y)^{0.5}$, que designa el límite entre las secciones no compactas y esbeltas, λ_r . El valor b/t máximo permitido, λ_{max} , se justifica por la falta de datos experimentales por encima del límite de $5(E/F_y)^{0.5}$. Para flexión, los límites de b/t en patines son los mismos que en las paredes en compresión axial debido a las similitudes en carga y comportamiento. El límite entre compacto y no compacto, λ_p , para almas en flexión se estableció de manera conservadora como $3(E/F_y)^{0.5}$. El límite entre no compacto y esbelto, λ_r , para almas en flexión se estableció de forma conservadora como $5(E/F_y)^{0.5}$, que también es el máximo permitido para secciones rellenas en compresión axial y de patines en flexión. El valor máximo que se permite en almas en flexión se estableció debido a la falta de datos experimentales y las inquietudes en cuanto a la colocación del concreto para secciones muy esbeltas de secciones rectangulares rellenas (Varma y Zhang, 2009; Perea, 2010).

Para secciones circulares rellenas en compresión axial, el límite entre no compacto y esbelto, λ_r , se estableció como $0.19E/F_y$, que es 1.73 veces el límite para secciones circulares huecas ($0.11E/F_y$). Esto se basó en el estudio de Bradford et al. (2002), y se compara bien con los datos experimentales (Perea, 2010). El máximo permitido D/t igual a $0.31E/F_y$ se basa en la falta de datos experimentales y en los posibles efectos de la colocación del concreto en secciones transversales huecas rellenas extremadamente esbeltas. Para secciones circulares rellenas en flexión, en la Tabla 9.1.2, el límite entre secciones compactas y no compacto, λ_p , fue desarrollado de forma conservadora como 1.36 veces el límite para secciones circulares huecas en compresión ($0.11E/F_y$) y el doble de secciones huecas en flexión. El límite entre no compacto y esbelto, λ_r , se asumió de forma conservadora para que fuera 1.63 veces el de las secciones circulares huecas ($0.31E/F_y$). Este último se estableció como el valor máximo permitido debido a la falta de datos experimentales y a las preocupaciones en cuanto a la colocación del concreto para las secciones transversales huecas rellenas más esbeltas (Varma y Zhang 2009, Perea 2010).

9.2 Columnas compuestas

9.2.1 Limitaciones

Las columnas compuestas deben satisfacer las limitaciones siguientes:

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

Nota: La sección 12.5 de estas Normas contiene especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.

Comentario:

En consistencia con la NTC-DCEC (2017), la cuantía de la sección de acero estructural respecto a la sección total debe ser de al menos el 1%, mientras que la cuantía del acero de refuerzo longitudinal (cuando exista) no debe ser menor que 0.4%. En el caso de columnas rellenas, el uso de acero de refuerzo longitudinal y transversal son opcionales. En columnas compuestas embebidas en concreto es necesario por integridad estructural contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Se deberá contar con al menos cuatro varillas continuas en las esquinas, y aunque se permiten varillas no continuas en la sección para amarrar los estribos, éstos no se podrán considerar en la cuantía mínima o en cálculos de resistencia. La cuantía mínima de refuerzo transversal para columnas embebidas que no toman sismo se puede satisfacer con varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 30 cm., o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 40 cm. El espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna. El detallado sísmico de columnas compuestas se comentan en el capítulo 12.

9.2.2 Resistencia en compresión

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

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

F_R factor de resistencia, igual a 0.75.

χ factor de reducción de resistencia en compresión por pandeo por flexión, que vale:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_c^2)^{1/4}} \quad (9.2.2)$$

n coeficiente adimensional, igual a 1.4 para columnas compuestas embebidas o rellenas de concreto.

λ_c parámetro de esbeltez, igual a:

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

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

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

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (9.2.4)$$

K factor de longitud efectiva

L longitud no soportada del miembro

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

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1 + u} \quad (9.2.5)$$

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

E módulo de elasticidad del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, que vale 200,000 MPa (2,040,000 kg/cm²).

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

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

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

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

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto es:

Columnas compuestas embebidas,

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

Columnas compuestas rellenas,

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

La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} \quad (9.2.8)$$

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

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

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

P_a , P_r y P_c son, respectivamente, la resistencia plástica de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto, que se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a \quad (9.2.10)$$

$$P_r = F_{yr} A_r \quad (9.2.11)$$

$$P_c = f_c'' A_c \quad (9.2.12)$$

A_c es el área del concreto. A_a y A_r ya se han definido.

F_y y F_{yr} son, respectivamente, los esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal.

f_c es el esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

9.2.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto

9.2.2.2.1 Secciones tipo 1 o 2 (compactas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos compactos tipo 1 o 2 rellenos de concreto:

$$P_o = P_p = P_a + f'_c \left(A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (9.2.13)$$

Para columnas compuestas rellenas de sección rectangular $f'_c = 0.85f_c$, como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para columnas compuestas rellenas de sección circular, el esfuerzo resistente en compresión del concreto se puede tomar igual a $0.95f_c$, o, alternativamente, igual a:

$$f'_c = 0.85 f'_c + \eta \frac{F_y}{D/t} \quad (9.2.14)$$

$$\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0 \quad (9.2.15)$$

Nota: El esfuerzo resistente en compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas de esbeltez baja a intermedia ($\lambda \leq 1.5$) considera el efecto del confinamiento en el concreto por el tubo circular de acero.

9.2.2.2.2 Secciones tipo 3 (nocompactas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos nocompactos tipo 3, rellenos de concreto:

$$P_o = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)} (\lambda - \lambda_p) \quad (9.2.16)$$

P_p se determina con la ecuación 9.2.13.

$$P_y = P_a + 0.7 f'_c \left(A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (9.2.17)$$

λ es la relación ancho/grueso o diámetro/grueso del perfil tubular.
 λ_p y λ_r son los parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 9.1.2.

Nota: Los efectos del pandeo local no se consideran en miembros compuestos embebidos.

9.2.2.2.3 Secciones tipo 4 (esbeltas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos esbeltos tipo 4, rellenos de concreto:

$$P_o = F_{cr} A_a + 0.7 f'_c \left(A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (9.2.18)$$

Para perfiles huecos rectangulares:

$$F_{cr} = \frac{9E_a}{(b/t)^2} \quad (9.2.19)$$

Para perfiles huecos circulares:

$$F_{cr} = 0.72 F_y \left(\frac{E/F_y}{D/t} \right)^{0.4} \quad (9.2.20)$$

Nota: En secciones compactas tipo 4, $P_a = F_{cr} A_a$.

Comentario:

La ecuación de resistencia en compresión de la sección transversal de columnas compuestas que se establece en esta norma utiliza el método de la distribución plástica de esfuerzos, y con la cual se llega a la suma de las resistencias última de los componentes de la sección. Para columnas compuestas rellenas, la resistencia de la sección se reduce por pandeo local; esta reducción es lineal para secciones de acero huecas no-compactas, y cuadrática para secciones de acero huecas esbeltas. Los esfuerzos críticos de pandeo local elástico se adoptaron del trabajo de Perea (2010), las cuales se obtuvieron a partir de datos experimentales. La resistencia de la sección transversal compuesta se reduce por efectos de longitud con la misma ecuación que se usa en esta norma para miembros de acero en compresión, y la cual fue propuesta por Loov (1997). Para esta reducción por efectos de longitud se requiere determinar la carga crítica de Euler, y para ésta se utiliza la propuesta de rigidez a flexión efectiva que presenta Denavit et al. (2016a).

9.2.2.3 Pandeo por torsión o flexotorsión

El pandeo por torsión o flexotorsión no se presenta en miembros compuestos.

Nota: Pruebas experimentales de columnas compuestas embebidas o rellenas de concreto indican que la presencia de este material reduce significativamente la posibilidad de pandeo torsional o flexotorsional del acero estructural.

Comentario:

En esta norma, se acepta que no controla en el diseño el pandeo por torsión o flexotorsión de columnas compuestas con base en los siguientes argumentos: (1) La rigidez torsional de columnas compuestas rellenas y embebidas tiene valores altos. (2) Las secciones de columnas compuestas son generalmente simétricas. (3) Con base en pruebas experimentales de columnas compuestas rellenas (e.g. Varma, 2004; Sakino et al., 2004; Perea, 2010) y embebidas (e.g. Chen et al., 2014; Ricles y Paboojian, 1994), y en las cuales no se reportan fallas por este estado límite.

9.2.3 Resistencia en tensión

La resistencia de diseño en tensión axial de miembros compuestos embebidos en concreto o rellenos de este material se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia F_R igual a 0.90.

$$R_t = F_R (P_a + P_r) = F_R (F_y A_a + F_{yr} A_r) \quad (9.2.21)$$

9.2.4 Resistencia en flexión

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de miembros compuestos embebidos o rellenos de concreto se determina como el producto del factor de reducción de resistencia en flexión, $F_R = 0.90$, por el momento nominal, M_n , de la sección compuesta. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá lo descrito en el inciso 9.1.3(a).

$$M_R = F_R M_n \quad (9.2.22)$$

9.2.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos

La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón de sección compacta tipo 1 o 2, rellenos de concreto, y de miembros compuestos embebidos de cualquier tipo, es igual al momento plástico, M_p , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f_c' A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero igual a F_y .

Nota: Para calcular la resistencia en flexión pura, M_p , se debe obtener, con el método de la distribución de esfuerzos plásticos o el de compatibilidad de deformaciones, la posición del eje neutro para la que la resultante de fuerzas en la sección sea cero (flexión pura). Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto o en el alma o patín del perfil de acero.

Comentario:

Para determinar la resistencia nominal de la sección transversal de columnas compuestas embebidas y rellenas, esta norma acepta que se puedan emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, con los cuales se puede determinar la posición del eje neutro para la que la resultante de fuerzas en la sección sea cero (flexión pura). Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto, o en el alma o el patín del perfil de acero. En la tabla X se presentan formulas para determinar la resistencia a flexión pura (punto B) de columnas compuestas que se derivan a partir del método de la distribución plástica de esfuerzos.

9.2.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos.

La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección no compacta tipo 3 es igual al momento elástico, M_y , de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos o de la compatibilidad de las deformaciones unitarias.

La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección esbelta tipo 4, es igual al momento crítico, M_{cr} , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos elásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f_c' A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al que se obtenga con las ecuaciones 9.2.19 o 9.2.20.

Comentario:

Debido al hecho de que miembros compuestos rellenos con elementos de acero no compactos o esbeltos son susceptibles a pandeo local, esta norma especifica que la resistencia nominal en flexión de miembros compuestos rellenos con un perfil no compacto tipo 3 se asuma igual al momento elástico de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos unitarios y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al de fluencia. Se

permite una interpolación lineal entre la resistencia plástica y elástica en función de la relación ancho espesor del elemento no compacto. Por su parte, la resistencia nominal en flexión de miembros compuestos con perfiles de sección esbelta tipo 4 se asuma igual al momento crítico de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al esfuerzo crítico por pandeo local (ecuaciones 9.2.19 o 9.2.20).

9.2.4.3 Pandeo lateral torsional

El pandeo lateral torsional no se requiere evaluar en miembros compuestos.

Comentario:

En esta norma, se acepta que no controla en el diseño el pandeo lateral torsional de miembros compuestos con base en los siguientes argumentos: (1) La rigidez torsional de columnas compuestas rellenas y embebidas tiene valores típicamente altos. (2) Los componentes de acero están continuamente arriostrados por el concreto de alta rigidez. (3) Testimonio de pruebas experimentales de columnas compuestas rellenas (e.g. Perea 2010, Varma 2004, Sakino et al. 2004) y embebidas, y en las cuales no se reportan fallas por este estado límite.

9.2.5 Resistencia en combinaciones de cargas

9.2.5.1 Flexocompresión

El diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial (P_u , M_{ux} , M_{uy}) se realiza con alguno de los métodos siguientes:

Comentario:

Para el diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial, esta norma acepta que se puedan emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, a través de alguno de los métodos siguientes:

9.2.5.1.1 Método 1. Empleo de las ecuaciones de interacción de la sección 8.1

Se deben utilizar las ecuaciones que apliquen de la sección 8.1, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión, R_c , y flexión, M_R , por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecuaciones 9.2.1 y 9.2.22, respectivamente.

Comentario:

Este método utiliza las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión y flexión por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecuaciones 9.2.1 y 9.2.22, respectivamente. Este método es el más simple por requerir solo dos puntos del diagrama de interacción (la resistencia en compresión pura, y la resistencia en flexión pura), pero el más conservador por ignorar el incremento en la resistencia a flexión para cargas de compresión bajas.

9.2.5.1.2 Método 2. Empleo de ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos

Este método es aplicable a columnas compuestas en flexocompresión con dos ejes de simetría.

a) Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (9.2.23)$$

b) Cuando $P_u \geq R_{cc}$

$$\frac{P_u - R_{cc}}{R_c - R_{cc}} + \frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (9.2.24)$$

R_c resistencia en compresión de la columna compuesta, calculada como se indica en el inciso 9.2.2.

M_{RX}, M_{RY} resistencias de diseño en flexión pura, que se determinan según el inciso 9.2.4.

R_{cc} resistencia en compresión de la sección de concreto (P_c , ecuación 9.2.12), disminuida por los factores de reducción de resistencia en compresión ($F_R = 0.75$) y de reducción por estabilidad (χ , ecuación 9.2.2).

$$R_{cc} = F_R \chi P_c \quad (9.2.25)$$

Nota: Las resistencias requeridas últimas (P_u , M_{ux} , M_{uy}) deben incluir los efectos de segundo orden (efectos $P\delta$ y $P\Delta$) determinados con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 2 de estas Normas.

Comentario:

Este método requiere determinar tres puntos del diagrama de interacción (puntos A, B y C). Para determinar la resistencia nominal a compresión y flexión en estos tres puntos, esta norma acepta que se puedan emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones. Para columnas compuestas embebidas, el eje neutro puede estar en la sección de concreto, o en el alma o el patín del perfil de acero. En la tabla X se presentan formulas para determinar la resistencia de diversos puntos de anclaje del diagrama de interacción de columnas compuestas, los cuales se derivan a partir del método de la distribución plástica de esfuerzos.

9.2.5.2 Flexotensión

Se debe utilizar la ecuación aplicable de la sección 8.2, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión, R_t , y flexión, M_R , por las correspondientes de la columna compuesta que se determinan con las ecuaciones 9.2.21 y 9.2.22 respectivamente.

Comentario:

Para el diseño de columnas en flexotensión, se utilizan las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión y flexión por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecuaciones 9.2.21 y 9.2.22, respectivamente.

9.2.6 Resistencia en cortante

La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural, V_a , de acuerdo con el Capítulo 7 de estas Normas.

$$V_R = F_R V_a \quad (9.2.26)$$

b) Considerando la sección de concreto, V_c , y del refuerzo transversal, V_r , conforme a lo que estipulen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R = F_R (V_c + V_r) \quad (9.2.27)$$

c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a , como lo indique el Capítulo 7 de estas Normas, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal, V_r , como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \quad (9.2.28)$$

Comentario:

Aunque la resistencia a cortante de miembros compuestos es contribución del acero estructural, el concreto, y en su caso de acero de refuerzo transversal, no hay suficiente investigación en el tema para adoptar una formulación con mayor precisión. Por ello, para determinar la resistencia en cortante de miembros compuestos, esta norma permite tomar el valor mayor que se determine con las consideraciones siguientes: (a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural de acuerdo con el Capítulo 7 de estas Normas. (b) Considerando la sección de concreto y del refuerzo transversal, conforme a lo que estipulen la NTC-DCEC (2017). (c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural como lo indique el Capítulo 7 de estas Normas, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal como se define en la NTC-DCEC (2017).

9.2.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concretoacero

La resistencia en la superficie de concretoacero, V_{TR} , deberá ser igual o mayor que la fuerza última, V_{Tu} , que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta.

Comentario:

La resistencia en la superficie de concreto acero, V_{TR} , deberá ser igual o mayor que la fuerza última, V_{Tu} , que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta. Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los mecanismos de transferencia que dependen si la fuerza externa se aplica: (a) directamente en el acero, (b) directamente en el concreto, o bien, (c) simultáneamente en el acero y el concreto. La resistencia en la superficie de contacto se puede proporcionar con: (1) conectores de cortante, (2) adherencia directa, o bien, (3) soporte directo.

9.2.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto

Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de transferencia.

a) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica directamente a la sección de acero, la carga que se transmite a la superficie de contacto con el concreto es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_c}{P_o} \right) \quad (9.2.29)$$

b) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica directamente a la sección de concreto, la carga que se transmite a la interfaz con el acero es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_a}{P_o} \right) \quad (9.2.30)$$

P_p resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta sin considerar efectos de esbeltez; determinada con la ecuación 9.2.9 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.13 para columnas compuestas rellenas.

Nota: En secciones compactas tipo 4, $P_a = F_{cr} A_a$

c) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecuaciones 9.2.29 y 9.2.30.

Nota: En la figura 9.2.1 se ilustran los posibles mecanismos de transferencia de la fuerza en la superficie de contacto acero concreto.

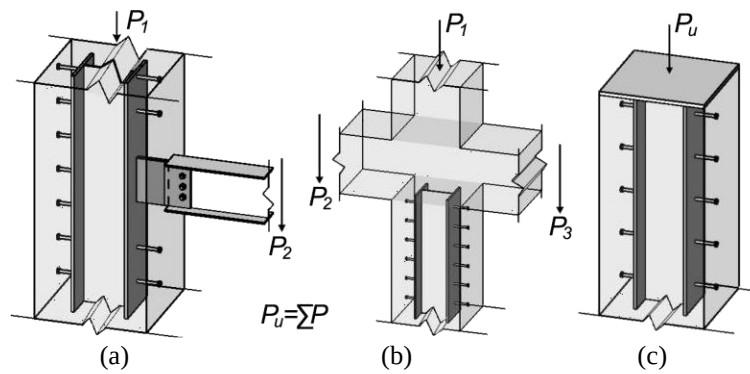


Figura 9.2.1 Mecanismos de transferencia de la carga

9.2.7.2 Resistencia en la superficie de contacto

La fuerza que se transfiere en la superficie de contacto concreto acero se puede resistir con alguno de los mecanismos siguientes. La resistencia final en la superficie de contacto puede considerarse igual a la del mecanismo que proporciona la capacidad nominal más grande. Independientemente de los dispositivos que se usen para que se desarrollen los mecanismos, no se permite considerar la superposición de sus resistencias.

Nota: En la figura 9.2.2 se ilustran los mecanismos de resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero.

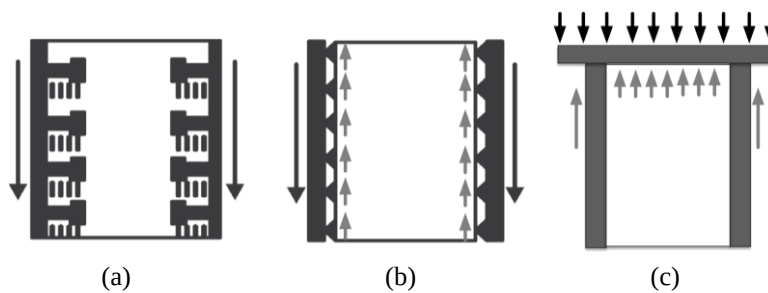


Figura 9.2.2 Mecanismos de resistencia de la carga

(1) Conectores de cortante – Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por medio de conectores, se debe determinar la resistencia en cortante, ΣQ_n , dentro de la longitud de introducción de la carga, L_{in} .

$$V_{TR} = \Sigma Q_n \quad (9.2.31)$$

El factor de reducción de resistencia de conectores para el estado límite de cortante es $F_R=0.62$.

La resistencia nominal de un conector es:

$$Q_n = F_u A_{cc} \quad (9.2.32)$$

La separación s_{cc} entre conectores distribuidos en la longitud L_{in} debe ser menor o igual que:

$$s_{cc} \leq \frac{F_R F_u A_{cc} m}{V_u} L_{in} \quad (9.2.33)$$

F_u esfuerzo último en cortante del conector

A_{cc} área de la sección transversal de cada conector

m número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud L_{in}

L_{in} longitud de introducción de la carga, igual a la longitud en donde se transfiere directamente la carga, más dos veces la dimensión mínima de la sección de las columnas que llegan al nudo

s_{cc} separación entre conectores

Nota: La longitud de introducción de la carga, L_{in} , se ilustra en la figura 9.2.3.

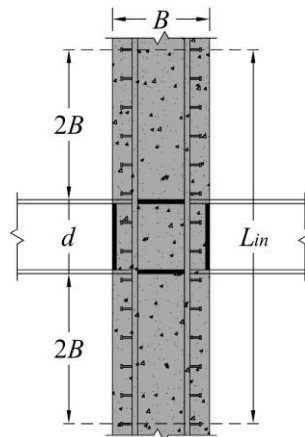


Figura 9.2.3 Longitud de introducción de la carga

Cuando se use este mecanismo de resistencia en columnas compuestas embebidas en concreto, los conectores de cortante se deben distribuir a lo largo de la longitud L_{in} con una separación no mayor que $s_{cc} \leq 300$ mm, y se deben colocar con una configuración simétrica. Fuera de la longitud L_{in} , la separación de conectores no debe ser mayor que $2s_{cc} \leq 600$ mm, colocados con una configuración simétrica.

(2) Adherencia directa – Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por adherencia directa, se debe determinar la capacidad para el estado límite de adherencia en la superficie efectiva comprendida en la longitud L_{in} , con un factor de reducción de resistencia de $F_R=0.50$.

$$V_{TR} = F_R P_{in} L_{in} F_{in} \quad (9.2.34)$$

P_{in} perímetro de la superficie efectiva de adherencia

F_{in} esfuerzo nominal de adherencia concreto acero, igual a 0.40 MPa (4 kg/cm²)

En secciones compuestas embebidas no se debe considerar el mecanismo de adherencia directa.

(3) Soporte directo – Cuando la fuerza V_T es resistida por soporte directo, mediante placas o atiesadores dentro de la longitud L_{in} , se debe determinar la capacidad para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$V_{TR} = 1.7 F_R f'_c A_1 \quad (9.2.35)$$

A_1 área efectiva del concreto bajo soporte directo

El factor de reducción de resistencia para este estado límite es $F_R = 0.65$.

9.2.8 Requisitos adicionales en el detallado

La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm.

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto.

Nota: La sección 12.5 de estas Normas contiene especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.

Comentario:

La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm. Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto. La sección 12.5 de estas Normas contiene especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.

9.2.9 Análisis de segundo orden

A menos que se utilice un método más exacto aprobado por la Administración, el análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 2 con el método de la longitud efectiva o el método directo.

En el análisis, se utilizan las rigideces efectivas de los elementos estructurales. Para elementos compuestos, la rigidez efectiva es la de una sección transformada agrietada. En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden.

Alternativamente, se puede considerar que la rigidez efectiva en flexión, EI_e , es igual a:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c \quad (9.2.36)$$

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se determina con la ecuación 9.2.6 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.7 para las rellenas.

En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva, K , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ecuación 9.2.36, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 2, y una rigidez efectiva reducida de $EI^* = 0.80EI_e$, donde EI_e se obtiene con la ecuación 9.2.36.

La ecuación 9.2.36 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

Comentario:

A menos que se utilice un método más exacto aprobado por la Administración, el análisis de las estructuras compuestas se efectúa como se describe en el Capítulo 2 con el método de la longitud efectiva o el método directo. En el análisis, se utilizan las rigideces efectivas de los elementos estructurales. Para elementos compuestos, la rigidez efectiva es la de una sección transformada agrietada. En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden. El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se determina con la ecuación 9.2.6 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.7 para las rellenas.

En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva, K , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ecuación 9.2.36, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 2, y una rigidez efectiva reducida de $EI^* = 0.80EI_e$, donde EI_e se obtiene con la ecuación 9.2.36; las investigaciones indican que esta ecuación de rigidez efectiva reducida resulta en errores conservadores para estructuras cuya estabilidad es muy sensible (Denavit et al., 2016a). El uso de esta rigidez reducida, EI^* , solamente corresponde al análisis para estados límites relacionados con la resistencia o estabilidad, es decir, no aplica para análisis requieran emplear la rigidez para otras condiciones o criterios tales como: distorsiones de entrepiso, deflexiones, evaluación de vibraciones y determinación del periodo. No obstante, se tiene evidencia que la rigidez a flexión efectiva, EI_{eff} (ecuación 9.2.36), proporciona valores razonables cuando se usa en análisis elásticos para la determinación de distorsiones de entrepiso, así como en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño (Denavit et al. 2016b, Perea et al. 2017).

9.3 Vigas compuestas

Esta sección se aplica a vigas compuestas formadas por secciones I, armaduras o largueros de alma abierta, de acero estructural, interconectados con una losa de concreto reforzado que se apoya directamente en el elemento de acero, o con una lámina acanalada sobre la que se cuela una losa de concreto, y a elementos de acero ahogados en concreto reforzado.

Las vigas compuestas con armaduras o largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en elementos libremente apoyados, que no formen parte del sistema que resiste las acciones laterales, a menos que en el diseño se tenga en cuenta la estabilidad de las cuerdas inferiores en las conexiones.

Comentario:

Las disposiciones para vigas compuestas en la presente edición de esta norma tuvo una actualización menor respecto a las disposiciones sobre vigas compuestas de las versiones anteriores.

9.3.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma.

1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor $f_c \parallel$ (igual a $0.85f_c'$) uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual

a F_y , tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto más la de la parte comprimida de la sección de acero, si ésta existe.

2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_{yr} , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo más la de la parte de la sección de acero que trabaja en tensión.

b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y f_c , respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

c) Construcción compuesta completa

La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

d) Construcción compuesta parcial

Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados en concreto

Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa, están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajen en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

- 1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados.
- 2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo de 50 mm.
- 3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa.
- 4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

f) Métodos de análisis

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

g) Análisis elástico

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 9.3.

h) Análisis plástico

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas, dadas arriba.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 9.3.

9.3.2 Ancho efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje del elemento de acero ($b_e/2$), se toma igual a la menor de las distancias siguientes:

- Un octavo del claro de la viga medido entre centros de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.

Nota: La figura 9.3.1 ilustra el ancho efectivo de la losa.

$$\frac{b_e}{2} = \min \left(\frac{L}{8}, \frac{s}{2}, L_g \right)$$

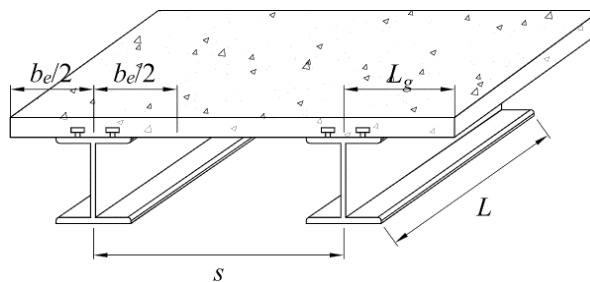


Figura 9.3.1 Ancho efectivo de vigas compuestas

9.3.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

- Losa de concreto en compresión (zonas de momento positivo)

La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

Las propiedades de la sección compuesta se determinan despreciando el concreto que trabaja en tensión.

Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa, el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

El momento resistente de diseño, M_{RC} , de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual a $F_R M_n$, donde F_R se toma igual a 0.90 y M_n es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

Caso 1. Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa; $\Sigma Q_n > A_s F_y$ y $A_s F_y \leq b_e t f_c''$, donde ΣQ_n es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo, b_e el ancho efectivo y t el grueso de la losa de concreto.

$$M_n = T_r e' = F_y A_s e' \quad (9.3.1)$$

e' , brazo del par resistente; se calcula con

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e f_c''} \quad (9.3.2)$$

Caso 2. Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

$$\Sigma Q_n \geq b_e t f_c' \text{ y } b_e t f_c' < A_s F_y$$

$$M_n = C_r e + C_r' e' \quad (9.3.3)$$

$$C_r' = b_e t f_c' \quad (9.3.4)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (9.3.5)$$

Caso 3. Construcción compuesta parcial.

$$\Sigma Q_n < b_e t f_c' \text{ y } < A_s F_y$$

$$M_n = C_r e + C_r' e' \quad (9.3.6)$$

$$C_r' = \Sigma Q_n \quad (9.3.7)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (9.3.8)$$

e' , brazo del par resistente, se calcula con

$$a = \frac{C_r'}{b_e f''} = \frac{\Sigma Q_n}{b_e f''} \quad (9.3.9)$$

No se considera acción compuesta en el cálculo de resistencias en flexión cuando ΣQ_n es menor que 0.4 veces el menor de los valores $0.85b_e t f_c$ y $A_s F_y$, ni en el cálculo de deflexiones cuando ΣQ_n es menor que 0.25 veces el menor de los valores $0.85b_e t f_c$ y $A_s F_y$.

Nota: Se ha demostrado que para cálculos de resistencia es aceptable un límite inferior de 40 por ciento de la conexión en cortante completo; debajo de este valor no puede asegurarse la acción compuesta completa, por el deslizamiento que se presenta entre viga y losa. Para cálculo de deflexiones, determinadas para niveles específicos de carga, es adecuado, por el mismo motivo, el límite inferior de 25 por ciento. En algunas especificaciones no se incluye ningún requisito mínimo en la conexión por corte. Sin embargo, muchas ayudas de diseño limitan la acción compuesta parcial a un mínimo de 25 por ciento, por razones prácticas. En estos casos deben considerarse dos fenómenos que se presentan cuando los grados de acción compuesta parcial son bajos: primero, si son menores de 50 por ciento, se requieren rotaciones grandes para llegar a la resistencia de diseño en flexión del miembro, lo que puede ocasionar una ductilidad muy limitada después de que se alcanza esa resistencia; segundo, una acción compuesta reducida ocasiona la rápida terminación del comportamiento elástico de la viga y los conectores de cortante. Como las normas están basadas en conceptos de resistencia última, se han eliminado medios para comprobar que el comportamiento en condiciones de servicio es elástico, lo que puede tener importancia cuando la acción compuesta parcial es limitada.

En las expresiones anteriores:

- A_s área de la sección transversal de la sección de acero.
- T_r resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte.
- C_r resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte.
- C_r' resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte.
- a profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión.
- e distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero, C_r y T_r .
- e' distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero, C_r' y T_r .

b) Pandeo local del alma

El pandeo local del alma puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta que trabaja en flexión positiva, cuando el alma de la viga es esbelta, y una parte importante de ella está en compresión.

Si $h f_a \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.85, y M_n , momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

Si $h f_a > 3.76 \sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.90, y M_n se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto de apuntalamiento durante la construcción.

h y t_a son el peralte y el grueso del alma de la sección.

c) Losa de concreto en tensión (zonas de momento negativo)

El momento resistente de diseño M_R de las zonas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (Capítulo 6) o, si la viga es tipo 1 o 2 (Sección 3.2), y está contra venteadada adecuadamente, puede calcularse con $F_R = 0.90$ y con el momento M_n correspondiente a las hipótesis del inciso 9.3.1.a2.

9.3.4 Losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada (—steel-deck—)

a) Generalidades

La resistencia de diseño en flexión, $M_{RC} = F_R M_n$, de elementos compuestos formados por una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada (—steel-deck—) conectada a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (en el resto de esta Sección se les da el nombre general de vigas), se determina como se indica en los incisos 9.3.1 a 9.3.3, con las modificaciones que siguen.

Esta Sección se aplica a láminas acanaladas y corrugadas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y un ancho medio de 50 mm o más, pero en los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En el inciso 9.3.4.c se indican restricciones adicionales.

La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante tipo pernos de acero con cabeza (—headed steel studs—), de diámetro no mayor de 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de grueso total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de grueso nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m²). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente.

El grueso de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

Nota: La figura 9.3.2 ilustra las variables y límites geométricos para una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada. Por claridad de la figura no se muestra el acero de refuerzo en el concreto.

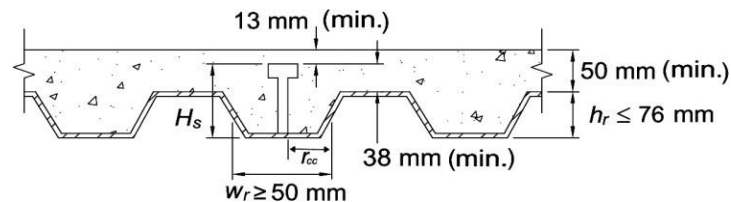


Figura 9.3.2 Variables y límites en losa con lámina acanalada y corrugada

b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina. A_c es el área efectiva de la losa de concreto.

La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor de 900 mm.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra con cabeza se obtiene multiplicando el valor estipulado en el inciso 9.3.7 por el factor de reducción siguiente:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (9.3.10)$$

h_r y w_r	altura nominal y ancho medio de la nervadura
H_s	longitud del conector después de soldarlo (se toma igual o menor que $h_r + 76$ mm, aunque la altura real sea mayor)
N_r	número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga (en los cálculos, no más de tres, aunque haya más conectores)

Cuando se coloca un solo conector en una nervadura perpendicular a la viga de acero, el factor de resistencia de la ecuación 9.3.10 no debe ser mayor de 0.75.

Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.

c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de A_c (Inciso 9.3.7), debe incluirse ese concreto.

Las nervaduras o costillas de la lámina que quedansobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio w_r de la costilla apoyada en la viga no será menor de 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada línea adicional de conectores.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra de acero con cabeza es el valor estipulado en el inciso 9.3.7, pero cuando w_r / h_r es menor que 1.5, ese valor se multiplica por el factor de reducción:

$$0.6(w_r / h_r) \left[(H_s / h_r) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (9.3.11)$$

w_r , h_r y H_s se definieron previamente.

9.3.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, se evalúa tomando F_R igual a 0.9 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, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión, $F_R M_n$, puede determinarse con F_R igual a 0.9 y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables del inciso 9.3.1.a, la resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con F_R igual a 0.9.

9.3.6 Resistencia durante la construcción

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 por ciento de su resistencia especificada, f_c' .

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determina de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6.

Comentario:

En el diseño de vigas compuestas sin apuntalamiento temporal, se recomienda revisar si la viga de acero, previo o durante el colado de concreto en estado fresco y hasta que el concreto alcance cuando menos el 75% de su resistencia a compresión, es capaz de resistir sin acción compuesta las cargas de construcción, incluyendo el peso propio de la viga de acero, del concreto en estado fresco, al menos las cargas muertas adicionales que se generen durante la etapa de construcción, y una carga viva de construcción de 100 kg/m^2 o aquella que se presente en la obra. La resistencia de la viga de acero se determina como lo indica el capítulo 6 de esta norma sobre miembros en flexión, y con las condiciones de apoyo que se tengan durante las diferentes etapas de construcción. Los conectores de cortante no proporcionan soporte lateral para evitar el pandeolateral por flexotorsión por lo que si no hay arriostramientos temporales o apuntalamiento, este estado se debe tomar en cuenta en el diseño.

9.3.7 Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza, soldados al patín del perfil, armadura o larguero de alma abierta.

Comentario:

Esta norma solo permite el uso de conectores de cortante del tipo canal o barras de acero con cabeza debido a que solo existe evidencia experimental confiable de estos tipos de conectores. Se permiten el uso de otros tipos de conectores solo que exista un programa experimental de pruebas de cortante directo de conectores, el cual debe aprobar la administración.

9.3.7.1 Materiales

Los conectores de cortante serán canales de alguno de los aceros estructurales indicados en el inciso 1.4.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza que deben satisfacer los requisitos del inciso 1.4.5 cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 15 kN/m^3 (1500 kg/m^3).

9.3.7.2 Fuerza cortante horizontal

Excepto en el caso de elementos de acero ahogados en concreto, que se trata en los incisos 9.3.1 y 9.3.5, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre el elemento de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante.

Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual al menor de los valores siguientes:

a) $0.85 f'_c A$

b) $A_s F_y$

c) ΣQ_n

f'_c resistencia especificada del concreto en compresión

A_c área efectiva de la losa de concreto

ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial

A_s y F_y se han definido con anterioridad

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual al menor de los valores:

a) $A_r F_{yr}$

b) ΣQ_n

A_r área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

ΣQ_n se ha definido arriba. Este valor sólo aplica a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.

Comentario:

Cuando el concreto trabaja en compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal (que debe resistirse entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero) se toma igual al menor de los valores siguientes: (a) la resistencia al aplastamiento de la capa de compresión del concreto, (b) la resistencia a la plastificación por tensión de la viga de acero, o bien, (c) la resistencia a cortante de los conectores en la zona de momento máximo y momento cero. 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 resistirse entre los puntos de momento negativo máximo y de momento cero) es igual al menor de: (a) la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal en la zona de momento negativo, o bien, (b) la resistencia a cortante de los conectores en la zona de momento máximo negativo y momento cero.

9.3.7.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

La resistencia nominal de un conector de barra de acero con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, es:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad (9.3.12)$$

A_{sc} área de la sección transversal del vástago del conector

f_c resistencia especificada del concreto en compresión

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector ($F_u=414$ MPa; 4220 kg/cm², para los conectores que se usan generalmente; véase el inciso 1.4.5)

E_c módulo de elasticidad del concreto con las características que correspondan (clase 1 o 2, peso normal o ligero, y resistencia normal o alta resistencia) de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Nota: No se especifica un factor de resistencia para los conectores debido a que la ecuación de resistencia en flexión de vigas compuestas considera implícitamente todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.

Cuando los conectores están ahogados en una losa de concreto sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ecuación 9.3.12 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecuaciones 9.3.10 y 9.3.11. Los factores de reducción no aplican al límite superior de la ecuación 9.3.12.

Comentario:

Alternativo al método descrito en la sección 9.3 y al uso de las ecuaciones 9.3.10 a 9.3.12, la resistencia nominal a cortante de un perno de acero con cabeza embebido en una losa maciza de concreto o en una losa con lámina acanalada también puede determinarse alternativamente como sigue:

$$Q_n = 0.5A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

Donde:

A_{sa} : Área de la sección transversal del perno de acero.

f'_c : Es la resistencia del concreto a compresión.

E_c : Es el módulo de elasticidad del concreto.

F_u : Es la resistencia a fractura del perno de acero con cabeza.

Los factores R_g y R_p son los que aplique de la siguiente tabla.

Condición	R_g	R_p
Losa maciza	1.00	0.75
Losa con lámina acanalada orientada paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.00	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85	0.75
Losa con lámina acanalada orientada perpendicularmente al perfil de acero.		
Número de pernos en la misma nervadura:		
1	1.00	0.60^(a)
2	0.85	0.60^(a)
3 o más	0.70	0.60^(a)

^(a) Este valor puede incrementarse a 0.75 cuando el perno se coloque en una posición fuerte, y cuando la separación horizontal libre entre el perno y la altura media de la lámina es mayor a 50 mm ($e_m \geq 50$ mm). w_r es el ancho promedio de la nervadura de concreto, y h_r es la altura nominal de la nervadura.

9.3.7.4 Resistencia de conectores de canal

La resistencia nominal de una sección canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)l_{cc} \sqrt{f'_c E_c} \quad (9.3.13)$$

t_p grueso del patín

t_a grueso del alma

l_{cc} longitud de la canal

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

9.3.7.5 Número de conectores

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 el inciso 9.3.7.2 dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en los incisos 9.3.7.3, 9.3.7.4, 9.3.4.b o 9.3.4.c.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ecuación:

$$\Sigma Q_n = NQ_n = 1.3A_{ci}F_y \quad (9.3.14)$$

- N número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo
 Q_n resistencia al corte de un conector
 A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero

9.3.7.6 Colocación y espaciamiento de los conectores

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, M_{max} , pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión:

$$N \left(\frac{M - M_r}{M_{max} - M_r} \right) \quad (9.3.15)$$

- M momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
 M_r momento resistente de diseño de la sección de acero
N se ha definido arriba

Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección I o H, exactamente sobre el alma.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente del diámetro del conector entre el grueso del material al que se suelda no debe ser mayor de 4.0. Si $4.0 \geq \tau > 2.5$, la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción, $R_f = 2.67 - 0.67\tau \leq 1.0$.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el grueso total se incluye el peralte de las nervaduras.

Nota: Consulte otras referencias para los casos en que la losa es de concreto ligero.

9.3.8 Refuerzo de la losa

Las losas deben reforzarse adecuadamente para soportar todas las cargas y para controlar tanto las grietas normales al eje de la viga compuesta como las longitudinales sobre el elemento de acero.

9.3.8.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión. Debe prestarse especial atención al refuerzo de losas continuas sobre apoyos flexibles (libres o articulados) de los elementos de acero.

9.3.8.2 Refuerzo transversal

a) Losas macizas

Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, a menos que se sepa, por experiencia, que es poco probable que se formen grietas longitudinales, debidas a la acción compuesta, directamente sobre ellos. El refuerzo adicional se colocará en la parte inferior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.002 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente.

b) Losas sobre lámina acanalada

Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.001 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

9.3.9 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial

En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

El momento de inercia efectivo, I_e , de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la ecuación

$$I_e = I_a + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_a) \quad (9.3.16)$$

I_a momento de inercia de la sección de acero

I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa

ΣQ_n suma de resistencias de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo

C_f fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores $f_c \parallel A_c$ y $A_s F_y$ (inciso 9.3.7.2)

El módulo de sección efectivo, S_e , referido al patín en tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual a

$$S_e = S_a + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_a) \quad (9.3.17)$$

S_a y S_{tr} son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación $\Sigma Q_n / C_f$ es menor que 0.25, para evitar deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

9.3.10 Resistencia en cortante

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 Capítulo 7, o del sistema de alma de la armadura o larguero de alma abierta. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma F_R igual a 0.75.

9.3.11 Deflexiones

9.3.11.1 Vigas de acero de alma llena

En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

a) Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ecuación 9.3.16.

b) La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión

$$\Delta_s = \frac{\varepsilon_f A L^2 y}{8nI_{tr}} \quad (9.3.18)$$

- ε_f deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre, igual a 200×10^{-6}
- A_c área efectiva de la losa de concreto
- L claro de la viga
- n relación modular, E/E_c
- y distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta
- I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada

9.3.11.2 Armaduras y largueros de alma abierta

a) Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_e = I_a' + 0.77(I_t' - I_a') \quad (9.3.19)$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

I_a' e I_t' son los momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en el inciso 9.3.11.1.b.

Comentario:

Para el cálculo de las deflexiones de vigas compuesta se deben incluir deformaciones instantáneas y a largo plazo. Las deformaciones instantáneas incluyen, aunque no se limitan a las siguientes: deformaciones inducidas por la producción (e.g. laminación, esfuerzos residuales), fabricación (e.g. contraflecha), transporte, y montaje de la viga de acero, incluyendo las deformaciones que generan la carga muerta (e.g. peso del concreto en estado fresco) y la carga viva durante el proceso de construcción, así como la carga muerta adicional y la carga viva en condiciones de servicio cuando la viga trabaje en acción compuesta. En su caso, también se debe considerar los efectos de la pérdida de rigidez en vigas en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales (acero y concreto).

Sobre las deformaciones a largo plazo en vigas compuesta debidas a contracción y flujo plástico, desafortunadamente no existe una formulación exacta. La contracción y el flujo plástico del concreto es, respectivamente, el acortamiento diferido que experimenta el concreto por el proceso de secado y por esfuerzos de compresión de larga duración. Las contracciones diferidas se deben a la disminución de volumen del concreto cuando fragua, al evaporarse el agua que no se necesita para la hidratación del cemento; no dependen de las cargas, pero sí del tiempo transcurrido desde que se aplicaron. Cuando un elemento de concreto se comprime, sufre una deformación instantánea, que crece, a lo largo del tiempo si la compresión es permanente. Así, el flujo plástico es proporcional al tiempo, a la carga aplicada y a la relación agua/cemento del concreto, y es inversamente proporcional al porcentaje de humedad del medio ambiente. La contracción del concreto es proporcional al tiempo y a la relación agua/cemento, e inversamente proporcional al porcentaje de humedad del medio ambiente y a la relación volumen/superficie de la losa (De Buen, 2004). Ambos fenómenos producen flechas adicionales, a causa de la liga entre la losa y el perfil de acero.

Para estimar la deformación a largo plazo debida a contracción por secado del concreto en vigas compuestas, esta norma adapta el modelo simplificado propuesto de Chien y Ritchie (1994). Este método asume el efecto de la contracción por secado del concreto a través de una fuerza axial en compresión excéntrica (P_{cs}) en ambos extremos, la cual se transforma en una carga concéntrica y momentos equivalente en los extremos o momento uniforme en la viga compuesta. La carga excéntrica (P_{cs}) se determina como el producto de la deformación por contracción del concreto (ϵ), por la rigidez axial de la sección de concreto ($E_c A_c$). En ausencia de otro valor, la presente norma especifica una deformación por contracción de 0.02%. El momento uniforme en la viga compuesta es el producto de la carga excéntrica, por la excentricidad o distancia desde el centro de la losa hasta el eje neutro elástico de la viga compuesta. Finalmente, la deformación por contracción se puede estimar con la ecuación aplicable de la mecánica de materiales (ecuación 9.3.18).

Las deformaciones a largo plazo debidas a flujo plástico se pueden estimar usando un modelo similar al que se explica en el párrafo anterior por contracción por secado. Generalmente estas deformaciones son pequeñas, aunque pueden incrementarse en claros largos y/o en vigas con cargas vivas permanentes altas. A reserva de que se pueda aplicar un método más exacto, esta norma acepta la estimación de estas deformaciones por flujo plástico como el 15% de las deformaciones instantáneas.

Para efectos de contracción y flujo plástico, se debe prestar especial atención a los agregados de peso ligero, las cuales tienden a desarrollar mayores deformaciones que vigas con agregados convencionales, debidas a la mayor absorción de humedad del agregado y al menor módulo de elasticidad del concreto. Finalmente, esta norma sugiere aplicar un buen criterio ingenieril en los cálculos de las deformaciones a largo plazo, ya que esto requiere la consideración de las muchas variables que intervienen, pero principalmente porque la superposición lineal de estos efectos no es estrictamente correcta (ACI, 1997; Viest et al., 1997).

Las deformaciones de sistemas de piso compuestas ocurren en un porcentaje importante (75% por ejemplo) en la etapa de construcción por lo que el diseñador debe evaluar si conviene apuntalar, lo que también influye en el pandeo lateral por flexotorsión, otro aspecto relevante es que cuando el concreto ha fraguado se tiene una superficie de trabajo, mas no la resistencia del concreto por lo cual el efecto de apuntalamiento es venefico para este caso. Se han observado deformaciones muy grandes dado que las losas se cargan sin que el concreto haya alcanzado su resistencia.

9.3.12 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones

Cuando se use construcción compuesta en sistemas formados por vigas que trabajan en dos direcciones, generalmente ortogonales, deberán satisfacerse todos los requisitos de este Capítulo, con las modificaciones correspondientes al sistema estructural empleado.

9.3.13 Diafragmas compuestos y vigas colectoras

Al igual que en un sistema de losa convencional, es importante revisar los conceptos necesarios y detallar los elementos requeridos para transmitir las fuerzas horizontales de sismo o viento entre los diafragmas y vigas auxiliares a los elementos principales del sistema de piso.

Comentario:

En sistemas en construcción compuesta, generalmente el sistema de piso suele estar conectado al sistema estructural y trabajar como un diafragma compuesto. Los diafragmas son miembros que se extienden horizontalmente, análogos a las vigas de gran peralte, que distribuyen las cargas sísmicas y/o cargas de viento desde su origen hasta el sistema resistente a fuerzas laterales, ya sea transmitiéndolas directamente o en combinación con elementos de transferencia conocidos como colectores, vigas colectoras, puntales de diafragma o puntales de arrastre. Los diafragmas sirven a la importante función estructural de interconectar los componentes de una estructura para que se comporten como una unidad. Los diafragmas son comúnmente analizados como vigas continuas de gran peralte, y sujetas a fuerzas axiales, cortantes, y momentos. Más información sobre las clasificaciones y el comportamiento de los diafragmas se puede consultar en AISC (2006a), en el SDI (2001) y en NTC-DCES (2017).

Los diafragmas deben diseñarse para resistir todas las fuerzas que se generen de la recolección y distribución de las fuerzas sísmicas y/o de viento para el sistema resistente a fuerza lateral. En algunos casos, también deben incluirse las cargas de otros pisos, como en un nivel donde exista una compensación horizontal en el sistema resistente a fuerza lateral. Existen varios métodos para determinar la resistencia a cortante de los diafragmas compuestos. Tres de esos métodos son los siguientes:

- (1) La superposición de la resistencia de los componentes del diafragma compuesto considerando su geometría real. El Manual de diseño de diafragmas del SDI (SDI, 2004) da mayores detalles de la aplicación de este método.
- (2) Determinando la resistencia ignorando la contribución del concreto en las nervaduras o costillas. Cuando el espesor del concreto sobre la cubierta de acero se incrementa, la resistencia al cortante del diafragma se aproxima a la resistencia de una losa de concreto maciza del mismo espesor.
- (3) Utilizando resultados de pruebas de diafragmas compuestos.

Las fuerzas horizontales del diafragma se transfieren al sistema resistente a carga lateral como fuerzas axiales en las vigas colectoras (también conocidas como puntales de diafragma o puntales de arrastre). El diseño de las vigas colectoras no se ha abordado directamente en esta norma. El diseño riguroso de los de las vigas colectoras es complejo y existen pocos lineamientos detallados sobre dichos miembros. Hasta que la investigación adicional esté disponible, se sugiere considerar las siguientes recomendaciones de diseño:

- **Aplicación de fuerza.** Las vigas colectoras pueden ser diseñadas para los efectos combinados de la carga axial debidos a las fuerzas del diafragma, así como la flexión debida a las cargas de gravedad y/o laterales. Para el diseño, se debe investigar el efecto de la excentricidad entre el plano del diafragma y la línea central del elemento colector.

- **Resistencia axial.** La resistencia axial de las vigas colectoras se puede determinar de acuerdo con las disposiciones para miembros no compuestos de los capítulos 4 y 5. Para la carga de compresión, las vigas colectoras generalmente se consideran arriostradas en sus extremos para pandeo sobre su eje de mayor inercia, y completamente arriostrados por el diafragma compuesto para el pandeo sobre el eje de menor inercia.
- **Resistencia a flexión.** La resistencia a flexión de las vigas colectoras se puede determinar utilizando cualquiera de las disposiciones para miembros compuestos del capítulo 9, o las disposiciones para miembros no compuestos del capítulo 6. Se recomienda que todas las vigas colectoras, incluso aquellas diseñadas como miembros no compuestos, contengan anclajes suficientes para asegurar que se logre un mínimo de 25% de acción compuesta; esta recomendación tiene la intención de evitar que se utilicen una pequeña cantidad de anclajes para transferir las fuerzas del diafragma en una viga diseñada como un miembro no compuesto. Los anclajes diseñados sólo para transferir cortante horizontal debido a las fuerzas laterales todavía estarán sometidos a un cortante horizontal debido a la flexión por las cargas de gravedad superpuestas en la sección compuesta. Una mayor demanda en los anclajes podría resultar en la falla del perno, lo cual podría inhibir la capacidad de la viga colectora para funcionar como se requiere para la transferencia de las fuerzas del diafragma debido a las cargas laterales.
- **Resistencia a flexocompresión.** La fuerza axial y el momento de flexión actuando simultáneamente se pueden considerar usando las ecuaciones de interacción del capítulo 8. Como una simplificación razonable para fines de diseño en vigas colectoras compuestas, es aceptable usar en la ecuación de interacción la resistencia axial no compuesta y la resistencia a flexión compuesta.
- **Resistencia a cortante de los pernos.** En vigas colectoras con acción compuesta completa, generalmente es suficiente para el diseño de los pernos de anclaje considerar la combinación con solo cargas de gravedad, por lo que esta norma no requiere que el diseño de los pernos se realice con combinaciones accidentales, a menos que el responsable del diseño tenga indicios que estas combinaciones pueden ser críticas para el diseño de los pernos de anclaje. Lo anterior se justifica con los siguientes argumentos: (1) las combinaciones de carga accidentales de las NTC-CA (2017) proveen niveles reducidos de carga viva y bajos factores de carga; ésto disminuye la demanda en los anclajes de acero, por lo que normalmente se tiene una capacidad suficiente para la transferencia de fuerzas del diafragma. (2) El flujo de cortante horizontal debido a la flexión por las cargas de gravedad se distribuye en dos o más direcciones; por ejemplo, para una viga con carga uniformemente, el flujo de cortante se distribuye desde el centro de la viga hacia los extremos. Por otro lado, las cargas laterales inducen en las vigas colectoras un flujo de cortante en una sola dirección, lo cual incrementa el flujo de cortante en una porción de la viga, pero disminuye en la porción complementaria de la viga. Así, el flujo de cortante adicional en uno de los dos segmentos de la viga se compensa por la descarga de flujo en el segmento opuesto, por lo que la resultante final de fuerzas generalmente es menor que las resistencias nominales de todos los pernos instalados en la viga.

9.4 Casos especiales

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de este capítulo, la resistencia de los elementos estructurales, los conectores de cortante, las conexiones, y los detalles constructivos, se determinarán por medio de un estudio analítico avanzado e integral, y/o un programa adecuado de pruebas de laboratorio, aprobado por la Administración.

Comentario:

Para los casos especiales que no se contemplen en esta norma, se requiere que se demuestre su validez a partir de pruebas y análisis especiales. Un ejemplo de caso especial es, por ejemplo, cuando se requieran del uso de tipos de anclajes diferentes a los que se aceptan en esta norma.

10. CONEXIONES

Este capítulo se refiere a los elementos de conexión, conectores y elementos involucrados de los miembros conectados no sometidos a condiciones de fatiga; comprende los conceptos siguientes:

- 10.1. Generalidades
- 10.2. Soldaduras
- 10.3. Tornillos y partes roscadas
- 10.4. Elementos que forman parte de conexiones entre miembros
- 10.5. Placas de relleno
- 10.6. Empalmes
- 10.7. Barras de anclaje e insertos
- 10.8. Almas y patines con cargas concentradas
- 10.9. Conexiones rígidas entre vigas y columnas

10.1 Generalidades

Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y por conectores (soldaduras, tornillos). Los elementos componentes se dimensionan para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

- a) Con un análisis estructural bajo cargas de diseño como se especifica en el Capítulo 2
- b) Partiendo de la resistencia de diseño máxima probable de los miembros conectados (diseño por capacidad)

Nota: Las conexiones deben transmitir las acciones calculadas en los miembros que ligan, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

10.1.1 Conexiones simples

Cuando una conexión se considera flexible se diseña, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizan elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejan holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Comentario:

Una conexión simple debe ser capaz de cumplir con la rotación requerida y no debe introducir resistencia y rigidez que alteren significativamente la respuesta de rotación.

10.1.2 Conexiones rígidas

Las conexiones en los extremos de vigas, trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñan para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones. Estas conexiones se tratan con detalle en la sección 10.9.

Comentario:

Las conexiones de momento rígidas deben tener suficiente resistencia y rigidez para transferir el momento y mantener el ángulo entre los miembros conectados. Las conexiones de momento rígidas están diseñadas no sólo para transferir momentos, sino también para permitir la rotación entre los miembros conectados mientras las cargas son resistidas.

10.1.3 Conexiones mínimas

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 50 kN (5000 kg).

El número mínimo de tornillos en una conexión es dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras son los indicados en los incisos 10.2.5 y 10.2.6.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones armadas, 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.

Comentario:

Deben tomarse en cuenta las recomendaciones mínimas de resistencia en placas base y sus pernos durante el proceso de montaje (OSHA, 2014).

10.1.4 Excentricidades

En el diseño deben considerarse las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando sean consecuencia de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

El centro de gravedad del grupo de 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 los 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 tornillos.

10.1.5 Juntas en miembros en compresión

En miembros comprimidos pueden usarse juntas cepilladas que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

10.1.6 Desgarramiento laminar (—lamellar tearing—)

Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina, en te o de cualquier otro tipo, de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre, por la acción de cargas exteriores o por la combinación de ambos factores. Cuando esas juntas no puedan evitarse, se revisará el material sometido a ese tipo de trabajo y se tomarán medidas para reducir a un mínimo la posibilidad de fallas por desgarramiento laminar. En casos especialmente críticos puede ser necesario revisar el material antes de usarlo, y rechazarlo si se encuentran condiciones que faciliten este tipo de falla.

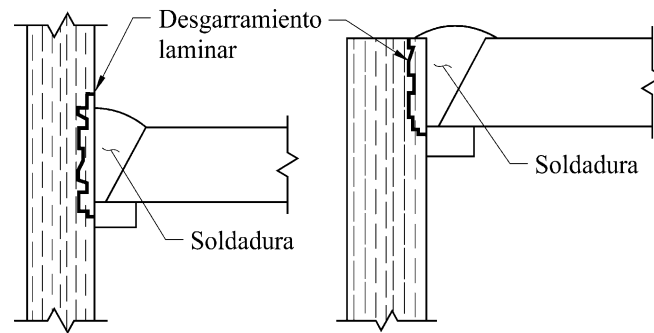


Figura 10.1.1 Desgarramiento laminar en conexiones en te y en esquina.

Nota: Un ejemplo típico se presenta en el patín de una columna frente al patín en tensión de la viga en una conexión rígida. El desgarramiento no es importante frente al patín comprimido.

10.1.7 Tornillos en combinación con soldadura

10.1.7.1 En obras nuevas

Cuando en una obra nueva se especifique el uso de tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

Comentario:

Al igual que en ediciones anteriores, esta Especificación no permite que los tornillos compartan la carga con las soldaduras, excepto donde el cortante sea resistido en la superficie de contacto. En juntas donde la resistencia esté basada en la resistencia de tornillos y soldaduras actuando en conjunto la compatibilidad de deformaciones de los diferentes componentes de la conexión en el último nivel de carga es factor importante para definir la resistencia de la conexión. Sin embargo, las condiciones para compartir la carga han cambiado sustancialmente con base en investigaciones recientes (Kulak & Grondin, 2003) así como modelos de elemento finito (Shi, Wang, & Wang, 2011) han mostrado que tornillos diseñados como parte de una junta de deslizamiento crítico y debidamente apretados de acuerdo a los requerimientos de una junta de deslizamiento crítico pueden compartir la carga con filetes longitudinales proporcionando una razonable proporción de la carga resistida por cada elemento (Tornillos y filetes). Los límites establecidos son 50% como mínimo para la soldadura y 33% mínimo para los tornillos de alta resistencia. La resistencia de soldaduras transversales no está permitida para compartir resistencia con tornillos porque tienen una ductilidad menor. Las indicaciones prescritas en esta sección tienen la intención, en general, de ser aplicadas en reparaciones de estructuras existentes o en casos donde el coeficiente de deslizamiento supuesto en el diseño esté por debajo del real observado en campo (Muestreos especiales se requieren de acuerdo con el Apéndice A de (RCSC, 2009). Todo ello para validar el coeficiente de deslizamiento supuesto ahora para lograr la reparación de la estructura.

La intención de la presente Especificación es asegurar que en juntas combinadas la conexión sea provista de la resistencia requerida antes de ocurrir la fractura en la soldadura lo cual define el estado último de nivel de carga. El estado último de nivel de carga está definido por la capacidad de las soldaduras balanceadas con referencia al eje neutro del ángulo o soldaduras y la resistencia al deslizamiento dada por la fuerza de pretensión en los tornillos. No se requiere

revisar una capacidad adicional al aplastamiento y al desgarramiento. El uso de un simple factor de resistencia ($f = 0.75$) o un factor de seguridad ($f = 2$) en la resistencia nominal de tornillos y soldaduras combinados tiende a mejorar la confiabilidad de la conexión comparado con el uso del alto factor de resistencia ($f = 1$) y el bajo factor de seguridad ($f = 1.5$) permitido en juntas de deslizamiento crítico con agujeros estándar y para conexiones sólo atornilladas.

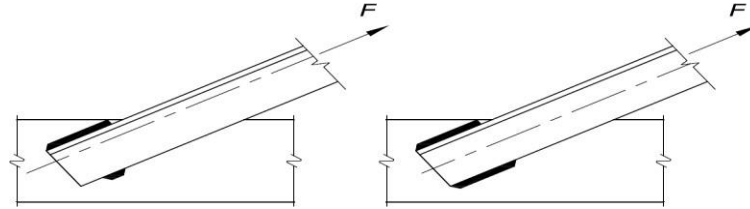


Figura C-10.11 Soldaduras balanceadas a) con referencia al eje neutro del ángulo b) con referencia al centro de la línea del ángulo

10.1.7.2 En obras ya construidas

Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

Comentario:

Para conexiones existentes con tornillos alta resistencia apretados con otro método que el de la vuelta de tuerca, se aplicará adicionalmente $1/3$ de vuelta para tornillos ASTM F3125 grados A325 o A325M y $1/2$ vuelta para grados A490 o A490M permitiría que los tornillos se consideraran pre tensionados por el método de la vuelta de tuerca relativo a lo indicado en esta Sección. Sobre rotación de un tornillo no es causa de rechazo para la Especificación RCSC. La rotación adicional puede causar ocasionalmente ruptura en el tornillo al momento de efectuar la operación de rotación. Los tornillos rotos pueden ser reemplazados con tornillos equivalentes apretados con el método de la vuelta de tuerca. Note que la resistencia de la conexión necesita no ser tomada como menor que la resistencia de los tornillos solos o la resistencia de la soldadura sola. El calentamiento en la junta cercano a los tornillos, provocada por la soldadura no altera las propiedades mecánicas de los tornillos.

Las restricciones en tornillos en combinación con soldaduras no aplican sobre las conexiones típicas: atornillada/soldada larguero a trabe portante así como viga-columna, y otras conexiones comparables donde tornillos y soldaduras son utilizadas en separadas superficies de contacto. (Tromposch & Kulak, 1987).

10.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes

En modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

Comentario:

Cuando los tornillos de alta resistencia se utilizan en combinación con remaches, la ductilidad de los remaches permite la adición directa de las resistencias de los dos tipos de sujetadores.

10.1.9 Empalmes en material grueso

Esta sección se aplica a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.

Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben satisfacerse los requisitos siguientes:

- a) El material debe tener la tenacidad que se indica en el inciso 1.4.1.1
- b) Los agujeros de acceso tendrán las características del inciso 10.1.10
- c) El material de relleno cumplirá los requisitos del inciso 10.2.2

Estos requisitos no son aplicables a secciones formadas por varias placas cuando los empalmes se hacen en cada una de ellas, antes de unir las entre sí.

Se especificarán requisitos de precalentamiento, y de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete. Además, deben quitarse todas las placas de respaldo y extensión, y esmerilarse las superficies expuestas al hacerlo.

Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

Como una alternativa, los empalmes de miembros comprimidos, incluyendo los que pueden trabajar en tensión, ocasionalmente, por efecto de viento o sismo, pueden hacerse utilizando detalles que no ocasionen grandes contracciones en las soldaduras, por ejemplo, soldaduras de penetración parcial en los patines, combinadas con placas soldadas al alma con soldadura de filete, placas atornilladas, o placas soldadas con filetes a un tramo y atornilladas al otro.

Comentario:

El metal solidificado, pero todavía soldado en caliente se contrae significativamente a medida que se enfría a temperatura ambiente. La contracción de las soldaduras de ranura grande entre los elementos que no son libres de moverse a fin de acomodar la contracción provoca deformaciones en el material adyacente a la soldadura que pueden exceder la deformación del punto de fluencia. En material grueso, la contracción de la soldadura está restringido en dirección del espesor, así como en las direcciones de anchura y longitud, causando que se desarrollen esfuerzos triaxiales que pueden inhibir la capacidad de deformarse de una manera dúctil. Bajo estas condiciones, la posibilidad de una fractura frágil aumenta. (Bruneau, 2011).

Cuando se empalman perfiles laminados en caliente con espesor de patín superior a 2 pulg. (50 mm) o miembros pesados armados, estas deformaciones por contracción debida a la soldadura potencialmente dañinas se pueden evitar mediante el uso de empalmes atornillados, empalmes traslapados de soldadura de filete, o empalmes que combinan un detalle de soldadura y de fijación con tornillos. Los detalles y las técnicas que se desempeñan bien para materiales de espesor moderado por lo general deben ser cambiados o complementados con requerimientos más exigentes al soldar material grueso.

Las disposiciones de la AWS D1.1/01.1M (AWS, 2015) son los requerimientos mínimos que aplican a la mayoría de las situaciones de soldadura estructural.

10.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras

Todos los agujeros de acceso que se requieran para facilitar las operaciones de soldadura deben ser detallados para proporcionar espacio suficiente. El agujero de acceso tendrá una longitud, medida desde la punta del bisel o preparación de la soldadura, no menor de 1.5 veces el espesor del material donde se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero será igual o mayor que el grueso del material perforado, pero no menor de 19 mm ni mayor que 50 mm (Figura 10.1.2).

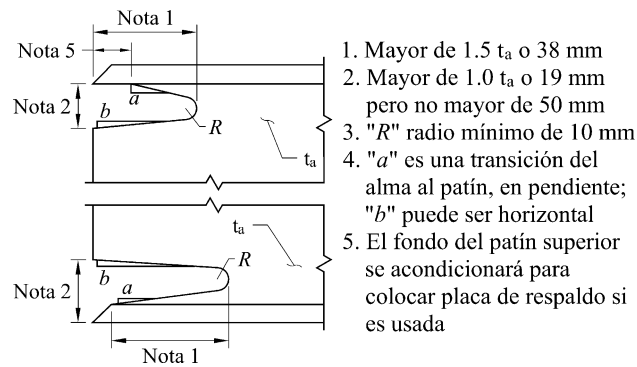


Figura 10.2.2 Detalle de agujeros de acceso

En secciones laminadas, o soldadas antes de hacer el agujero, al borde del alma se le dará una pendiente o curvatura, desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del agujero. Los agujeros de acceso de vigas laminadas y travesaños armados que requieran soldaduras a tope de penetración completa para unir almas y patines, deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes agudas. Para ello, en esas esquinas se hará un corte circular de radio no menor de 10 mm.

En secciones armadas con alma y patines unidos entre sí con soldaduras de filete o de penetración parcial, los agujeros de acceso estarán libres de muescas y de esquinas entrantes en ángulo agudo.

Se permite que los agujeros terminen perpendicularmente al patín siempre que la soldadura acabe a una distancia de la perforación de acceso por lo menos igual al tamaño de la soldadura.

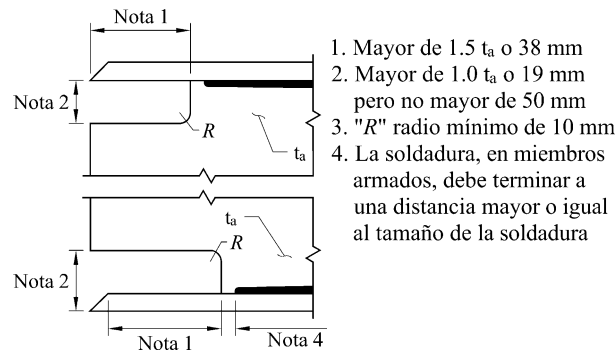


Figura 10.1.3 Detalle de agujero de acceso en miembros armados

En secciones pesadas, definidas en el inciso 1.4.1.1, las superficies de los agujeros de acceso cortadas térmicamente deben pulirse hasta la condición de metal brillante, e inspeccionarse con partículas magnéticas o líquidos penetrantes, antes de depositar la soldadura. Cuando la curva de transición de los agujeros se ha hecho con taladro o sierra, no es necesario pulir esa zona

En perfiles que no sean los definidos en el párrafo anterior no es necesario pulir las superficies ni inspeccionarlas con partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

Comentario:

Los orificios de acceso de soldadura se requieren con frecuencia en la fabricación de componentes estructurales. La geometría de estos detalles estructurales puede afectar el desempeño de los componentes. El tamaño y la forma de los recortes de viga y los orificios de soldadura de acceso pueden tener un efecto significativo en la facilidad para depositar metal de soldadura sólida, la habilidad para llevar a cabo exámenes no destructivos, y la magnitud de los esfuerzos en las discontinuidades geométricas producidos por estos detalles.

Las concentraciones de esfuerzos en las intersecciones del alma a patín de perfiles armados pueden ser disminuidas terminando la soldadura fuera del orificio de acceso. Así, para los perfiles armados con soldaduras de filete o soldaduras de ranura de penetración parcial de la unión que unen el alma con el patín, el orificio de acceso de soldadura puede acabar perpendicular al patín, siempre y cuando la soldadura se termine a una distancia igual o mayor al tamaño de una soldadura fuera del orificio de acceso.

10.1.11 Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas.

En las conexiones que se indican en el inciso 10.3.2 deben emplearse juntas soldadas o con tornillos pretensados.

10.2 Soldaduras

10.2.1 Generalidades

Los tipos de soldadura precalificados son los de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en estas Normas son la soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW), la soldadura automática de arco sumergido (SAW), la protegida con gases (GMAW) y la soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW). Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

Nota: Las letras, con las que se designan estos procesos, provienen de sus nombres en inglés.

10.2.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente o gas, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante del electrodo respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (ver inciso 10.2.2.1).

Comentario:

Puede haber problemas cuando se utilizan metales de soldadura incompatibles en combinación y se requiere metal de soldadura compuesto con tenacidad de muesca (Charpy N). Por ejemplo, los puntos de soldadura depositados que utilizan un proceso de autoprotegido con desoxidantes de aluminio en los electrodos y posteriormente cubiertos por pasadas de soldadura SAW pueden resultar en un metal de soldadura compuesto con baja tenacidad de muesca, a pesar del hecho de que cada proceso por sí mismo podría proveer metal de soldadura con tenacidad de muesca.

La posible inquietud en cuanto a los tipos de metal de soldadura entremezclados se limita a situaciones en las que uno de los dos metales de soldadura es depositado por el proceso de soldadura de arco con núcleo fundente protegido (FCAW-s, Flux-Core Arc Welding-self). Se ha demostrado que los cambios en las propiedades de tensión y alargamiento son una consecuencia insignificante. La tenacidad de muesca es la propiedad que puede ser la más afectada. Muchas combinaciones compatibles de FCAW-s y otros procesos están comercialmente disponibles.

10.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Por ejemplo, las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 331 y 365 MPa (3400 y 3700 kg/cm²), respectivamente, y de ruptura en tensión de 412 y 481 MPa (4200 y 4900 kg/cm²), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2530 y 4080 kg/cm²), respectivamente; para el acero A572 Gr 50 es compatible la soldadura con electrodo E70XX.

Nota: La Especificación del material de aporte (Filler Metal) es diferente para cada proceso de soldadura. Consultar la Serie **AWS A5** Filler Metal Specifications (A5.1, A5.2, etc.). El significado de los dígitos es diferente para cada proceso.

Los procesos comunes, y listados en esta serie son:

- Soldadura de arco eléctrico con electrodo recubierto (Shielded Metal Arc Welding - SMAW)
- Soldadura de arco eléctrico con electrodo de núcleo de fundente (Flux Core Arc Welding - FCAW)
- Soldadura de arco eléctrico protegida con gases (Gas Metal Arc Welding GMAW)
- Soldadura de arco el sumergido (Submerged Arc Welding - GTAW)
- Soldadura por electroescoria (Electroslag Welding - ESW)
- Soldadura por electrogas (Electrogas Welding – EGW)
- Soldadura por arco para conectores (Arc Stud Welding – ASW)

10.2.3 Tipos de soldaduras

En estas Normas se consideran cuatro tipos de soldaduras:

- a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- c) Soldaduras de tapón.
- d) Soldaduras de ranura.

Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

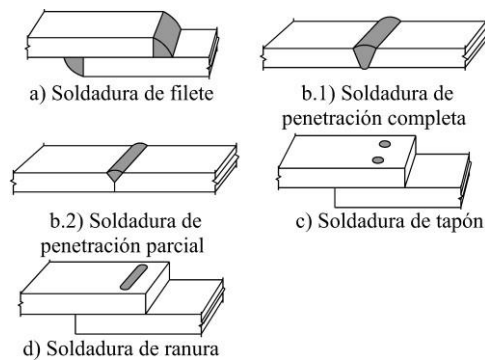


Figura 10.2.1 Tipos de soldaduras

10.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.
- b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- c) La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.

d) La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual a la del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la soldadura. Puede utilizarse una garganta efectiva más grande si se demuestra, por medio de ensayos de soldaduras en las que se ha utilizado el mismo proceso de producción e iguales variables en el procedimiento, que se obtiene, de manera consistente, una penetración mayor que la de la raíz de la soldadura diagramática.

f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (backgouging), es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.

Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.

g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 10.2.1.

h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 10.2.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 10.2.2, 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.

Comentario:

El uso de soldadura de penetración parcial PJP en un solo lado de la unión sujeto a rotación alrededor del extremo de la soldadura no es recomendable.

Tabla 10.2.1 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición ¹	Tipo de preparación	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW) Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	Todas	En U o JBisel V 60°	Profundidad del bisel
Soldadura automática de electrodo sumergido (SAW)	P	En U o JBisel V 60°	
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	P H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW)	Todas	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW)	V C		

⁽¹⁾ Posición plana (P), horizontal (H), vertical (V), de cabeza (C).

Tabla 10.2.2 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Proceso de soldadura	Bisel	Bisel doble
GMAW, FCAW-G ¹	5/8 R	3/4 R
SMAW, FCAW-S ²	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

¹. FCAW con protección adicional obtenida con un suministro externo de gas

². FCAW con protección obtenida exclusivamente con el fundente del electrodo

Para ranuras simples con $R < 10\text{mm}$ usar solamente soldadura de refuerzo de filete en juntas a tope.

R radio de la superficie de la junta. Se puede suponer igual a 2 t para esquinas de secciones huecas rectangulares o circulares.

10.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 10.2.3. El tamaño queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

Tabla 10.2.3 Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta, mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
más de 19 (3/4) hasta 38 (1 1/2)	8 (5/16)
más de 38 (1 1/2) hasta 57 (2 1/4)	10 (3/8)
más de 57 (2 1/4) hasta 150 (6)	13 (1/2)
mayor que 150 (6)	16 (5/8)

Comentario:

La tabla 10.2.3 da el espesor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura de ranura de penetración parcial. Debe tenerse en cuenta que para las soldaduras de ranura de penetración parcial la tabla 10.2.3 sube a un espesor de placa de más de 6 pulg (150 mm) y una garganta de soldadura mínima de 5/8 de pulg (16 mm). El espesor adicional para las soldaduras de ranura de penetración parcial está destinado a proveer la proporcionalidad razonable entre la soldadura y el espesor del material.

10.2.6 Soldaduras de filete

10.2.6.1 Tamaño mínimo

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no será menor que el requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni que el indicado en la tabla 10.2.4. Este requisito no se aplica a las soldaduras de filete que se utilizan como refuerzo de soldaduras de penetración completa o parcial.

Comentario:

La garganta efectiva de una soldadura de filete no incluye el refuerzo de soldadura, ni ninguna penetración más allá de la raíz de la soldadura. Algunos procedimientos de soldadura producen una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura. Esta penetración contribuye a la resistencia de la soldadura. Sin embargo, es necesario demostrar que el procedimiento de soldadura por utilizar produce este incremento de la penetración. En la práctica, esto se puede hacer inicialmente por el corte transversal de las placas de la unión. Una vez hecho esto, no se requieren pruebas adicionales, siempre y cuando el procedimiento de soldadura no se cambie.

El uso de la parte más delgada para determinar el tamaño mínimo de la soldadura se basa en la prevalencia del uso de metal de relleno considerado de —bajo contenido en hidrógeno—. Debido a que una soldadura de filete de 5/16 de pulg (8 mm) es la más grande que se puede depositar en una sola pasada por el proceso SMAW y aún siendo considerada como precalificada bajo AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015) 5/16 de pulg (8 mm) aplica a todo el material mayor a $\frac{3}{4}$ de pulg (19 mm) de espesor, pero se requiere un mínimo de temperaturas de precalentamiento e interpaso por AWS D1.1/D1.1M. Los dibujos de diseño deben reflejar estos tamaños mínimos, y las soldaduras de producción deben ser de estos tamaños mínimos.

Nota: La tabla 10.2.4 proporciona el tamaño mínimo de una soldadura de filete para un grueso dado de la más delgada de las partes unidas. Este requisito no se basa en consideraciones de resistencia, sino en el efecto de templado del material grueso sobre las soldaduras pequeñas, pues el enfriamiento muy rápido de éstas puede ocasionar una pérdida de ductilidad. Además, la restricción de la contracción del metal de soldadura producida por la parte gruesa puede provocar grietas en él.

Tabla 10.2.4 Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño mínimo de filete ⁽¹⁾ , mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
mayor que 19 (3/4)	8 (5/16)

⁽¹⁾ Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

10.2.6.2 Tamaño máximo

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

- En los bordes de material de espesor menor que 6 mm, no mayor que el grueso del material.
- En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6 mm, el grueso del material menos 2 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 2 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

10.2.6.3 Longitud

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas no será menor que cuatro veces su tamaño nominal. Como alternativa, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de la sección 3.1.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial en el extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0 \quad (10.2.1)$$

L longitud real de la soldadura
a tamaño de su pierna

Si $L > 300a$, β se toma igual a 0.60.

Nota: Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.

El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección armada, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas o trabes, cuando no se usa la resistencia posterior al pandeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objeto es mantener el alma plana.

10.2.6.4 Soldaduras intermitentes

Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros armados. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces su tamaño, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en los incisos 4.3.1 y 5.3.1.

10.2.6.5 Juntas traslapadas

El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

10.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete

Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

1) En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete.

Nota: Un ejemplo son los elementos del alma de una armadura que se unen con soldaduras de filete a las cuerdas o a las placas de nudo.

2) En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga, que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida.

3) En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se da vuelta a la soldadura en la esquina, se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete.

4) Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las trabes armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura que une el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma.

5) Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.

Comentario:

En la mayoría de los casos, las terminaciones de la soldadura de filete no afectan la resistencia o la capacidad de servicio de las conexiones. Sin embargo, en ciertos casos, la disposición de las soldaduras afecta la función planeada de la conexión, y las muescas pueden afectar a la resistencia estática y/o la resistencia a la iniciación de la grieta si se producen cargas cíclicas de magnitud y frecuencia suficientes. Para estos casos, se especifican los detalles de terminación en el extremo de la unión para proveer el perfil y el rendimiento deseados. En los casos donde el perfil y las muescas son menos críticos, se permite que las terminaciones se ejecuten hasta el final. En la mayoría de los casos, detener la soldadura para que no llegue al final de la unión, no reducirá la resistencia de la soldadura. La pequeña pérdida del área de soldadura debido a la detención de la soldadura antes de llegar al final de la unión por uno o dos tamaños de soldadura no se considera típicamente en el cálculo de la resistencia de soldadura. Sólo las longitudes de soldadura cortas se verán afectadas significativamente por esto.

10.2.6.7 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 el pandeo o 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.

10.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura

Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el tamaño de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el tamaño del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor que 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor que 16 mm.

Comentario:

Una soldadura de tapón es una soldadura hecha en un orificio circular en un miembro de una unión que fusiona ese elemento con otro. Una soldadura de ranura es una soldadura hecha en un orificio alargado en un miembro de una unión que fusiona ese elemento con otro. Tanto las

soldaduras de tapón como las de ranura sólo se aplican a uniones traslapadas. Se debe tener cuidado cuando se aplican soldaduras de tapón o ranura a estructuras sometidas a cargas cíclicas ya que el rendimiento por fatiga de estas soldaduras es limitado.

Las soldaduras de tapón y de ranura están limitadas a situaciones donde son cargadas en cortante, o donde se utilizan para evitar el pandeo de los elementos de una sección transversal, como para placas dobles en secciones laminadas para su refuerzo generalmente en alma. Las soldaduras de tapón y de ranura sólo se permiten donde las cargas aplicadas resulten para resistir cortante entre los materiales unidos y no se utiliza para resistir cargas de tensión directas. Esta restricción no aplica a los filetes en orificios o ranuras.

Las limitaciones geométricas en los tamaños de orificio y ranura se prescriben con el fin de proveer una geometría que sea proclive a la buena fusión. Las ranuras y los orificios profundos y estrechos hacen que sea difícil para el soldador ganar acceso y ver la parte inferior de la cavidad en la que debe ser colocado el metal de soldadura. Donde el acceso sea difícil, la fusión puede ser limitada, y la resistencia de la conexión reducida.

10.2.8 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R F_{MB} A_{MB}$ y $F_R F_s A_s$.

A_{MB}	área de la sección transversal del metal base
A_s	área efectiva de la soldadura
F_{MB}	resistencia nominal del metal base
F_s	resistencia nominal del metal del electrodo
F_R	factor de resistencia

En la tabla 10.2.5 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_s y demás información pertinente.

En lugar de utilizar las resistencias de diseño, constantes, de la tabla 10.2.5, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento que se describe a continuación.

1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales del mismo tamaño, cargadas en su plano, a través del centro de gravedad del grupo, es igual a la suma de los productos $F_R F_s A_s$, donde

$$F_s = 0.60 F_{EXX} \left(1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta \right) \quad (10.2.2)$$

F_R	0.75
F_{EXX}	número de clasificación del electrodo
θ	ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados

Nota: En un grupo lineal de soldaduras todos los cordones están en una línea o son paralelos entre sí.

2) El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de los centros instantáneos de rotación.

Las soldaduras empleadas 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 (Apéndice D).

10.2.9 Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

Tabla 10.2.5 Resistencias de diseño de soldaduras

Tipos de sollicitación y dirección respecto al eje de la soldadura ¹	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia F _R	Resistencia nominal F _{MB} o F _S	Resistencia requerida del metal de aportación ^{2, 3}
(a) Soldaduras de penetración completa ⁴				
Tensión Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	F _y	Debe usarse metal de aportación compatible con el del metal base. Para juntas en T o en esquina sin remoción de la placa de respaldo se requiere un metal de aportación resistente a muescas.
Compresión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	F _y	Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o un nivel menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
Tensión o compresión. Paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no requieren ser consideradas en el diseño de la soldadura que une esas partes	0.90	F _y	Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base
Cortante	Resistencia de la junta controlada por metal base	0.90	0.60F _y	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.
(b) Soldaduras de penetración parcial; se incluyen soldaduras de bisel y acampanadas ⁴				
Tensión. Normal al eje de la soldadura.	Metal base	0.75	F _u	Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	0.80	0.60F _{EXX}	
Compresión. Columna a placa de base y empalmes de columnas	No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Compresión. Conexiones de miembros diseñadas para soportar por aplastamiento miembros que no sean columnas	Metal base	0.90	F _y	
	Soldadura	0.80	0.60F _{EXX}	
Compresión. Conexiones no preparadas para trabajar en compresión por aplastamiento	Metal base	0.90	F _y	
	Soldadura	0.80	0.90F _{EXX}	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Cortante	Metal base	Controlado por la sección 10.4		
	Soldadura	0.75	0.60F _{EXX}	
(c) Soldaduras de filete incluyendo filetes en ranuras y agujeros y juntas T esviadas ⁴				
Cortante	Metal base	Controlado por la sección 10.4		Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	0.60F _{EXX}	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			

(d) Soldaduras de tapón o de ranura ⁴			
Cortante paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva)	Metal base	Controlado por la sección 10.4	
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$

Notas:

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_{EXX} Clasificación del electrodo, MPa (kg/cm²).

¹ Definición de áreas y tamaños efectivos; véase el inciso 10.2.4.

² Para la definición de metal de aportación compatible con el metal base véase el inciso 10.2.2.1.

³ Puede utilizarse metal de aportación con nivel de resistencia un nivel más alto (68 MPa, 700 kg/cm²) que el compatible con el metal base.

⁴ Para los distintos tipos de soldadura véase el inciso 10.2.3.

⁵ Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros armados, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

⁶ El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual a $F_R (0.6F_u) A_{nc}$, donde F_R es igual a 0.75 y A_{nc} es el área neta en cortante (sección 10.4).

Comentario:

Al determinar la resistencia de una combinación de soldadura de ranura parcial (PJP) y soldadura de filete contenidas dentro de la misma unión, la dimensión total de la garganta no es la simple adición de la garganta de la soldadura de filete y la garganta de la soldadura de ranura. En dichos casos, debe determinarse la garganta resultante de la soldadura combinada (la dimensión más corta de la raíz a la cara de la soldadura final) y el diseño debe estar basado en esta dimensión.

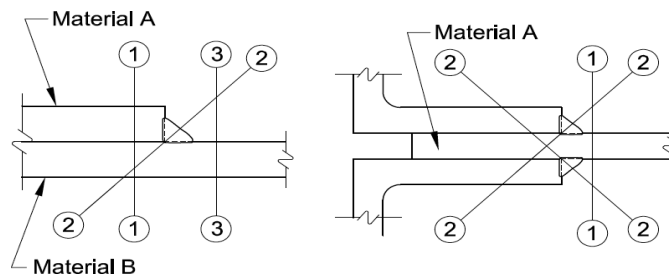


Figura C-10.2 1 Planos de corte para soldaduras de filete cargadas en cortante longitudinal

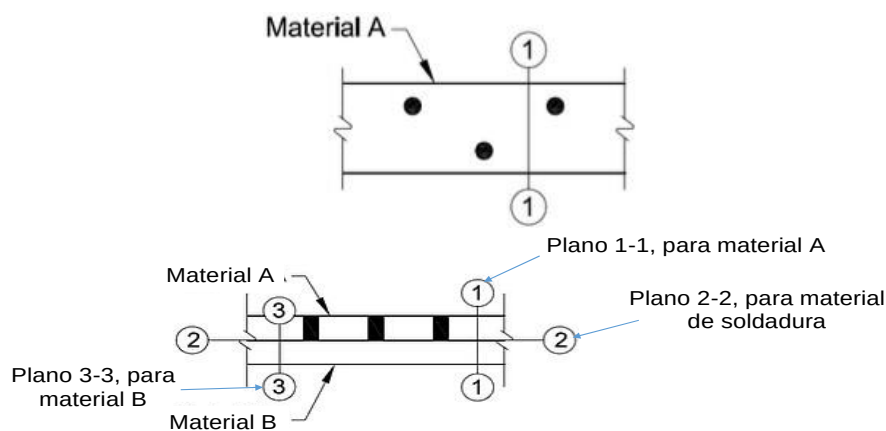


Figura C-10.2 2 Soldaduras de Tapón

10.3 Tornillos y partes roscadas

Esta sección se refiere al diseño de tornillos y barras roscadas, utilizados como conectores.

10.3.1 Tornillos de alta resistencia

Los tornillos que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las especificaciones incluidas en los grupos A y B de del inciso 1.4.3(2).

Comentario:

Además, pueden considerarse tornillos del Grupo C.

Dependiendo del tipo de conexión puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una tensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 10.3.1. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada o un tornillo de diseño especial.

Los tornillos pueden colocarse al apriete cuando se usan en:

- a) Conexiones por aplastamiento, excepto en los casos que se indican en el inciso 10.3.2.
- b) Tornillos del Grupo A en tensión o tensión y cortante combinados, cuando el aflojamiento o la fatiga debidos a vibraciones o fluctuaciones de la carga no son consideraciones de diseño.

Comentario:

Los tornillos de alta resistencia han sido agrupados por niveles de resistencia en tres categorías:

- **Grupo A tornillos que tienen una resistencia similar a los tornillos ASTM F3125 G. A325**
- **Grupo B tornillos que tienen una resistencia similar a los tornillos ASTM F3125 G. A490**
- **Grupo C tornillos, con 200-ksi (14060 Kg./cm²) (830 MPa) que tienen una resistencia como tornillos ASTM F3111**

10.3.2 Tornillos con apriete ajustado (apriete)

Los tornillos de alta resistencia instalados con apriete ajustado pueden utilizarse en todas las conexiones, excepto en las que se indican más adelante.

El apriete ajustado se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme; puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

Para diseñar tornillos con apriete ajustado deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 10.3.2.

Comentario:

No existe norma alguna que indique una tensión mínima para tornillos colocados con apriete ajustado.

Tabla 10.3.1 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia

Diámetro del tornillo mm (pulg.)	Tornillos Grupo A(A325 y equivalentes) kN (kg) ⁽¹⁾	Tornillos Grupo B(A490 y equivalentes) kN (kg) ⁽¹⁾
13 (1/2)	53 (5400)	67 (6800)
16 (5/8)	84 (8600)	107 (10 900)
19 (3/4)	125 (12 700)	156 (15 900)
22 (7/8)	174 (17 700)	218 (22 200)
25 (1)	227 (23 100)	284 (29 000)
28 (1 1/8)	285 (29 000)	356 (36 300)
32 (1 1/4)	360 (36 700)	454 (46 300)
35 (1 3/8)	432 (44 000)	538 (54 900)
38 (1 1/2)	525 (53 500)	658 (67 100)

⁽¹⁾ Igual a 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones ASTM para tornillos.

Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensados(o soldaduras) en:

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de 40 m de altura, o más
- Empalmes de columnas en estructuras de menos de 40 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura
- Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura
- Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones
- Estructuras que soportan grúas viajeras de más de 50 kN (5 t) de capacidad, uniones entre elementos que las soportan, uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas
- Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos
- Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTMA490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados
- Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se empleen específicamente para permitir movimientos
- Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño

En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia con apriete ajustado.

Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensarse.

Tabla 10.3.2 Resistencia nominal de tornillos y barras roscadas

Elementos de unión	Tensión MPa (kg/cm ²)	Cortante en conexiones por aplastamiento	
		Con cuerda incluida (Tipo N)MPa (kg/cm ²)	Con cuerda excluida (Tipo X)MPa (kg/cm ²)
Tornillos A307	310 (3160) ⁽¹⁾	186 (1900) ^(2, 3)	186 (1900) ^(2, 3)

Tornillos del Grupo A (A325 y equivalentes)	620	(6320)	372	(3800) ⁽³⁾	469	(4780) ⁽³⁾
Tornillos del Grupo B (A490 y equivalentes)	780	(7950)	469	(4780) ⁽³⁾	579	(5900) ⁽³⁾
Partes roscadas	$0.75F_u^{(1)}$		$0.45F_u^{(1)}$		$0.56F_u^{(1)}$	
La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos es de la ASTM						
¹	Carga estática únicamente					
²	Se permite que la rosca esté en los planos de corte					
³	Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.0 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento					
N	Cuando la rosca está incluida en los planos de corte					
X	Cuando la rosca está excluida de los planos de corte					
El factor de resistencia, F_R , en todos los casos es de 0.75						

10.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas –por aplastamiento (bearing type joints), y las segundas –de fricción o de –deslizamiento crítico (slip–critical joints).

En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento han de apretarse hasta darles la tensión mínima especificada.

En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables del inciso 10.3.13.

Los valores de las resistencias nominales de las tablas 10.3.2 y 10.3.6 corresponden a tornillos instalados con apriete ajustado.

Comentario:

Según la Guía de criterios de diseño para uniones atornilladas y remachadas de RCSC (Kulak et al., 1987), las disposiciones fueron revisadas para incluir orificios sobredimensionados y con ranuras (Allan y Fisher, 1968). Las disposiciones revisadas incluyeron una reducción en la resistencia permisible de 15% para orificios sobredimensionados, 30% para ranuras largas perpendiculares, y 40% para ranuras largas paralelas a la dirección de la carga.

Orificios sobredimensionados y pérdida de pretensión: Borello (2009) confirma que no hay pérdida adicional de pretensión y que las conexiones con orificios sobredimensionados tenían resistencia al deslizamiento similar a la del grupo de control con orificios estándar.

10.3.4 Tamaños de los agujeros

a) En la tabla 10.3.3 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.

b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.

c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse rondanas endurecidas.

d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse rondanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.

e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse rondanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

En conexiones con tornillos de alta resistencia, las rondanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren rondanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la rondana de placa o de la solera.

10.3.5 Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de tornillos de acero H-118 (ASTM-A307) sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

10.3.6 Separaciones mínimas

La distancia entre centros de agujeros para tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal.

Tabla 10.3.3 Dimensiones nominales de agujeros para tornillos ¹

Diámetro nominal del tornillo, d	Dimensiones de los agujeros							
	Estándar(diámetro)		Sobredimensionados(diámetro)		Alargados cortos(ancho × longitud)		Alargados largos(ancho × longitud)	
mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)	mm (pulg)
12.7 ($\frac{1}{2}$)	14.3 ($\frac{9}{16}$)	15.9 ($\frac{5}{8}$)	17.5 ($\frac{11}{16}$)	20.6 ($\frac{13}{16}$)	23.8 ($1\frac{1}{16}$)	27.0 ($1\frac{1}{4}$)	31.8 ($1\frac{1}{8}$)	38.1 ($1\frac{3}{4}$)
15.9 ($\frac{5}{8}$)	17.5 ($\frac{11}{16}$)	20.6 ($\frac{13}{16}$)	23.8 ($\frac{15}{16}$)	27.0 ($1\frac{1}{16}$)	31.8 ($1\frac{1}{4}$)	38.1 ($1\frac{3}{8}$)	44.5 ($1\frac{7}{8}$)	50.8 ($2\frac{1}{8}$)
19.1 ($\frac{3}{4}$)	20.6 ($\frac{13}{16}$)	23.8 ($\frac{15}{16}$)	27.0 ($1\frac{1}{16}$)	31.8 ($1\frac{1}{4}$)	38.1 ($1\frac{3}{8}$)	44.5 ($1\frac{7}{8}$)	50.8 ($2\frac{1}{8}$)	57.1 ($2\frac{1}{4}$)
22.2 ($\frac{7}{8}$)	23.8 ($\frac{15}{16}$)	27.0 ($1\frac{1}{16}$)	31.8 ($1\frac{1}{4}$)	38.1 ($1\frac{3}{8}$)	44.5 ($1\frac{7}{8}$)	50.8 ($2\frac{1}{8}$)	57.1 ($2\frac{1}{4}$)	63.5 ($2\frac{3}{8}$)
25.4 (1)	28.6 ($1\frac{1}{8}$)	31.8 ($1\frac{1}{4}$)	38.1 ($1\frac{3}{8}$)	44.5 ($1\frac{7}{8}$)	50.8 ($2\frac{1}{8}$)	57.1 ($2\frac{1}{4}$)	63.5 ($2\frac{3}{8}$)	70.0 ($2\frac{7}{8}$)
≥ 28.6 ($\geq 1\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)	$d+3.1$ ($d+\frac{1}{8}$)

¹ Los tamaños son nominales.

10.3.7 Distancia mínima al borde

Comentario:

La distancia entre los centros de agujeros estándar, sobredimensionados o alargados de preferencia se ajustará a 3d.

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 10.3.4, ni que la requerida en el inciso 10.3.13.

Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento C_1 indicado en la tabla 10.3.13. Véanse los requisitos del inciso 10.3.13 para resistencia por aplastamiento.

10.3.8 Separación y distancias al borde máximas

La distancia máxima del centro de un tornillo al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

- Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm.
- Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm.
- Se cumplirán los requisitos indicados en los incisos 4.3.1 y 5.3.1.

Tabla 10.3.4 Distancia mínima del centro de un agujero estándar¹ al borde de la parte conectada²

Diámetro nominal del tornillo, d		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete ³	
mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)
13	($\frac{1}{2}$)	22	($\frac{7}{8}$)	19	($\frac{3}{4}$)
16	($\frac{5}{8}$)	28	($1\frac{1}{8}$)	22	($\frac{7}{8}$)
19	($\frac{3}{4}$)	32	($1\frac{1}{4}$)	25	(1)
22	($\frac{7}{8}$)	38 ⁴	($1\frac{1}{2}$) ⁴	29	($1\frac{1}{8}$)
25	(1)	44 ⁴	($1\frac{3}{4}$) ⁴	32	($1\frac{1}{4}$)
28	($1\frac{1}{8}$)	51	(2)	38	($1\frac{1}{2}$)
32	($1\frac{1}{4}$)	57	($2\frac{1}{4}$)	41	($1\frac{5}{8}$)
> 32	> ($1\frac{1}{4}$)	1.7×diámetro		1.25×diámetro	

- Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes del inciso 10.3.13
- Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C_1 dadas en la 10.3.5.
- Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo permisible en el elemento.
- Pueden reducirse a 32 mm en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

Tabla 10.3.5 Valores del incrementode la distancia al borde, C_1

Tabla 10.5.5 Valores del incremento de la distancia al borde, C ₁							
Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			
				Perpendicular al borde		Paralelos al borde	
				Cortos			
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	Largos ¹	
≤ 22	≤ 7/8	2	1/16	3	1/8	0.75d	0
25	1	3	1/8	3	1/8		
≥ 29	≥ 1 1/8	3	1/8	5	3/16		

- Quando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 10.3.3), C_1 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

10.3.9 Tensión o cortante

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual al producto del factor de resistencia, F_R , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada, A_b , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago, F_n .

$$F_R R_n = F_R F_n A_b \quad (10.3.1)$$

El factor de resistencia es $F_R = 0.75$. Las resistencias nominales en tensión o cortante son las de la tabla 10.3.2.

Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que la fuerza de tensión de diseño no exceda la resistencia de diseño. La fuerza en el tornillo se tomará igual a la suma de la producida por las fuerzas externas factorizadas, más la tensión que pueda resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca, y los tornillos han de pretensarse.

El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , de los tornillos de alta resistencia, se da en el inciso 1.4.3, y se repite aquí.

- a) Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro no mayor de 25mm (1 pulg.); $F_u = 830$ MPa (8440 kg/cm²)
- b) Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 725$ MPa (7380 kg/cm²)
- c) Tornillos H-123 (ASTM A490) de cualquier diámetro; $F_u = 1035$ MPa (10550 kg/cm²)

10.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

La resistencia permisible de un tornillo sujeto a tensión y fuerza cortante combinadas se determina de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión y cortante, de la manera siguiente:

$$R_n = F'_n A_b \quad (10.3.2)$$

F'_n esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{0.75 F_{nc}} f_{rc} \leq F_{nt} \quad (10.3.3)$$

F_{nt} esfuerzo nominal en tensión de la tabla 10.3.2

F_{nc} esfuerzo nominal en cortante de la tabla 10.3.2

f_{rc} esfuerzo cortante requerido

El esfuerzo cortante admisible del tornillo debe ser igual o mayor que el esfuerzo requerido, f_{rc} .

Comentario:

Las pruebas han demostrado que la resistencia de los sujetadores, tipo aplastamiento, sometidos a cortante y tensión combinados que resulten de las fuerzas aplicadas externamente puede ser definidas estrechamente por una elipse (Kulak, 1987), representada en un sistema cartesiano cuyas abscisas representen el esfuerzo cortante y las ordenadas el esfuerzo en tensión.

10.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

El diseño por cortante de tornillos de alta resistencia en juntas que no se deben deslizar se hace de acuerdo con el inciso 10.3.11.1 o 10.3.11.2, y se revisa por cortante con el inciso 10.3.9 o 10.3.10, y por aplastamiento según los incisos 10.3.4 y 10.3.13.

10.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo, $F_R r_{str}$, debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13 \mu T_b N_s \quad (10.3.4)$$

T_b tensión mínima por tornillos dada en la tabla 10.3.1

N_s número de planos de deslizamiento

μ coeficiente de deslizamiento medio; puede determinarse por medio de ensayos, o tomar los valores siguientes:

1) $\mu = 0.30$, para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase A sobre acero limpiado con chorro de arena o galvanizadas con superficie rugosa)

2) $\mu = 0.50$, para superficies clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase B sobre acero limpiado con chorro de arena).

F_R factor de resistencia, igual a:

1) $F_R = 1.0$, para agujeros estándar o alargados cortos, perpendiculares a la dirección de la fuerza

2) $F_R = 0.85$, para agujeros alargados cortos paralelos a la dirección de la fuerza

3) $F_R = 0.70$, para agujeros alargados

10.3.11.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

La resistencia de diseño al cortante por tornillo, $F_R F_v A_b$, bajo cargas de servicio, debe ser igual o mayor que la fuerza cortante que producen esas cargas en cada tornillo.

F_R se toma igual a 1.0 para agujeros estándar, sobre-dimensionados, alargados cortos y alargados largos cuando son perpendiculares o paralelos a la línea de acción de la fuerza.

F_v es la resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico (Tabla 10.3.6).

Cuando la combinación de cargas incluye viento o sismo, además de las cargas muertas y vivas, la fuerza cortante en el tornillo, producida por las acciones de servicio combinadas, puede multiplicarse por 0.9.

10.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sujetas a fuerzas de tensión se hará de acuerdo con los incisos 10.3.11.1 y 10.3.12.1, o 10.3.11.2 y 10.3.12.2.

10.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T_u que reduce la fuerza de apriete, la resistencia $F_R r_{str}$, calculada de acuerdo con el inciso 10.3.11.1, debe multiplicarse por el factor $1 - T_u / (1.13 T_b N_b)$, donde T_b es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 10.3.1), y N_b el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada T_u .

Tabla 10.3.6 Resistencia nominal al cortante, F_v , en MPa (kg/cm^2), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico^{1, 2}

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
H-124(A325)	117 (1200)	103 (1050)	83 (840)	69 (700)
H-123(A490)	145 (1480)	124 (1270)	103 (1050)	90 (915)
¹	Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.30$.			
²				

Para cada plano de corte.

10.3.12.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T que reduce la fuerza de apriete, la resistencia al deslizamiento por tornillo, $F_R F_v A_b$, calculada según el inciso 10.3.11.2, debe multiplicarse por el factor $1 - T/(0.80T_b N_b)$, donde T_b se ha definido arriba, y N_b es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión de servicio T .

10.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es $F_R R_n$, donde F_R vale 0.75 y R_n es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado, que se calcula como se indica en el inciso 10.6.1.

La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y de deslizamiento crítico.

Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con el inciso 10.3.4.

a) Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño,

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (10.3.5)$$

Si no lo es

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (10.3.6)$$

b) Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza,

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dt F_u \quad (10.3.7)$$

La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual a la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

- L_c distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material
- d diámetro nominal del tornillo
- F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado
- t grueso de la parte conectada crítica
- R_n resistencia nominal al aplastamiento del material conectado

Comentario:

Los valores de la resistencia al aplastamiento se proveen como una medida de la resistencia del material sobre el que se soporta el tornillo, no como una protección para el mismo, que no necesita dicha protección. En consecuencia, el mismo valor de aplastamiento aplica a todas las uniones ensambladas por tornillos, independientemente de la resistencia al cortante del sujetador o la presencia o ausencia de roscas en la zona de aplastamiento.

10.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros

Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas y la zona común a los dos miembros en conexiones viga–columna.

10.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

La resistencia de diseño, $F_R R_n$, de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión, soldados o atornillados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

a) Cuando el elemento fluye en tensión ($F_R = 0.90$)

$$R_n = F_y A_t \quad (10.4.1)$$

b) Cuando el elemento se fractura en tensión ($F_R = 0.75$)

$$R_n = F_u A_{nt} \quad (10.4.2)$$

A_{nt} es el área neta efectiva en tensión, que no debe tomarse mayor que $0.85A_t$, en conexiones atornilladas.

Comentario:

Las pruebas han mostrado que el área A_{nt} puede estar limitada por la capacidad de distribución de esfuerzos en el miembro. Los procedimientos de análisis, como la sección de Whitmore, deben utilizarse para determinar el área A_{nt} en estos casos.

10.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia o ruptura en cortante.

a) Cuando el elemento fluye en cortante ($F_R = 0.90$)

$$R_n = 0.60 A_t F_y \quad (10.4.3)$$

b) Cuando el elemento se fractura por cortante ($F_R = 0.75$)

$$R_n = 0.60 F_u A_{nc} \quad (10.4.4)$$

A_t es el área total y A_{nc} es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

10.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión

En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual a la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los

extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

La resistencia de ruptura por cortante y tensión del bloque a lo largo de una o varias trayectorias de falla por cortante y una de falla por tensión se toma igual a $F_R R_n$, donde $F_R=0.75$ y

$$R_n = 0.6F_u A_{nc} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{tc} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (10.4.5)$$

A_{tc} área total en cortante
 A_{nt} área neta en tensión
 A_{nc} área neta en cortante
 U_{bs} = 1 cuando el esfuerzo de tensión es uniforme
 = 0.5 cuando no es uniforme

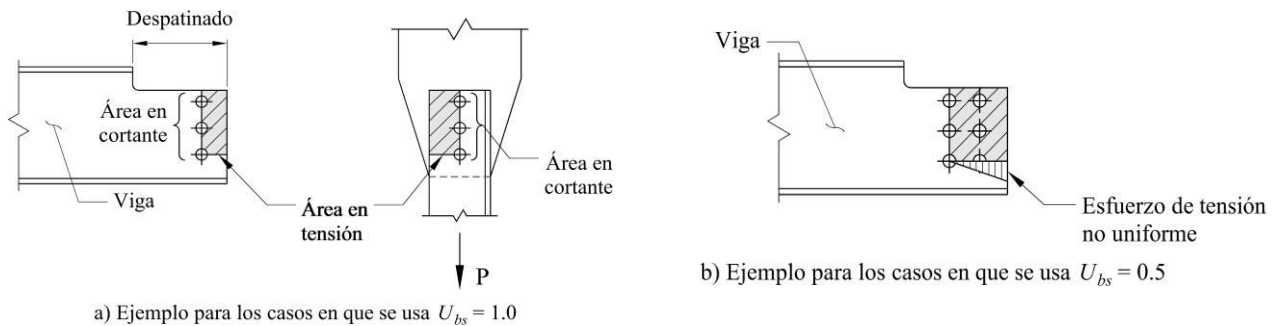


Figura 10.4.1 Superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión

Comentario:

Las pruebas en vigas despatinadas indicaron que se puede producir un modo de falla de desgarre (ruptura) a lo largo del perímetro de los orificios de los tornillos, como se muestra en la Figuras (Birkemoe y Gilmor, 1978). Este modo de bloque de cortante combina la falla de tensión en un plano y la falla de corte en un plano perpendicular. La ruta de la falla está definida por las líneas centrales de los orificios de los tornillos. Esta misma condición existe en condiciones soldadas en vigas despatinadas. El plano en tensión es la longitud de la porción horizontal de la soldadura y el plano de cortante corre desde la parte horizontal de la soldadura a la parte baja del despatine.

10.4.4 Otros elementos de conexión

Se determina su resistencia de diseño, $F_R R_n$, correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. R_n es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

$$R_n = 0.60A_t F_y \quad (10.4.6)$$

F_R es igual a 0.9

10.5 Placas de relleno

10.5.1 Juntas atornilladas

Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de espesor no mayor de 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño en cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor de 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:

- a) Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos multiplicándola por el factor $1 - 0.0154(t - 6)$, donde t es el grueso total de los rellenos, en mm.
- b) Los rellenos deben prolongarse más allá de la junta y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado.
- c) Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en el inciso 10.5.1b.
- d) La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia

Comentario:

La investigación reportada por Borello et al. (2009) resultó en cambios significativos en el diseño de conexiones atornilladas con rellenos. Anteriormente, las conexiones de aplastamiento con rellenos arriba de 3/4". (19 mm.) de espesor ya no se requieren para ser desarrolladas, siempre y cuando los tornillos estén diseñados multiplicando la resistencia al corte por un factor de 0.85. Los resultados de pruebas han mostrado que placas de relleno soldadas para resistir su proporción de la carga prevendrán una pérdida de resistencia a cortante en los tornillos (Borello et. al., 2009).

Las placas de relleno pueden ser utilizadas en uniones traslapadas de las conexiones soldadas que empalman partes de espesor diferente, o donde puede haber un desplazamiento en la unión.

10.5.2 Juntas soldadas

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 en una cantidad igual al grueso del relleno.

10.6 Empalmes

Las uniones entre tramos de vigas o 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.

10.6.1 Resistencia de diseño por aplastamiento

La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una a otra es $F_R R_n$, donde F_R vale 0.75 y R_n se define para varios casos.

10.6.1.1 Superficies cepilladas o con un acabado semejante

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8F_y A_a \quad (10.6.1)$$

10.6.1.2 Rodillos o mecedoras en apoyos libres

Si $d \leq 600$ mm

$$R_n = 1.2(F_y - 88) l d / 20, \text{ en MPa y mm} \quad (10.6.2)$$

$$(R_n = 1.2(F_y - 900) l d / 20, \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm})$$

Si $d > 600$ mm

$$R_n = 29.4(F_y - 88) l \sqrt{d} / 20, \text{ en MPa y mm} \quad (10.6.3)$$

$$(R_n = 9.3(F_y - 900) l \sqrt{d} / 20, \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm})$$

- F_y menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto
 A_a área de aplastamiento
 d diámetro del rodillo o la mecedora
 l longitud de aplastamiento

Nota: Este tipo de apoyo casi no se utiliza en nuestro medio.

10.7 Barras de anclaje e insertos

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 transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas Normas.

Los tornillos 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 efectos.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de tornillos 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 desconchamiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

Las placas base y el sistema de anclaje se diseñan de acuerdo con el Apéndice B.

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.

Comentario:

Es importante que la colocación de las varillas de anclaje sea coordinada con la colocación y el diseño del acero de refuerzo en las cimentaciones, así como el diseño y el tamaño general de las placas de base. Se recomienda que el dispositivo de anclaje en la parte inferior de la varilla sea lo más pequeño posible para evitar interferencias con el acero de refuerzo en la cimentación. Una tuerca hexagonal pesada o cabeza forjada es adecuada para desarrollar el cono de cortante del concreto; conviene además tomar en cuenta las Regulaciones de seguridad y salud para la construcción OSHA, Estándares - 29 CFR 1926 Subparte R - Erección de Acero (OSHA, 2015) para el diseño varillas de anclaje y los requerimientos de construcción para la seguridad de la erección.

10.8 Almas y patines con cargas concentradas**10.8.1 Bases para el diseño**

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de los incisos 10.8.3, 10.8.4 y 10.8.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico, al aplastamiento y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas están aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de los incisos 10.8.3, 10.8.4 y 10.8.6, referentes a resistencias y a pandeo.

Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase el inciso 10.8.7, y para el de atiesadores de apoyo, el inciso 10.8.8.

Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, y producen tensiones en el alma, deberán cumplirse los requisitos de los incisos 10.8.2 y 10.8.3.

Los atiesadores transversales o en diagonal, y las placas adosadas al alma, de los incisos 10.8.2 a 10.8.7 deben satisfacer, además, los requisitos de los incisos 10.8.8 y 10.8.9, respectivamente.

Comentario:

Esta Norma Técnica separa los requerimientos de resistencia de los patines y del alma en varias categorías que representan diferentes estados límite: flexión local de los patines, fluencia local del alma, pandeo local del alma, desplazamiento lateral del alma, pandeo por compresión del alma y cortante en la zona de panel del alma.

Los atiesadores transversales, también llamadas placas de continuidad, y las placas dobles del alma sólo son requeridas cuando la fuerza concentrada excede la resistencia disponible dada para el estado límite aplicable. A menudo es más económico elegir un miembro más pesado que proveer dicho refuerzo (Carter, 1999; Troup, 1999).

10.8.2 Flexión local de los patines

Esta sección se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rígidamente a ella (figura 10.8.1).

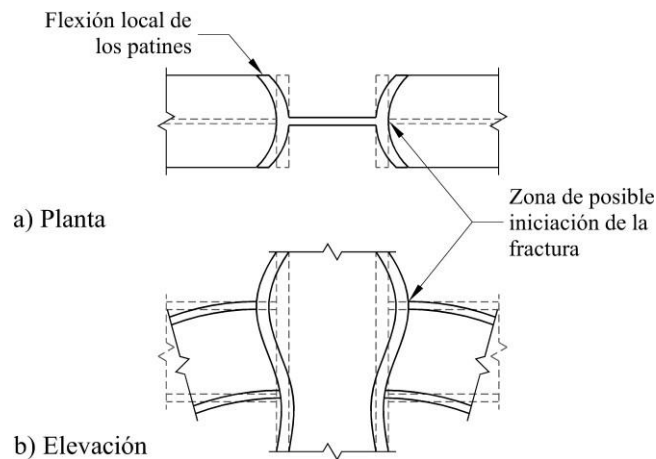


Figura 10.8.1 Deformación de una columna sin atiesadores

La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual a 0.90 y R_N está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \quad (10.8.1)$$

t_p grueso del patín en el que está aplicada la carga.

Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que $F_R R_N$, donde R_N está dado por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, se utiliza un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma para transmitirle esta fuerza.

Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10t_p$, R_N se reduce en 50 por ciento.

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de $0.15b$, donde b es el ancho del patín (figura 10.8.2), no es necesario revisar la ecuación 10.8.1.

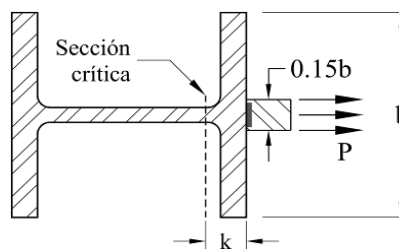


Figura 10.8.2 Longitud máxima de la carga normal al alma para la que no se requiere revisar la flexión local de los patines

Comentario:

Cuando se aplica una fuerza de tensión a través de una placa soldada hacia un patín, este debe ser lo suficientemente rígido para evitar deformación y la correspondiente alta concentración de esfuerzos en la soldadura que une patines y alma.

La longitud efectiva del patín de la columna para la flexión local del patín es $12t_f$ (Graham et al., 1960). Por lo tanto, se asume que se forman líneas de fluencia en el patín a $6t_f$ en cada dirección desde el punto de la fuerza concentrada aplicada. Para que el borde fijo sea consistente con los supuestos de este modelo, se requiere una distancia de $4t_f$ adicional, y, por lo tanto, un total de $10t_f$, para la resistencia total de flexión del patín.

10.8.3 Flujo plástico local del alma

Esta sección se refiere al flujo plástico local del alma frente a fuerzas concentradas.

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 1.0 y R_N se determina como sigue:

a) Cuando la fuerza que debe resistirse es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \quad (10.8.2)$$

F_y esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma
 N longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal
 k distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba
 t_a grueso del alma

b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso 10.8.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo menor que su peralte,

$$R_N = (2.5k + N) F_y t_a \quad (10.8.3)$$

Las ecuaciones 10.8.2 y 10.8.3 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo (figura 10.8.3), a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga (figura 10.8.4); y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

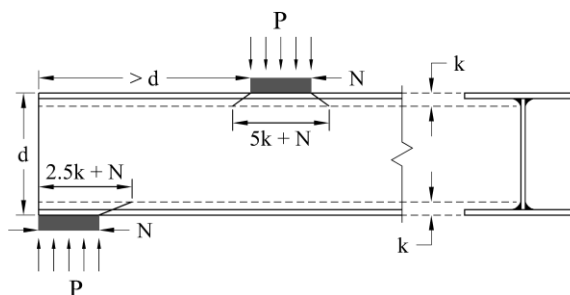


Figura 10.8.3 Longitud del tramo crítico; estado límite de flujo plástico local del alma de la viga

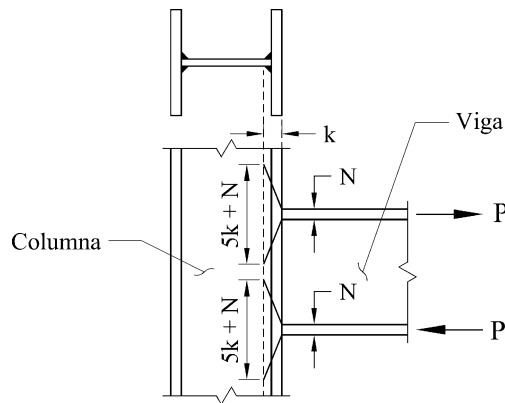


Figura 10.8.4 Longitud crítica; estado límite de flujo plástico local del alma de la columna

Si la fuerza exterior de diseño excede la resistencia calculada con la ecuación 10.8.2 o 10.8.3 ha de aumentarse la longitud de apoyo, repartir la carga en una zona más amplia, reforzar el alma con placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma. Cuando la fuerza estensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponda; cuando es compresión, se sueldan o se ajustan al patín; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitirle a ésta la fuerza en el atiesador.

Comentario:

Las disposiciones de fluencia local del alma (Ecuaciones 10.8.2 y 10.8.3) aplican para fuerzas de compresión y tensión de conexiones de aplastamiento y momento. Estas disposiciones tienen por objeto limitar el alcance de la fluencia en el alma de un miembro en el que se está transmitiendo una fuerza. Las disposiciones se basan en pruebas en conexiones de doble lado directamente soldadas de trabe a columna (pruebas cruciformes) (Sherbourne y Jensen, 1957) y se derivaron al considerar una zona de esfuerzo que se extiende con una pendiente de 2:1. Graham (1960) reporta pruebas de extracción de placa y sugiere que un gradiente de esfuerzo de 2.5:1 es más apropiado. Pruebas recientes confirman que las disposiciones dadas por las Ecuaciones 10.8.2 y 10.8.3 son ligeramente conservadoras y que la fluencia se limita a una longitud consistente con la pendiente de 2.5:1 (Hajjar et al., 2003; Prochnow et al., 2000).

10.8.4 Abollamiento (crippling) local de almas

La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín, no debe ser mayor que $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual a 0.75, y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor o igual que $d/2$,

$$R = 0.80t^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (10.8.4)$$

- b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$,

Si $N/d \leq 0.2$

$$R = 0.40t^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (10.8.5)$$

Si $N_d > 0.2$

$$R = 0.4 t_p^2 \left[1 + \frac{(4N_d - 0.2) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5}}{\left(\frac{d}{t_p} \right)} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (10.8.6)$$

d peralte total del miembro
t_p grueso de sus patines
t_a y N definidos arriba

Si no se cumplen las condiciones anteriores, se colocará un par de atiesadores o una placa adosada al alma. Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitirle la fuerza en los atiesadores.

Comentario:

El pandeo del alma se definió como arrugamiento del alma en ondas pandeadas directamente debajo de la carga, que se producían en almas más esbeltas, mientras que la fluencia local del alma es la de esa misma área, que se produce en almas más gruesas.

Se ha observado que el fenómeno de pandeo o abollamiento del alma se produce en el alma adyacente al patín cargado. Por esta razón, se necesita un atiesador (o atiesadores) con tres cuartos de profundidad o una placa doble en el alma para que no se presente este estado límite.

10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada, la resistencia del alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.85 y la resistencia nominal R_N se determina como sigue:

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si $(d/t_a)/(L/b) \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C t_p^3}{d^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d/t_a}{L/b} \right)^2 \right] \quad (10.8.7)$$

Si $(d/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

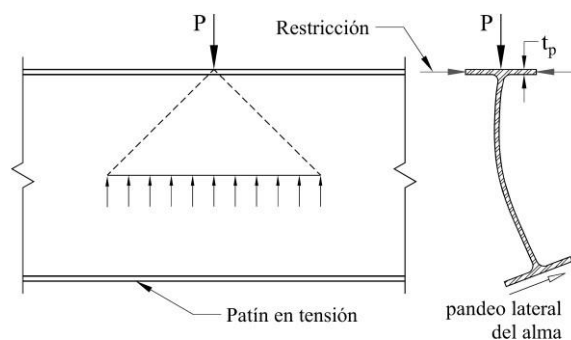


Figura 10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Si se requiere una resistencia del alma mayor que la admisible, el patín inferior debe soportarse lateralmente, en forma local, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma (figura 10.8.6).

Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él para desarrollar la fuerza exterior completa; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitir la fuerza en los atiesadores.

Las placas adosadas al alma se dimensionan para resistir la fuerza aplicada total.

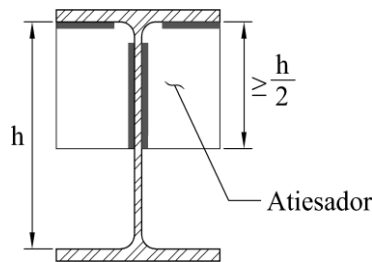


Figura 10.8.6 Incremento de la resistencia del alma mediante un par de atiesadores

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

$$\text{Si } (d/t_a) / (L/b) \leq 1.7$$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3}{d^2} \left| 0.4 \left(\frac{d/t_a}{L/b} \right)^3 \right| \quad (10.8.8)$$

Si $(d/t_a) / (L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

- L longitud máxima no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines
- b y t_p ancho y grueso del patín
- t_a grueso del alma
- d peralte del alma entre las regiones críticas definidas en el inciso 10.8.3

Si $M_u < M_y$ en el punto de aplicación de la carga:
 $C_r = 6.75 \times 10^6$ MPa (67 500 000 kg/cm²)

Si $M_u \geq M_y$ en el punto de aplicación de la carga:
 $C_r = 3.38 \times 10^6$ MPa (33 750 000 kg/cm²)

Si se requiere una resistencia del alma mayor que la admisible, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en la que está aplicada la carga concentrada.

Comentario:

El pandeo del alma por desplazamiento se puede evitar mediante el diseño apropiado del arriostramiento lateral o los atiesadores en el punto de carga. Se sugiere que el arriostramiento local en ambos patines sea diseñado para 2% de la fuerza concentrada aplicada en ese punto. Si se utilizan atiesadores, deben extenderse desde el punto de carga a través de al menos la mitad

de la viga o peralte de la trabe. Además, el par de atiesadores deben estar diseñados para soportar la carga completa. Si está permitida la rotación del patín en el patín bajo la carga, ni los atiesadores ni las placas dobles son efectivas.

10.8.6 Pandeo en compresión del alma

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual a 0.90 y

$$R_N = \frac{24t_a^3 \sqrt{EF_y}}{d} \quad (10.8.9)$$

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicado a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$, R_N se reduce en 50 por ciento.

El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo.

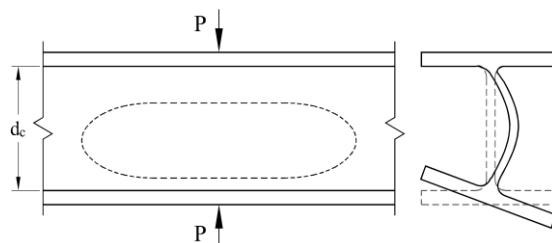


Figura 10.8.7 Falla del alma por pandeo

Comentario:

La disposición de pandeo del alma por compresión (Ecuación 10.8.9) aplica sólo cuando hay fuerzas de compresión en ambos patines de un miembro en la misma sección transversal, como podría ocurrir en el patín inferior de dos conexiones de momento de espalda con espalda bajo cargas gravitacionales. Bajo estas condiciones, la esbeltez del alma del miembro debe ser limitada para evitar la posibilidad de pandeo. La Ecuación 10.8.9 es aplicable a un par de conexiones de momento, y para otros pares de fuerzas de compresión aplicadas en ambos patines de un miembro, para cuando l_b/d es aproximadamente menor de 1, donde l_b es la longitud para desarrollar el aplastamiento y d es el peralte del miembro. Cuando l_b/d no es pequeña el alma del miembro debe ser diseñada como un miembro a compresión.

10.8.7 Resistencia en cortante del alma en conexiones rígidas

La resistencia de diseño en cortante del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas de miembros cuyas almas se encuentran en un mismo plano es $F_R R_V$, donde F_R se toma igual a 0.90 y R_V se determina como sigue:

a) Cuando no se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

Si $P_u \leq 0.4P_y$

$$R_V = 0.60F_y d t_a \quad (10.8.10)$$

Si $P_u > 0.4P_y$

$$R_V = 0.60F_y d t_a \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (10.8.11)$$

b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

Si $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_y = 0.60F_y d_a \left(1 + \frac{3b t_p^2}{d_v d_a} \right) \quad (10.8.12)$$

Si $P_u > 0.75P_y$

$$R_y = 0.60F_y d_a \left(1 + \frac{3b t_p^2}{d_v d_a} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right) \quad (10.8.13)$$

t_a , t_p , y b_p grueso del alma y grueso y ancho del patín de la sección, respectivamente

d peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)

P_u fuerza de compresión de diseño en la sección

P_y fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material

d_v peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)

Si se requiere reforzar el alma, se utilizarán placas adosadas a ella o atiesadores en diagonal. Unas u otros, y sus soldaduras, se diseñarán para desarrollar la parte de la fuerza cortante total que les corresponde.

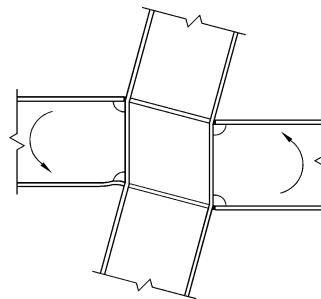


Figura 10.8.8 Deformación por cortante del alma de una columna

Comentario:

Esta sección se refiere al comportamiento de la zona del panel en secciones laminadas y fabricadas a base de placas. El cortante en la zona del panel también puede ocurrir en otros miembros, tales como HSS y miembros de peralte mayor de sección variable. Para esas condiciones generales, la resistencia a cortante debe ser determinada de acuerdo con el capítulo correspondiente, cálculo por cortante.

Los esfuerzos cortantes en el alma de la columna pueden ser significativos dentro de los límites de la conexión rígida de dos o más miembros con sus almas contenidas en un plano común. Dichas almas deben ser reforzadas cuando la fuerza requerida ΣR_w , excede la resistencia disponible del alma de la columna $F_R R_n$.

10.8.8 Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas; estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma, y se diseñarán como

se indica en el inciso 6.13.6. También se colocarán pares de atiesadores o placas adosadas al alma en puntos intermedios de vigas, trabes o columnas, en los que actúen cargas concentradas que producen acciones internas de diseño cuyo valor sea mayor que las resistencias correspondientes dadas por el que sea aplicable de los incisos 10.8.2 a 10.8.7.

Además, se cumplirán los requisitos siguientes (algunos de ellos se han mencionado con anterioridad):

- a) Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 3.2
- b) La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de la cual se aplica esa carga
- c) El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o de la placa a través de la que se aplica la carga concentrada, ni menor que el ancho entre 16.
- d) Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma.
- e) La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado.
- f) Cuando la carga normal al patín es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado; en el segundo caso la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma, o almas, de la columna; su grueso y ancho totales no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

La unión entre los atiesadores, o las placas de continuidad, y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna.
- b) La resistencia de diseño al corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- c) La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta.
- d) La fuerza que transmite el atiesador.

Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de la sección 3.2.

Nota: Los atiesadores horizontales entre patines de las vigas se denominan, con frecuencia, placas de continuidad.

10.8.9 Placas adosadas al alma

Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

a) El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia.

b) Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.

Pueden colocarse dos placas, a uno y otro lado del alma, o una sola. Esta solución suele ser la más económica.

10.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones rígidas directas entre vigas y columnas. Pueden ser soldadas o con tornillos de alta resistencia.

10.9.1 Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

10.9.2 Propiedades del material

La resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} , del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (10.9.1)$$

donde R_y es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada, sus valores se indican en la tabla 12.1.1.

Para los demás elementos de la conexión, como atiesadores o placas de refuerzo, se utiliza el valor mínimo especificado del esfuerzo de fluencia, F_y .

Comentario:

El factor R_y , de acuerdo a estudios que involucran una gran muestra de perfiles y placas laminadas en las diversas siderúrgicas resultó mayor en productos con $F_y=2,530 \text{ Kg./cm}^2$ que los propios con $F_y=3,515 \text{ Kg./cm}^2$.

10.9.2.1 Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

Cuando hay sismo las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en alguno de los miembros que concurren en ellas.

No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

10.9.2.2 Juntas soldadas

- a) Si la conexión no se diseña para resistir acciones sísmicas

No requiere requisitos especiales, ni tampoco es necesario retirar las placas de respaldo para efectuar las soldaduras a tope de los patines.

- b) Si resisten acciones sísmicas

Donde se indique, el material de las soldaduras debe cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica (inciso 12.1.6.2)

Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión; las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

La placa de respaldo del patín inferior se removerá siempre; además, se limpiará la raíz de la soldadura, hasta descubrir un metal sano, se volverá a soldar, y se reforzará con una soldadura de filete. La soldadura de filete de refuerzo, tendrá un tamaño que cumpla con lo siguiente:

- a) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la columna será de 8 mm.
- b) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la viga tendrá un tamaño tal que el pie esté localizado en el metal base del patín de la viga.

Excepción. Si el metal base y la raíz de la soldadura son pulidos hasta tener una superficie lisa, la dimensión del filete, adyacente al patín de la viga, no necesita extenderse al metal base.

La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna, debajo de la soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior, y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso, de dimensiones adecuadas, en el alma de la viga, cuidando que no sean mayores que lo necesario (figura 10.1.2).

No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna.

Comentario:

El hecho de mantener la placa de respaldo en el patín inferior hace proclive la unión a producir grietas (cracks) que potencialmente pueden causar una falla frágil. Además esta demostrado que la revisión de la soldadura en ese caso con ultrasonido (UT) no es fidedigna.

10.9.3 Configuraciones de la conexión

El alma de la viga se conectará a la columna directamente por medio de soldaduras que resistan la fuerza cortante en la viga y la porción del momento plástico de su sección que corresponda al alma, o a través de una placa vertical que se unirá a la columna con soldaduras semejantes a las que se acaban de mencionar; en el segundo caso, la viga se unirá a la placa con soldaduras o tornillos de alta resistencia.

En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga, y debajo del inferior, tomando todas las medidas y cuidados mencionados arriba.

Comentario:

En zonas sísmicas con alta demanda de ductilidad en la conexión, se recomienda siempre soldar el alma contra la columna a penetración completa, con objeto de no desviar los esfuerzos normales que ocurren en el alma, por flexión, hacia los patines con la consecuencia de establecer una concentración de esfuerzos en los mismos que lleven a la unión a una probable falla frágil.

10.9.4 Condiciones de carga de diseño

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

10.9.5 Acciones de diseño

10.9.5.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a $0.85F_{yc} d_c t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y d_c y t_c son su peralte total y el grueso del alma.
- c) La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante.

10.9.5.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo

Cuando la conexión pertenece a un sistema de marco sismo resistente, su resistencia se obtendrá como se indica en la sección 12.2 para marcos rígidos de acero.

10.9.6 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo o cuando la conexión requiera reforzar los patines de la columna, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan en el inciso 10.8.8.

10.9.7 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales

Deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en los incisos 10.8.2 y 10.8.3.
- b) Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en los incisos 10.8.3 y 10.8.6.

Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de sentido.

Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de acuerdo con los incisos 10.8.2, 10.8.3 y 10.8.6 son las indicadas en el inciso 10.9.5.

10.9.8 Revisión del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en el inciso 10.9.5, sin exceder de $0.8\Sigma R_y M_p$ de las vigas que conectan con los patines de la columna.

La resistencia nominal R_v del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones 10.8.12. y 10.8.13 del inciso 10.8.7, y la resistencia de diseño es $F_R R_v$, donde F_R se toma igual a 0.75.

En el grueso del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas.

c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se unen a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

10.9.9 Patines de las vigas

Cuando se considere la formación de articulaciones plásticas, los patines cumplirán los requisitos indicados en la sección 12.2 para marcos rígidos de acero.

10.9.10 Vigas conectadas al alma de la columna

Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente.

11. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Este capítulo contiene los temas siguientes:

- 11.1. Disposiciones generales
- 11.2. Contraflechas
- 11.3. Expansiones y contracciones
- 11.4. Deflexiones
- 11.5. Vibraciones
- 11.6. Desplazamientos laterales
- 11.7. Fuego y explosiones
- 11.8. Durabilidad

11.1 Disposiciones generales

Aunque no corresponden al colapso del edificio, pérdida de vidas o daños a los ocupantes, si se alcanzan los estados límite puede degradarse seriamente la utilidad de la construcción, ocasionar reparaciones costosas y otras consecuencias económicas. Dependen del destino del edificio, la percepción de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural.

Se revisan utilizando las cargas de servicio que corresponden a cada uno de ellos.

Los tres tipos generales de comportamiento de estructuras de acero que indican que se ha alcanzado algún estado límite de servicio son:

- 1) Deformaciones excesivas, que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio, o transferir cargas a elementos no estructurales, que pueden resultar dañados
- 2) Vibraciones excesivas, ocasionadas por las actividades de los ocupantes, que producen molestias en ellos, o un funcionamiento inadecuado de equipos
- 3) Daños locales excesivos (flujo plástico, pandeo local, grietas)

Los requisitos generales de diseño que corresponden a los estados límite de servicio se incluyen en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

Comentario:

Los estados límite de servicio dependen de la ocupación o la función del edificio, las percepciones de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural. Indicativos adicionales de estado límite de servicio deficiente en estructuras de acero también son:

- (1) Distorsiones excesivas debido al viento que puedan afectar el revestimiento y muros no estructurales.
- (2) Excesivo movimiento inducido por el viento que puede causar incomodidad de los ocupantes.
- (3) Excesivos efectos de expansión y contracción causados por diferencias de temperatura.
- (4) Efectos de deslizamiento de la conexión que resulten en deflexiones excesivas y rotaciones que puede ocasionar efectos nocivos similares a los que producen los efectos de las cargas.
- (5) Deterioro de miembros de acero por intemperismo, corrosión y decoloración puede también afectar la función y el servicio de la estructura durante su vida útil.

Las cargas de servicio que pueden requerir atención en la revisión del servicio incluyen: (1) las cargas estáticas de los ocupantes, la lluvia en el techo, cambios de temperatura, etc. (2) las cargas dinámicas de las actividades humanas, los efectos del viento, la operación de equipo de servicio mecánico o del edificio o el tráfico cerca del edificio, etc.

11.2 Contraflechas

Es frecuente que se proporcione una contraflecha a los elementos estructurales de los sistemas de piso, para obtener una superficie horizontal bajo cargas de servicio, por razones estéticas y para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción como cancelas, muros interiores, parapetos o recubrimientos de fachada. También son comunes las contraflechas en armaduras de cubierta de gran claro.

Las contraflechas se indican en los documentos de diseño y construcción.

Cuando no se especifiquen en los dibujos de taller de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas producidas durante el laminado o el armado en el taller queden hacia arriba en la estructura terminada.

Comentario:

Las contraflechas se especifican con frecuencia para proporcionar una superficie a nivel bajo cargas permanentes, por razones de apariencia o para alineación con otros trabajos. En ocasiones la contraflecha no se recupera del todo para evitar una deflexión o vibración excesiva. Normalmente se introduce en vigas por calentamiento controlado de porciones seleccionadas de la viga o por doblado en frío, o ambos. Los diseñadores deben conocer los límites que presentan las prácticas normales de fabricación y montaje. El código de prácticas generales para

estructuras de acero del IMCA (2014) proporciona valores sobre la tolerancia en la contraflecha. Se puede encontrar más información sobre contraflechas en la publicación de en Ricker (1989) y Bjorhjord (2006).

11.3 Expansiones y contracciones

Los cambios de dimensiones producidos por variaciones de temperatura, y otros efectos, no deben perjudicar el comportamiento de las estructuras, en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales para que admitan, sin daños, los cambios de dimensiones.

Nota: Es más efectivo, en general, separar por completo tramos relativamente largos de la estructura que utilizar juntas más cercanas, que dependen del deslizamiento de partes en contacto.

Comentario:

El acomodo satisfactorio de juntas de expansión y juntas de contracción térmica no se puede reducir a unas cuantas reglas sencillas, sino que tiene que depender en gran medida del criterio de un ingeniero calificado. Es probable que el problema sea más grave en los edificios con muros de mampostería que con unidades prefabricadas. La separación completa de los marcos en las juntas de expansión ampliamente espaciadas en general es más satisfactoria que los dispositivos que dependen del deslizamiento de los apoyos y son usualmente menos caros que los apoyos con balancín en rodillos o articulaciones.

El flujo plástico y la contracción por secado del concreto, así como la fluencia del acero, se encuentran entre las causas, aparte de la temperatura, para los cambios dimensionales. Los efectos de la temperatura deben tomarse en cuenta tanto en la etapa de construcción como de servicio (con fachadas). Los ingenieros también deben considerar que el daño en elementos de recubrimiento del edificio puede causar penetración de agua y guiar a la corrosión. Los lineamientos para el tamaño y el espaciado recomendados de las juntas de expansión en los edificios se pueden consultar en NRC (1974).

11.4 Deflexiones

Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales, no deben exceder los valores máximos permisibles indicados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Nota: Las deflexiones verticales y los desalineamientos excesivos se deben principalmente a tres factores: (1) cargas gravitacionales muertas y vivas (2) efectos de temperatura y hundimientos diferenciales y (3) tolerancias de construcción y errores. Pueden ser inconvenientes visualmente ocasionar separaciones grietas o permitir el paso del agua de recubrimientos exteriores y causar daños a componentes interiores y acabados.

En algunos sistemas de piso de claros grandes puede requerirse un límite de la deflexión máxima, independiente del claro, para minimizar la posibilidad de dañar elementos no estructurales adyacentes.

Comentario:

Las deflexiones verticales y rotaciones excesivas se desarrollan principalmente por: (1) las cargas de gravedad; (2) los efectos de temperatura, fluencia y asentamiento diferencial, y (3) las tolerancias y los errores de construcción. Dichas deformaciones pueden ser visualmente discutibles, causar separación, agrietamiento o daño en revestimientos, acabados y en componentes.

Los límites de deflexión dependen en gran medida de la función de la estructura y la naturaleza de la construcción compatible. Los límites tradicionales expresados como una fracción de la longitud del tramo no deben extrapolarse más allá de la experiencia. El control apropiado de las deflexiones es un tema complejo que requiere de la cuidadosa aplicación de un criterio

profesional. En ciertos sistemas de piso o vigas de gran claro, puede ser necesario adoptar un límite más estricto para minimizar la posibilidad de daño en los elementos no estructurales adyacentes.

Los cálculos de deflexión para vigas compuestas deben incluir el deslizamiento relativo entre el perfil de acero y la losa de concreto, además de la contracción por secado y el flujo plástico como se especifica en el capítulo 9.3.11 de los comentarios.

11.5 Vibraciones

El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y plantas arquitectónicas abiertas, lleva a claros mayores y sistemas de piso más flexibles y con menor amortiguamiento. Esto hace que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas, u otras actividades de éstas, puedan resultar inaceptables, por lo que en el diseño deben tomarse las medidas necesarias para reducirlas a límites tolerables.

Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso, como son:

- a) Frecuencia natural (Hertz, Hz; ciclos por segundo)
- b) Amortiguamiento, expresado como un porcentaje del crítico
- c) Masa y rigidez

La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares para espectáculos donde el público puede producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de estadios, auditorios, salones de baile y de actividades aeróbicas.

Los equipos mecánicos que producen vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada para que la transmisión de las vibraciones a elementos estructurales críticos se elimine o reduzca a límites aceptables.

Las revisiones tradicionales de deflexiones bajo carga viva no son suficientes para asegurar que no se presentarán vibraciones molestas de los sistemas de piso o del edificio completo. El control de rigideces es un aspecto importante para satisfacer este estado límite de servicio, pero también lo son la distribución de masas y el amortiguamiento.

Comentario:

En este sentido conviene hacer énfasis en la distribución de masas y en la rigidez vertical del sistema ya que, salvo que se cuente con un sistema físico, el control de amortiguamientos resulta complicado particularmente en sistemas de piso compuestos.

El movimiento estructural excesivo se mitiga limitando las aceleraciones del piso o del edificio a valores que no molesten a los ocupantes ni dañen los equipos.

Nota: La percepción de las vibraciones de piso por las personas que ocupan la edificación depende del comportamiento esperado del edificio y de la actividad que estén desarrollando. En general, las vibraciones continuas son más molestas que las transitorias. Las primeras, que duran varios minutos, son molestas para la mayoría de las personas que realizan un trabajo en el que se mueven poco, cuando las aceleraciones son del orden de 0.005g a 0.01g, mientras que las personas que desarrollan actividades físicas o son espectadoras en algún evento, toleran valores entre 0.02g y 0.05g. Los umbrales son considerablemente mayores para vibraciones transitorias, de pocos segundos; para un piso terminado, con amortiguamiento de 5 por ciento, pueden tolerarse aceleraciones pico de 0.05g a 0.1g.

Muchas actividades humanas comunes aplican a los pisos fuerzas dinámicas con frecuencia (o armónicos) comprendidos entre 2 y 6 Hz. Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso está dentro de esos límites y la actividad es rítmica, puede haber amplificaciones por resonancia; para evitarlas, la frecuencia natural del sistema debe ser del orden de dos veces la de la excitación o sus armónicos, a menos que se coloquen aisladores.

Comentario:

Los límites tolerables de aceleraciones y la banda de acción se pueden representar gráficamente con lo que se entiende que los movimientos debidos a las acciones humanas son mayormente perceptibles para todo tipo de actividades dentro de la banda de frecuencias entre 2 y 6 Hz, teniendo que cuando la frecuencia del sistema se aleja de esta banda, el límite de aceleración perceptible se incrementa y se reducen los efectos molestos de ésta, de ahí que se sugiera que la frecuencia del sistema deba ser del orden de dos veces la de la excitación esperada.

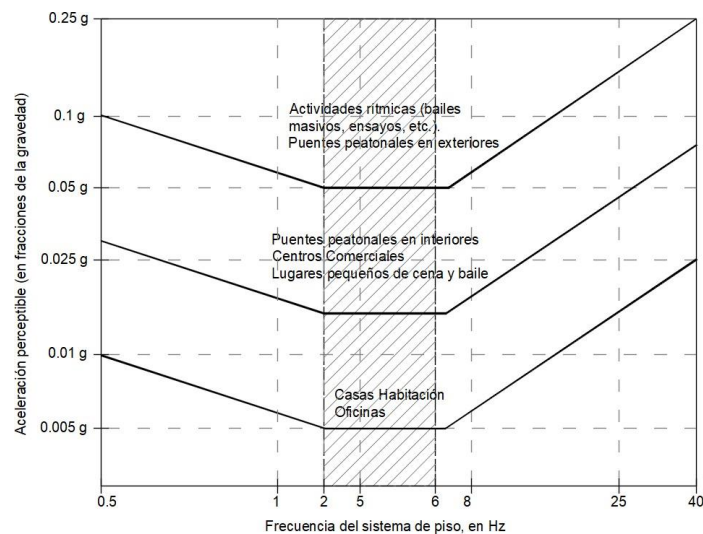


Figura C-11.5.a Nivel de percepción de vibraciones debido a la actividad humana

Nota: El amortiguamiento es también una forma adecuada de controlar las vibraciones transitorias.

Comentario:

En los casos donde no sea posible modificar la rigidez o masa del sistema de piso y su frecuencia se encuentre dentro de la banda de resonancia, será necesario emplear el amortiguamiento como disipador de las amplitudes de aceleración, tal como se puede observar en la figura, donde a mayor nivel de amortiguamiento ocurre un mayor abatimiento de las amplitudes.

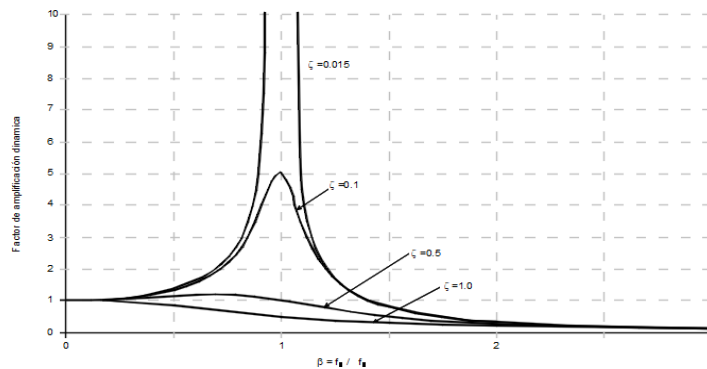


Figura C-11.5.b Efectos del amortiguamiento en la respuesta dinámica

Sobre este parámetro, se pueden tomar como referencia los valores de amortiguamiento mostrados en la tabla C.11.5

Tabla C.11.5 Valores de amortiguamiento para diferentes sistemas de piso.

Fracción de amortiguamiento (ξ), en %	Sistema de piso
0.5	Estructuras de acero unidas por medio de soldaduras
1.0	Para sistemas de piso vacíos o con muy pocos elementos estructurales
3.0	Combinaciones de sistemas de piso de acero y concreto con algunos elementos estructurales verticales que reducen los claros
4.5	Combinaciones de sistemas de piso de acero y concreto que adicionalmente tienen elementos estructurales cercanos que trabajen como arriostramientos de tal forma que modifiquen la forma modal vertical del entrepiso

Nota: Varios estudios han demostrado que una manera sencilla de minimizar las vibraciones molestas producidas por personas que caminan o efectúan otras actividades comunes es controlar la rigidez del sistema de piso, medida por la deflexión máxima, con independencia del claro. La justificación de este procedimiento se obtiene considerando las características dinámicas del sistema de piso modelado como una viga libremente apoyada con carga uniforme. Su frecuencia fundamental de vibración, f_o , es:

$$f_o = \left(\pi / 2l^2 \right) (EI / \rho)^{0.5} \quad (11.1.1)$$

donde EI es la rigidez en flexión del piso, l el claro, $\rho = w/g$ la masa por unidad de longitud, g la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²), y w la suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud.

Comentario:

El empleo de la ecuación permite estimar de manera simple y rápida la frecuencia del sistema de manera global, pero si se requiere un análisis más refinado, tablero por tablero, con las herramientas actuales de análisis y diseño se puede hacer un análisis con un modelo refinado del entrepiso en estudio. Este análisis se enfoca en la respuesta de los modos de vibrar verticales de la estructura de manera que se aprecian las frecuencias fundamentales de cada tablero del sistema de piso, incluso de aquellos con huecos.

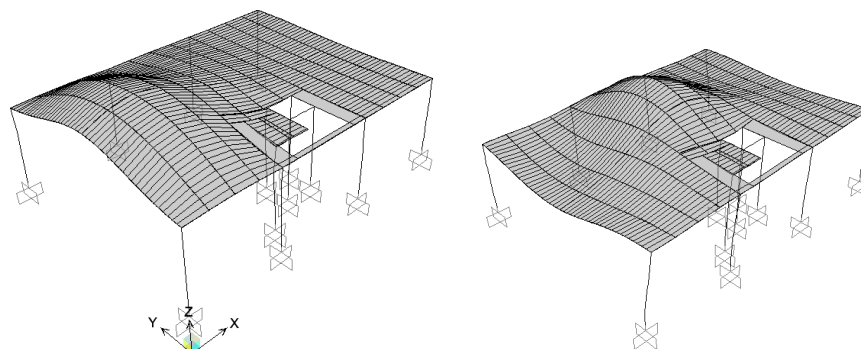


Figura C.11.5.c Frecuencia de vibrar para diferentes tableros de un mismo entrepiso

En sistemas compuestos no es factible alcanzar valores de amortiguamiento del 5%, en estos casos se recomienda revisar la literatura especializada ya que para estos sistemas se han encontrado valores de máximo 2%.

Nota: La deflexión máxima producida por w es:

$$\Delta = (5/384)(w l^4 / EI) \quad (11.1.2)$$

Sustituyendo EI de esta ecuación en la ecuación 11.1.1 se obtiene:

$$f_o = 0.18 \sqrt{\delta} \quad (\delta \text{ en s}^2) \quad (11.1.3)$$

$$\delta = g / \Delta$$

f_o se compara con las frecuencias naturales mínimas necesarias para mitigar los efectos producidos por personas que caminan o que desempeñan otras actividades; por ejemplo, la ecuación 11.1.3 indica que la deflexión estática producida por la carga w debe limitarse a unos 5 mm, para cualquier caso, si se desea que la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso sea mayor que unos 8 Hz.

Comentario:

Al limitar la deflexión en 5 mm, se garantiza que el sistema de piso tenga una gran rigidez vertical de modo que su frecuencia sea elevada, sin embargo, se debe tener en cuenta que para claros muy largos este tipo de restricciones será difícil de cumplir por lo que conviene en ese caso realizar análisis más refinados.

Nota: Esta sencilla revisión permite identificar situaciones potencialmente problemáticas, que requieren consideraciones de diseño adicionales.

Comentario:

La nota en esta sección resume una revisión simple con la que es posible identificar situaciones potencialmente problemáticas de vibración. Sin embargo, se puede encontrar un tratamiento extenso sobre vibración en los sistemas de piso con marcos de acero y puentes peatonales en la guía de diseño 11 del AISC, Vibraciones de piso debido a la actividad humana (Murray et al., 1916). Esta guía provee principios básicos y simples herramientas de análisis para evaluar los sistemas de piso con marcos de acero y puentes peatonales en cuanto al servicio de vibración debido a actividades humanas, incluyendo caminar y las actividades rítmicas. Se toman en cuenta tanto la comodidad humana como la necesidad de controlar el movimiento de los equipos sensibles.

11.6 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones producidos por fuerzas sísmicas o de viento no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el funcionamiento correcto de la construcción. Para ello, deben cumplirse los requisitos estipulados en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y el Capítulo 1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Nota: Es importante señalar que la distorsión por cortante de los entrepisos es la causa de los daños en elementos del edificio como recubrimientos de fachadas, muros y cancelas interiores.

Comentario:

El desplazamiento lateral relativo (distorsión lateral) en un edificio de acero es una cuestión de servicio principalmente a partir de los efectos del viento o sismo. Los límites de desplazamiento lateral relativo (límites de distorsión) pretenden minimizar o controlar el daño en la estructura, contenidos y elementos no estructurales.

Es importante reconocer que el cabeceo o distorsión por cortante puede contribuir en los daños de ciertos elementos del edificio, como revestimientos y muros divisorios. El desplazamiento lateral relativo o distorsión sólo considera la componente horizontal, y no incluye el desplazamiento vertical por el acortamiento diferencial de la columna en los edificios altos, lo que también contribuye al daño. Además, algo del desplazamiento lateral relativo se puede causar por la rotación del cuerpo rígido del revestimiento o los muros divisorios que por sí mismas no causa deformación, y por lo tanto, daños. Griffis (1993) propone un índice de daño por desplazamiento lateral relativo, un parámetro más preciso que se utiliza para medir el daño posible.

Se debe enfatizar que la estimación precisa del desplazamiento lateral relativo o distorsión de entrepiso en el edificio es esencial para controlar el daño. El análisis estructural debe considerar todos los componentes significativos de la posible deflexión del marco, incluyendo la deformación por flexión de vigas y columnas, la deformación axial de columnas y arriostramientos, la deformación por cortante de vigas y columnas, la rotación de la unión de viga-columna (deformación de la zona de panel), el efecto del tamaño de la unión del miembro, y el efecto P- Δ .

11.7 Fuego y explosiones

Las estructuras de acero deben protegerse contra el fuego para evitar expansiones térmicas excesivas y pérdidas de resistencia y rigidez ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependen de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible (ver Capítulo IV, Sección segunda, Previsión contra incendio, Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México).

Como una alternativa, pueden utilizarse métodos analíticos para demostrar que, sometida al fuego de diseño, la estructura tiene un comportamiento adecuado.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando limitarlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

11.8 Durabilidad

Los edificios y otras estructuras se deterioran a lo largo del tiempo. El deterioro puede ser visible en una inspección (por ejemplo, intemperismo y corrosión), o consistir en cambios indetectables en el material. Deben especificarse los daños tolerables, o un sistema adecuado de protección y mantenimiento para minimizar la posibilidad de que se presenten esos problemas o corregirlos oportunamente.

Los elementos de acero estructural expuestos a la intemperie se protegerán contra la corrosión (excepto los de acero especial intemperizable); cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación y montaje de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión, por ejemplo, aumentando el grueso de las paredes de los perfiles respecto al necesario por resistencia. Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales, u otros agentes altamente corrosivos.

12. ESTRUCTURAS DÚCTILES

Este capítulo se aplica, principalmente, a estructuras que se diseñaron de manera que puedan disipar parte de la energía que reciben durante un temblor por deformaciones inelásticas locales, en zonas escogidas.

Las estructuras que satisfacen los requisitos señalados en este capítulo pueden diseñarse con el factor de comportamiento sísmico que les corresponde, de acuerdo con la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Para los sistemas estructurales que no se encuentren definidos en la tabla, se debe presentar a la Administración un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado, así como sus requisitos.

Comprende los siguientes conceptos:

- 12.1. Requisitos generales
- 12.2. Marcos rígidos de acero
- 12.3. Marcos contraventeados
- 12.4. Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, $Q=4$)
- 12.5. Marcos rígidos compuestos
- 12.6. Marcos compuestos con contraventeos

12.1 Requisitos generales

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contraventeos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá resistir no menos del 25 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado.

Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos.

Comentario:

El marco rígido (trabes y columnas) debería aportar al menos el 25 por ciento de la fuerza lateral para que la respuesta global sea dúctil. Los casos donde el marco rígido tiene una aportación limitada al cortante lateral están relacionados con una respuesta inelástica poco estable y, por tanto, no alcanzan las ductilidades propuestas en el proceso de diseño (Del Rincón & Tapia, 2018).

12.1.1 Materiales

La gráfica esfuerzo de tensión de formación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no será menor de 20 por ciento.

La resistencia requerida de un elemento o de su conexión se determinará con el esfuerzo de fluencia esperado, $F_{ye} = R_y F_y$, donde R_y es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y .

La tabla 12.1.1 presenta los valores de R_y para determinar el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} , y R_u para determinar el esfuerzo último esperado ($F_{ue}=R_u F_u$).

Tabla 12.1.1 Valores de R_y y R_u para determinar el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} y el esfuerzo último esperado

F_{ue}		
Tipo de acero	R_y	R_u
Perfiles laminados y barras		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.5	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A913 Gr. 50, 60, 65) (ASTM A588) (ASTM A992)	1.1	1.1
(ASTM A1043 Gr. 50)	1.2	1.1
NMX B-099 Gr. 345 (ASTM A529 Gr. 50)	1.2	1.2
NMX B-099 Gr. 380 (ASTM A529 Gr. 55)	1.1	1.2

Perfiles huecos (HSS)		
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. B, C) NMX B-200 (ASTM A501) (ASTM 1085)	1.4	1.3
Tubos		
NMX B-177 (ASTM A53)	1.6	1.2
Placas		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.3	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-248 Gr. 380 (A1011 Gr. 55)	1.1	1.1
NMX B-284 Gr. 290 (ASTM A572 Gr. 42)	1.3	1.0
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A588)	1.1	1.2
(ASTM 1043 Gr. 50)	1.2	1.1
Acero de refuerzo		
NMX B-506, C-407 (ASTM A615) NMX B-457 (ASTM A706)	1.25	1.25

Comentario:

La tabla está basada en un estudio estadístico de pruebas experimentales (AISC 341, 2016), donde las magnitudes de R_y y R_u son una buena representación de las propiedades mecánicas de las placas y perfiles de acero disponibles en el mercado mexicano (Tapia & Rangel, Sobrerresistencia del material de perfiles IR de acero A992 con fines de diseño, 2018). Las magnitudes del factor R_y para secciones laminadas son un poco menores que las magnitudes medias reportadas en el estudio estadístico; debido a que en el estudio se consideraron algunas secciones pequeñas poco usadas en un diseño sísmico. Se han realizado estudios estadísticos de las propiedades mecánicas de los aceros disponibles en el mercado local (García & Tapia, 2019) demostrando que la propuesta del AISC es apropiada para esta especificación.

12.1.2 Miembros en flexión

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta solicitación y la fuerza axial no excede de $0.1P_y$, donde $P_y = AF_y$.

Comentario:

En caso que no se cumpla este requisito, debe considerarse que el elemento trabaja en flexocompresión. El incremento de carga axial reduce la capacidad a flexión, por lo que el momento resistente debe reducirse en función de la carga axial aplicada.

12.1.2.1 Requisitos geométricos

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media, ni que siete veces en marcos de ductilidad alta; el ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

Comentario:

En los casos donde el claro libre de las vigas no cumpla los límites en función del peralte de la sección transversal, los efectos de cortante podrían regir la respuesta. La falla por cortante es frágil, por lo que esta condición debe incluirse en el proceso de diseño.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Sin embargo, esa excentricidad puede aumentarse hasta un cuarto de la dimensión transversal si en el diseño se tienen en cuenta las acciones internas adicionales.

Las secciones transversales deben tener dos ejes centroidales de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil deben conservarse los dos ejes de simetría.

Cuando las vigas están formadas por placas soldadas, almas y patines deben unirse entre sí con soldaduras, de filete o penetración, continuas en toda la longitud de la viga; en las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras serán de penetración completa, reforzadas con un filete de tamaño no menor que 10 mm o el grueso del alma de la viga.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque el ancho de sus patines o su peralte varíen a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual a un peralte, medido a partir del extremo, y en zonas intermedias, de dos peraltes, medidos a uno y otro lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación.

Comentario:

En la Figura C-12.1.1 se muestra la localización de la zona de formación de la articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión. En algunos casos, las articulaciones se podrían formar en zonas intermedias, de manera que las zonas protegidas (que se explican más adelante) deben estar relacionadas con la zona donde se espera que se concentre la respuesta inelástica. En ensayos experimentales se ha demostrado que la zona de la formación de la articulación plástica es aproximadamente un peralte.

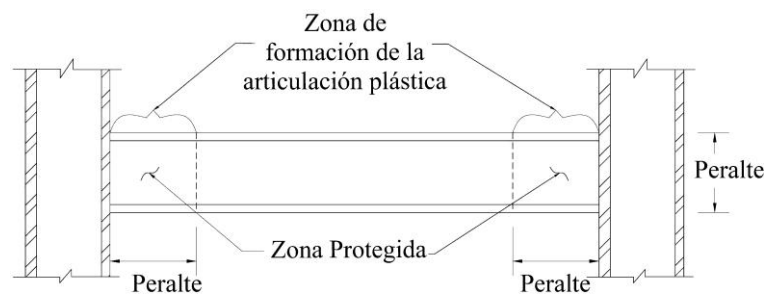


Figura C-12.1.1 Localización de articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión.

12.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (Figura 12.1.1)

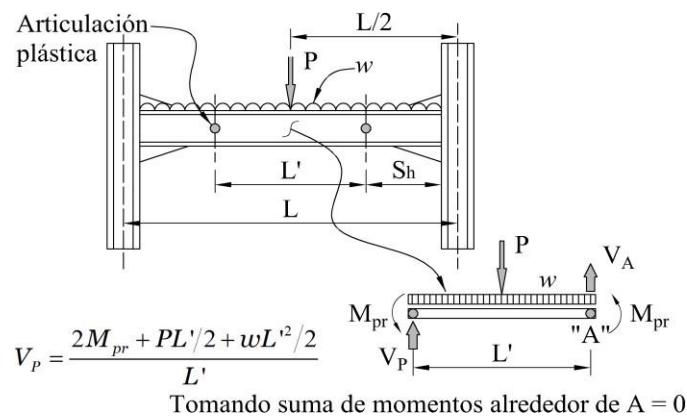


Figura 12.1.1 Equilibrio de la viga

Comentario:

En la figura 12.1.1, la carga puntual P y la carga distribuida w representan los efectos de carga viva y carga muerta que se adicionan a los efectos del mecanismo. M_{pr} es el momento máximo esperado que se genera por la formación de la articulación plástica en ambos extremos. De manera que, haciendo la suma de momentos en una de las articulaciones, el equilibrio estaría dado por:

$$M_{pr} + M_{CM} + M_{CV} + V_p L' = 0 \quad (C-12.1.1)$$

Donde M_{CM} es la demanda por carga muerta, M_{CV} corresponde a las cargas vivas y L' es la distancia que separa la posición de las articulaciones plásticas S_h .

El valor máximo probable del momento en la articulación plástica es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (12.1.1)$$

M_{pr}	momento máximo probable en la articulación plástica
R_y	cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y ; se toma de la tabla 12.1.1
Z	módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica
C_{pr}	coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (12.1.2)$$

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

Comentario:

El endurecimiento por deformación, que se incluye en C_{pr} , es un incremento de la capacidad en materiales metálicos debidos a una deformación plástica. Es posible encontrar una discusión más amplia en (Tapia, García, & Del Rincón, 2016) sobre los efectos del endurecimiento por deformación en estructuras de acero sometidas a demandas laterales.

Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas de diseño que obran sobre el miembro.

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 se evalúa teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

12.1.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia, L_u , entre cada sección soportada lateralmente y la siguiente no será mayor que:

a) Miembros de ductilidad alta

$$L_u = 0.086r_y (E F_y) \quad (12.1.3)$$

b) Miembros de ductilidad media o baja

$$L_u = 0.17r_y (E F_y) \quad (12.1.4)$$

Comentario:

Este requisito pretende impedir que la inestabilidad por pandeo lateral por flexotorsión evite que se desarrolle una respuesta dúctil (ver sección 6.3).

Para elementos en sección compuesta, las condiciones anteriores sólo son válidas durante el proceso de construcción, cuando el concreto no ha fraguado todavía. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. Las expresiones anteriores son válidas para vigas de sección transversal I o H flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de L_u , calculada de acuerdo con la sección 6.3. Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

12.1.3 Miembros flexocomprimidos

12.1.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2 y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de 200 mm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

Comentario:

El límite de la relación de esbeltez kL/r en las columnas sometidas a carga axial en compresión pretende evitar la inestabilidad por pandeo global, caracterizada por una disminución súbita de la resistencia.

12.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ecuación 12.2.3 del inciso 12.2.1.5, con las excepciones que se indican en él.

Comentario:

Esta revisión pretende asegurar que la capacidad de las columnas que concurren al nudo sea mayor que la capacidad de las trabes. En los cálculos, la capacidad de las columnas se reduce por la aplicación de la carga axial y la capacidad de las trabes se calcula con la resistencia esperada.

12.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante.

Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a su altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c(F_{yc}-f_a)$.

F_{yc} esfuerzo de fluencia del acero de la columna

f_a esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño

Comentario:

El esfuerzo f_a representa una reducción de la capacidad relacionada por la aplicación de la carga axial.

12.1.4 Uniones viga columna

Las uniones viga columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 10.9, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

12.1.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

Los elementos inclinados, como los contraventeos, deben transmitir la carga a través de un solo tipo de unión, es decir, con soldadura o con tornillos, pero en ningún caso con una combinación de ambos. Sin embargo, sí pueden utilizarse tornillos para unir las diagonales a placas soldadas a las columnas.

12.1.5 Empalmes de columnas

12.1.5.1 Ubicación

Los empalmes de columnas en todas las estructuras, incluidas aquellas que no son diseñadas como estructuras dúctiles, deben ubicarse a más de 1.2 m del patín de la viga en la conexión de la columna.

Se incluyen las excepciones siguientes:

1) Cuando la altura libre de la columna, entre los patines de las conexiones viga–columna, es menor que 2.4 m, el empalme de columna se ubicará a la mitad de la altura libre.

2) Se permiten los empalmes de columnas localizados más cerca del patín de la viga de la conexión viga-columna, si son realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa; sin embargo, el empalme no se puede realizar a una distancia menor a un ancho de la columna, respecto al patín de la viga de la conexión.

3) Empalmes en columnas compuestas.

Comentario:

Un empalme de columna, es una región de la columna que podría tener una menor resistencia en los casos donde el procedimiento de unión sea impreciso. Por esto, la posición de los empalmes de columnas tiene como objetivo evitar que la sección del empalme se localice en un punto crítico de las demandas en flexión.

12.1.5.2 Resistencia requerida

La resistencia requerida de los empalmes de columnas de marcos diseñados con base en este capítulo, debe ser la mayor de:

- a) La resistencia requerida de las columnas determinada conforme a la sección correspondiente al marco en diseño, o
- b) La resistencia requerida determinada usando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica. La resistencia requerida no necesita exceder las cargas máximas que el sistema puede transferir al empalme de columna.

Los empalmes de columnas soldados en los cuales cualquier porción de la columna está sujeta a efectos de tensión, determinados utilizando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica, deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia disponible de soldaduras de penetración parcial, en caso de ser usadas, debe ser igual o mayor que el 200 por ciento de la resistencia requerida.
- 2) La resistencia disponible de cada patín del empalme debe ser igual o mayor que $0.5R_y F_y b t_p$
b y t_p ancho y grueso de un patín de la menor de las columnas de la conexión.
- 3) En los empalmes de columnas realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa, es necesario realizar una transición gradual entre los patines de ancho o espesor desigual cuando el esfuerzo de tensión del menor de los patines excede de $0.3F_y$.

Comentario:

Los requisitos anteriores tienen como objetivo evitar que la resistencia del empalme de columnas sea tal que exista la posibilidad de que desarrolle una respuesta inelástica (daño). Esto incluye requisitos sobre la capacidad de la soldadura, la resistencia de los patines que se conectan y la influencia de la magnitud de la demanda axial en el diseño.

12.1.5.3 Resistencia en cortante

Los empalmes de columnas en todos los edificios, incluidos aquellos que no son diseñados como estructuras dúctiles, deben tener una resistencia en cortante no menor que M_{pc}/H , con respecto a ambos ejes ortogonales de la columna.

M_{pc} menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis
H altura del entrepiso

La resistencia en cortante de los empalmes de columnas de marcos dúctiles, debe ser la mayor de la resistencia del párrafo anterior y de las resistencias especificadas en el inciso 12.1.5.2.

12.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme

Los empalmes de columnas de acero pueden ser atornillados o soldados, o soldados a una columna y atornillados a la otra. Los empalmes deben cumplir los requisitos de las secciones correspondientes al marco en diseño.

Las placas o canales usadas para realizar empalmes de almas en columnas de marcos dúctiles deben ser colocadas en ambos lados del alma de la columna.

Para empalmes soldando alma con alma y patín con patín, realizados con soldaduras de penetración, será necesario remover los soportes de la soldadura. No es necesario remover el acero de respaldo de la soldadura de penetración.

12.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica

12.1.6.1 Zonas protegidas

Son las partes de miembros del sistema que resiste las acciones sísmicas que se espera que se comporten inelásticamente durante eventos sísmicos importantes.

Las zonas protegidas deben indicarse en los planos estructurales y, dentro de lo posible, en las piezas fabricadas.

En ellas se consideran los aspectos siguientes:

- 1) Se prohíben las discontinuidades creadas por cambios bruscos de sección o por operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, ayudas para el montaje, cortes con arco-aire o soplete
- 2) Si en algún caso hay discontinuidades como las mencionadas, el ingeniero responsable de la obra indicará si se sustituye el elemento afectado o si puede repararse. En este caso, indicará como hacerlo.
- 3) En los patines superiores de las vigas no se colocarán conectores de cortante soldados ni elementos de la lámina de piso unidos por medio de soldadura (excluyendo los puntos de soldadura al arco eléctrico necesarios para mantener la lámina en su posición correcta).
- 4) No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para ángulos de borde, fachadas, muros o cancelos divisorios, tuberías y otros componentes semejantes.
- 5) No habrá empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas.

Para fines de los párrafos anteriores, se considerará que las zonas donde se concentrará el comportamiento inelástico (articulaciones plásticas) tienen las dimensiones indicadas en el inciso 12.1.2.1

Comentario:

Las zonas protegidas son las partes de los miembros donde se espera que se concentre la respuesta inelástica durante los eventos sísmicos intensos. Por esta razón, cualquier modificación en esa región podría cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural. En los planos y en obra es necesario que se señalen las zonas protegidas para evitar que se adicionen elementos y accesorios como los que se describen en los cinco incisos anteriores.

12.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica

Son soldaduras que resisten las acciones sísmicas que requieren metal de aportación con propiedades particulares y condiciones especiales de colocación e inspección.

Comentario:

Las soldaduras de demanda crítica es aquella que se espera sea cometida a significativas deformaciones inelásticas y/o también en la zona adyacente del elemento que une. Las soldaduras de demanda crítica son generalmente soldaduras de juntas de penetración completa que se designan así, porque están sujetas a niveles de fluencia o esfuerzos mayores demandas y

localizadas en una unión cuya falla resulta en una degradación significativa de la resistencia o rigidez del sistema sismo resistente. Es necesario que las soldaduras de demanda crítica se señalen en los planos estructurales.

12.1.6.2.1 Materiales de aportación

Electrodos con 480 MPa (4900 kg/cm²) de resistencia a la ruptura en tensión.

Todo el metal de aportación tendrá una tenacidad, determinada con pruebas Charpy en V, no menor que 27 J a 255 K (-18°C) (20 ft-lb a 0°F).

El metal de aportación para las soldaduras definidas como de demanda crítica tendrá una tenacidad Charpy en V no menor que 27 J a 255 K (-18°C) (20 ft-lb a 0°F) ni que 54 J a 293 K (20°C) (40 ft-lb a 70°F).

Si la temperatura de servicio mínima esperada (TSME) de la estructura en el edificio terminado es menor que 283 K (10°C, 50°F) el valor mínimo de 54 J (40 ft-lb) prescrito arriba se proporcionará a una temperatura no mayor que 10 K (10°C, 20 °F) por encima de la TSME.

Nota: La TSME puede tomarse igual a 268 K (-5 °C, 23 °F) para las partes exteriores de la estructura y 283 K (10 °C, 50 °F) para las interiores.

12.1.7 Relaciones ancho/grueso

Para miembros diseñados para ductilidad alta, las relaciones ancho/grueso, de los elementos en compresión, no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 12.1.2.

Para miembros diseñados para ductilidad mediana deben exceder el límite λ_{dm} de la misma tabla.

Comentario:

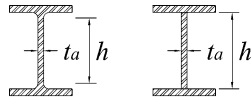
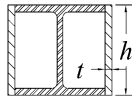
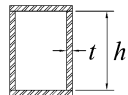
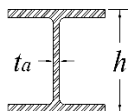
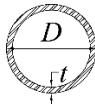
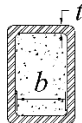
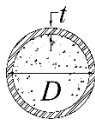
Cuando se requiere una capacidad de deformación inelástica estable para miembros de ductilidad alta es necesario que las relaciones ancho/espesor de los elementos proyectados estén limitados a secciones transversales resistentes al pandeo local cuando hayan incurrido de manera significativa en el intervalo inelástico. Aunque las relaciones ancho/grueso para miembros de ductilidad media de la tabla 12.1.2 son suficientes para prevenir el pandeo local antes de la fluencia, existen resultados de ensayos que sugieren que estos límites no son adecuados para las rotaciones inelásticas requeridas en marcos dúctiles de acero (AISC 341, 2016). Por esta razón, los miembros diseñados para ductilidad alta deben satisfacer relaciones ancho/grueso más estrictas.

12.1.8 Requisitos adicionales

Para los sistemas estructurales de acero y compuestos rigidizados con muros de concreto se deben satisfacer, además de los requisitos de estas Normas, los correspondientes a muros de concreto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. De la misma manera, para sistemas de concreto rigidizados con elementos de acero, por ejemplo contraventeos, se deben cumplir con los requisitos correspondientes de ambas normas.

Tabla 12.1.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión

	Descripción del elemento	Relación ancho/grueso	Valores máximos de la relación ancho/grueso		Ejemplos
			λ_{da} Miembros de ductilidad alta	λ_{dm} Miembros de ductilidad media	
Elementos no atiesados	Patines de secciones I laminadas o armadas, canales y térs; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	b/t	$0.30 \sqrt{E F_y}$	$0.38 \sqrt{E F_y}$	
	Patines de pilas de sección H	b/t	$0.45 \sqrt{E F_y}$	no aplica	
	Almas de secciones térs	d/t	$0.30 \sqrt{E F_y} \frac{[a]}{y}$	$0.38 \sqrt{E F_y}$	
Elementos atiesados	Paredes de secciones HSS rectangulares	b/t	$0.55 \sqrt{\frac{E F_y L_{cr}}{y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E F_y L_{cr}}{y}}$	
	Patines de secciones I en cajón y secciones de cajón armadas	b/t			
	Placas laterales de secciones I en cajón y almas de secciones en cajón armadas para contraventeos	h/t			
	Almas de secciones I laminadas o armadas de contraventeos	h/t _a	$1.49 \sqrt{E F_y}$	$1.49 \sqrt{E F_y}$	

	Almas de secciones I laminadas de vigas o columnas ^[d]	h/t _a	$\begin{array}{l} \text{Para } \frac{P_u}{F_R P_y} \leq 0.125 \text{ Para } \\ \frac{P_u}{F_R P_y} > 0.125 \\ 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.93 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \\ \geq 1.49 \sqrt{E/F_y} \end{array}$	$\begin{array}{l} \text{Para } \frac{P_u}{F_R P_y} \leq 0.125 \\ 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.75 P_u}{F_R P_y} \right) \\ \text{Para } \frac{P_u}{F_R P_y} > 0.125 \\ 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \\ \geq 1.49 \sqrt{E/F_y} \end{array}$	  
	Placas laterales de secciones I en cajón de vigas o columnas	h/t			
	Almas de secciones en cajón armadas de vigas o columnas	h/t			
	Almas de pilas de secciones H	h/t _a	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	no aplica	
	Paredes de secciones HSS circulares	D/t	$0.038 E/F_y$	$0.044 E/F_y$ ^[e]	
Elementos compuestos	Paredes de tubos rectangulares rellenos de concreto	b/t	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de tubos circulares rellenos de concreto	D/t	$0.076 E/F_y$	$0.15 E/F_y$	
[a] Para miembros en compresión de secciones té, el valor máximo de la relación ancho/grueso del alma de la té para miembros de ductilidad alta puede ser incrementado a $0.38 E F_y \sqrt{s}$ si se satisfacen cualquiera de las condiciones siguientes: (1) El pandeo del miembro comprimido ocurre en el plano del alma (2) La carga axial de compresión se transfiere a la conexión sólo por la cara externa del patín de la sección té, resultando una conexión excéntrica que reduce el esfuerzo de compresión en el extremo del alma. [b] El valor máximo de la relación ancho/grueso de secciones I en cajón y secciones cajón armadas de columnas en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta no debe exceder de $0.6 \sqrt{E/F_y}$ [c] El valor máximo de la relación ancho/grueso de las paredes de miembros HSS rectangulares, patines de secciones I en cajón y patines de secciones en cajón armadas de vigas o columnas no debe exceder de $1.12 \sqrt{E/F_y}$					

- [d] En vigas de sección I, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales $P \left(\frac{F}{P} \right)_{R_y}$ es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde $P_u \left(\frac{F}{P} \right)_{R_y}$ es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$.
- [e] El valor máximo de la relación D/t de miembros HSS circulares en vigas o columnas no debe exceder de $0.07 E F_y$.

12.2 Marcos rígidos de acero

12.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta (Q=4)

El comportamiento esperado de los marcos rígidos de ductilidad alta, que cumplan los requisitos adicionales indicados en esta sección, se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas.

Nota: Se da el nombre de zona de panel a la parte de la columna que queda comprendida entre los planos horizontales interiores que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte de las que concurren en el nudo.

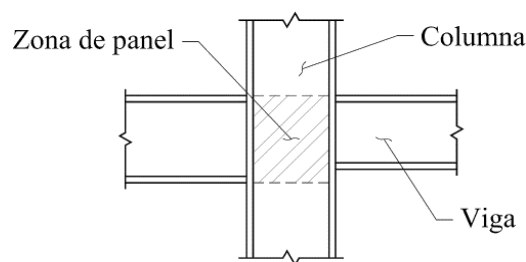


Figura 12.2.1 Zona de panel

Excepto en los casos en que se permita otra cosa en esta sección, las columnas se diseñarán para que sean más resistentes que las vigas conectadas con ellas, completamente plastificadas y endurecidas por deformación. Sólo se permite la plastificación por flexocompresión en las bases de las columnas.

Comentario:

Esto considera la inclusión del concepto columna fuerte viga débil, donde las vigas son la primera línea de defensa y las columnas deberían estar relacionadas con poco o nulo daño centrado únicamente en la base (Tapia & Tena, 2010).

Las vigas, columnas y uniones vigacolumna se diseñarán y restringirán contra el pandeo para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado permanecerá en el intervalo elástico mientras uno o varios componentes del nudo experimentan esas deformaciones.

Se considerará que un elemento que tiene deformaciones plásticas importantes ejerce un momento en la articulación plástica igual al calculado con la ecuación 12.1.1 del inciso 12.1.2.2.

12.2.1.1 Vigas

Sus secciones transversales deben cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta, definidas en la tabla 12.1.2.

Para calcular la resistencia en flexión de las vigas o las fuerzas que producen, se tendrá en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con ellas.

Sedeben cumplir las especificaciones de zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica (Inciso 12.1.6).

12.2.1.2 Soporte lateral de vigas

El soporte lateral de las vigas cumplirá con los requisitos del inciso 12.1.2.3 para miembros de ductilidad alta y los requisitos adicionales del inciso 12.2.1.3.

12.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas

Se colocará un contraventeo adicional en las zonas donde se formarán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, que cumplirá los requisitos siguientes:

a) Los dos patines de las vigas de acero se soportarán lateralmente o se colocará un contraventeo torsional en la sección transversal.

b) La resistencia requerida del elemento de soporte lateral de cada patín no será menor que

$$P_u = \frac{0.06 R_y F_y Z_v}{h_o} \quad (12.2.1)$$

h_o distancia entre los centroides de los patines de la viga

c) La resistencia requerida del contraventeo torsional no será menor que

$$M_u = 0.06 R_y F_y Z \quad (12.2.2)$$

Comentario:

Estos requisitos pretenden asegurar que no se presente inestabilidad por flexotorsión; especialmente en las zonas que desarrollen las mayores demandas inelásticas.

12.2.1.4 Columnas

Las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2 y ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se desarrollen en los extremos de las vigas. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, la carga axial factorizada de las columnas no excederá de $0.3 A_t F_y$, para cualquier combinación que involucre acciones por sismo.

Comentario:

El concepto de columna fuerte trabe débil, es un enfoque de diseño por capacidad con la intención de proporcionar al marco, columnas suficientemente fuertes como para distribuir la fluencia del marco (principalmente de la trabe) sobre múltiples entrepisos; en lugar de concentrar la acción inelástica en la articulación de la columna de un solo entrepiso (entrepiso débil).

12.2.1.5 Uniones vigacolumna

En las uniones vigacolumna debe cumplirse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (12.2.3)$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \quad (12.2.4)$$

Z_c módulo de sección plástico de la columna

F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna

P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño (positiva)

A_c área total de la sección transversal de la columna

ΣM_{pv}^* suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (1.1 R_y M_{pv} + M_v) \quad (12.2.5)$$

R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y (tabla 12.1.1).

M_v momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna

M_{pv} momento plástico de la viga

Comentario:

La ecuación 12.2.3, la capacidad a flexión de las columnas ΣM_{pc}^* se calcula con un esfuerzo de fluencia que se reduce por la influencia de la demanda por carga axial en el elemento, mientras que la capacidad a flexión de la viga ΣM_{pv}^* se calcula con valor máximo probable del momento. Por esto, pese a que la proporción entre los momentos ($\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pv}^*$) se propone igual a uno (ec. 12.2.3), la revisión es conservadora. La ecuación 12.2.3 no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis.

No se requiere cumplir la ecuación 12.2.3 en los casos siguientes:

a) Columnas en las que $P_{uc} < 0.3 A_c F_{yc}$ para todas las combinaciones de carga, que satisfacen alguna de las condiciones siguientes:

i. Columnas de edificios de un solo piso o del entrepiso superior de edificios más altos.

ii. Columnas en las que: (a) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas del entrepiso que no satisfacen la ecuación 12.2.3 es menor que el 20 por ciento de la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos en el entrepiso que actúan en la misma dirección, y (b) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas que no satisfacen la ecuación 12.2.3 en cada línea de marcos rígidos en el entrepiso es menor que el 33 por ciento de la resistencia en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos situados en esa línea.

Una línea de columnas se define como una sola línea, o varias, paralelas entre sí, situadas dentro del 10 por ciento de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.

Nota: Para los fines de esta excepción, la resistencia al cortante de las columnas se calcula considerando la resistencia en flexión de cada extremo de la columna, limitada por la resistencia de las vigas unidas a ella, o la resistencia en flexión de las columnas mismas, dividida entre H (altura del entrepiso).

Resistencia nominal en compresión de diseño:

$$P_{uc} = F_R F_{yc} A_c \quad (12.2.6)$$

b) Columnas de cualquier entrepiso cuya relación resistencia/demanda en cortante es 1.5 veces mayor que la del entrepiso situado encima.

Comentario:

El beneficio de cumplir los requerimientos de columna fuerte trabe débil se centra en que las columnas son lo suficientemente fuertes como para forzar la fluencia en flexión de las trabes en múltiples niveles del marco, de modo que se logran alcanzar altos niveles de disipación de energía en el sistema. En marcos que tengan columnas débiles, particularmente aquellos de entrepisos débiles, es más probable que exhiban una respuesta indeseable que aquellos entrepisos con las mayores relaciones de demanda y capacidad en las columnas.

12.2.1.5.1 Estabilidad de las uniones vigacolumna

a) Conexiones con soporte lateral

Cuando las almas de vigas y columnas están en el mismo plano, y la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se deberá proporcionar soporte lateral sólo en el nivel de los patines superiores de las vigas.

Comentario:

Se espera que las columnas de marcos rígidos dúctiles estén arriostradas para prevenir la rotación fuera del plano del marco rígido durante un evento sísmico importante.

Se considera que una columna se conserva en el intervalo elástico cuando la relación calculada con la ecuación 12.2.3 es mayor que 2.

Comentario:

Cuando se iguala la ecuación 12.2.3 a una magnitud mayor que 2, se está asumiendo que la articulación plástica en las columnas se desarrollaría solo ante distorsiones de entrepiso extremadamente grandes.

Cuando no se puede demostrar que la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se aplican los criterios siguientes:

1) Los patines de las columnas deberán tener soporte lateral a la altura de los patines superior e inferior de la viga. El soporte lateral puede ser directo o indirecto.

Nota: El soporte lateral directo del patín de la columna se logra por medio de miembros de contraventeo o sistemas de piso unidos al patín de la columna en o cerca del punto que se desea contraventear. El soporte indirecto se refiere al que se obtiene por la rigidez de miembros y conexiones que no están unidos directamente a los patines de las columnas, sino actúan a través de su alma o de placas atiesadoras.

2) Los miembros que proporcionan soporte lateral deben diseñarse para que resistan el 2 por ciento de la resistencia nominal del patín de la viga, $F_y A_{pv}$.

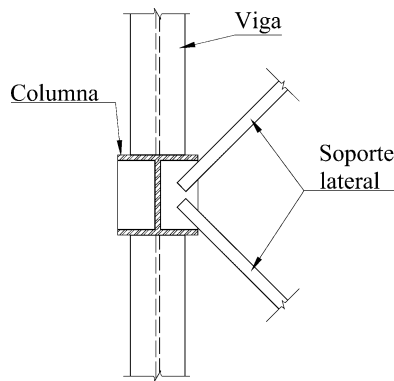


Figura 12.2.2 Soporte lateral de la unión vigacolumna

b) Conexiones sin soporte lateral

Las columnas en las que se conectan vigas sin soporte transversal en la conexión, se diseñarán considerando la distancia entre miembros laterales adyacentes; la altura de la columna para su revisión por pandeo en el plano transversal al marco que resiste las fuerzas sísmicas se realiza siguiendo el Capítulo 8, con las excepciones siguientes:

- 1) La resistencia requerida de las columnas se obtendrá de las combinaciones de carga que incluyan los efectos por sismo.
- 2) La relación de esbeltez de las columnas, L/r , no será mayor que 60.
- 3) La resistencia requerida de las columnas en flexión en la dirección transversal a los marcos que resisten el sismo debe incluir el momento debido a la aplicación de la fuerza cortante, M_{uv} , y los momentos de segundo orden debidos a las deflexiones laterales del entrepiso.

Comentario:

Las especificaciones de esta sección pretenden fomentar el uso apropiado del arriostramiento de los patines de columnas en lugar del empleo de columnas más pesadas. Sin embargo, es posible obtener otros beneficios cuando se usan columnas más robustas. Por ejemplo, sería posible eliminar placas de continuidad o dobles que podrían compensar los costos adicionales del material.

12.2.1.6 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Comentario:

Se ha demostrado que los momentos flexionantes a media altura de la columna pueden regir el diseño y que, de hecho, las columnas pueden flexionarse en curvatura simple bajo algunas condiciones de carga. Por esto y reconociendo el potencial de un daño severo o incluso el colapso debido a la falla del empalme de la columna, se implementaron estas especificaciones para empalmes en columnas de marcos rígidos.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

Comentario:

No se permiten soldaduras de penetración parcial en empalmes, dado que la raíz en esas soldaduras es un iniciador potencial de fractura.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pf}/H$

H altura del entrepiso

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_x$, de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

12.2.1.7 Zonas protegidas

La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas se considera una zona protegida, que debe satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

Comentario:

La zona protegida se supone localizada en cada extremo de las vigas debido a que se considera la biarticulación por flexión en la mayoría de los casos (figura 12.1.1). Sin embargo, hay casos y condiciones donde la respuesta inelástica puede ocurrir en otras zonas del elemento, por lo que la zona protegida no deben limitarse a los extremos únicamente.

12.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

12.2.1.9 Resistencia de las conexiones

Para el diseño de las conexiones se deben satisfacer todos los requisitos aplicables del inciso 12.2.1.5 y de las secciones siguientes:

1) La conexión será capaz de admitir una distorsión de entrepiso igual a 0.04 rad.

2) La resistencia en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, cuando la distorsión del entrepiso es de 0.04 rads.

3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica, V_{ap} , considerando la sobrerresistencia del material (ecuación 12.2.7).

$$V_{ap} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \quad (12.2.7)$$

V_{ap} cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (Figura 12.2.3).

M_p momento plástico resistente nominal.

L_h distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

Comentario:

El cortante de la ecuación 12.2.7 representa la contribución de la demanda sísmica para el diseño de la conexión. Ese cortante sísmico resulta de la formación del momento máximo probable en la ubicación de la articulación plástica en la trabe y debe ser combinado con otras fuerzas cortantes como aquellas originadas por las fuerzas gravitacionales (carga muerta y carga viva), usando las combinaciones de carga. La aplicación de este criterio aseguraría que el daño inicial ocurriría en la trabe y no en la conexión.

No es necesario demostrar que se cumplen los requisitos indicados en los puntos 1 y 2 si se emplean conexiones precalificadas publicadas en la literatura especializada.

Comentario:

El uso de conexiones precalificadas con ensayos previos o ensayos para proyectos específicos pueden ser usadas para facilitar y estandarizar el diseño de conexiones. Las conexiones precalificadas publicadas en el AISC 358-16 pueden ser consideradas para justificar el desempeño de la conexión. Las conexiones aprobadas por otras publicaciones de precalificación (proyecto SAC, FEMA 350, FEMA 355, entre otras.) pueden aceptarse, pero deben estar sujetas a la aprobación de la administración. Se hace notar que algunas veces, los ensayos que sustentan los resultados de esas publicaciones no concuerdan con las configuraciones de la práctica local, por lo que su posible uso debe ser evaluado cuidadosamente.

4) El momento en la cara de la columna es igual al momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} (ecuación 12.1.1), más el cortante V_{ap} multiplicado por la distancia de la cara de la columna a la articulación, S_h (Figura 12.2.3). También se deben considerar las fuerzas que actúan en la viga en la distancia S_h .

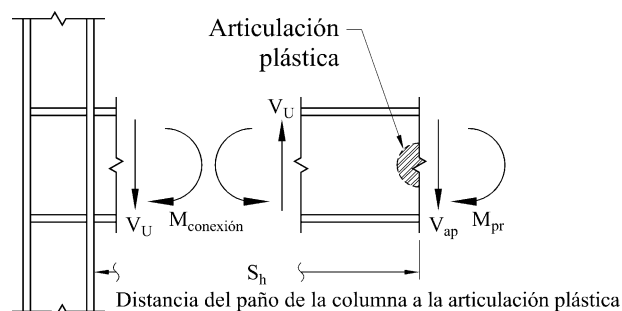


Figura 12.2.3 Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna

12.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media ($Q=3$)

Los marcos rígidos de ductilidad media se diseñan de acuerdo con esta sección.

Su comportamiento esperado se caracteriza por tener una capacidad limitada de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de las vigas y en cortante en las zonas de panel de las columnas.

Comentario:

Se esperaría que los marcos rígidos de ductilidad media sean capaces de desarrollar una incursión inelástica más limitada que la esperada en marcos rígidos de ductilidad alta.

12.2.2.1 Vigas

Las secciones transversales de las vigas deberán cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para elementos de ductilidad media y las recomendaciones del inciso 12.2.1.1.

12.2.2.2 Soporte lateral de vigas

Se seguirán todas las recomendaciones del inciso 12.1.2.3.

12.2.2.3 Columnas

Las secciones de las columnas deberán cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad media, y las recomendaciones del inciso 12.2.1.4.

12.2.2.4 Uniones viga columna

En el diseño de las conexiones se cumplirán los requisitos aplicables de los incisos 12.2.1.5 y 12.2.1.9, reduciendo la distorsión de entrepiso indicada en el inciso 12.2.1.9 a 0.02 rad. Para este sistema estructural es recomendable, aunque no obligatorio, cumplir la desigualdad de la ecuación 12.2.3.

Comentario:

Las especificaciones para marcos rígidos de ductilidad media tienen como objetivo proporcionar niveles limitados de capacidad de rotación inelástica a 0.02 rad. La magnitud del ángulo de distorsión se estableció con juicios ingenieriles a partir de los resultados de pruebas experimentales y estudios analíticos (AISC 341, 2016).

No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas publicadas en la literatura especializada.

12.2.2.5 Empalmes de columna

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que R_y F_y Z_x correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc} / H$

H altura del entrepiso

ΣM_{pc} Suma de momentos plásticos nominales, F_y Z_x , de columnas situadas arriba y debajo del empalme

Comentario:

La resistencia requerida a flexión y a cortante son las máximas esperadas por la columna para garantizar que el daño no inicie en el empalme.

12.2.2.6 Zonas protegidas

La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

12.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

12.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja ($Q=2$)

Se espera que los marcos rígidos de ductilidad baja puedan admitir deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones.

Comentario:

Los marcos de ductilidad baja desarrollan magnitudes reducidas de la capacidad de deformación inelástica. Para compensar esa baja ductilidad, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos dúctiles o marcos de ductilidad media. Por esta razón, los elementos estructurales de este sistema estructural deben satisfacer una menor cantidad de requisitos.

12.2.3.1 Vigas

Las vigas cumplirán los requisitos del Capítulo 6.

12.2.3.2 Soporte lateral de vigas

No se requiere ningún tipo de soporte lateral además de lo que se indica en el Capítulo 6.

12.2.3.3 Columnas

Las columnas deben cumplir los requisitos del inciso 12.2.1.4.

12.2.3.4 Relaciones ancho/grueso

Basta con que se cumplan los límites indicados en el Capítulo 3 para secciones tipo 2 (λ_p) o 3 (λ_r) en función del estado límite de resistencia de diseño.

Comentario:

Debido a que los elementos de marcos rígidos de ductilidad baja están sometidos a rotaciones inelásticas limitadas, no es necesario que las relaciones ancho/espesor de los elementos proyectados estén sujetos a límites de pandeo local como los que se muestran en la tabla 12.1.2, sino que los requisitos para sección tipo 2 ó 3 del Capítulo 3 son suficientes para asegurar un comportamiento estable.

12.2.3.5 Uniones vigacolumna

Las conexiones vigacolumna se harán consolidadura o tornillos de alta resistencia; deben satisfacer los requisitos de la sección 1.7.

a) Cuando los marcos pertenezcan a estructuras tipo 1, se cumplirán todos los requisitos aplicables de la sección 10.9, con las modificaciones siguientes:

1) La resistencia de la conexión será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

i) Un momento M_u igual, como mínimo, a $1.1R_y M_{pv}$, donde M_{pv} es el momento plástico nominal de la viga, $F_y Z$.

ii) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

2) La rotación inelástica que se indica en el inciso 12.2.1.9 o 10.9.2.2 puede reducirse a 0.02 radianes.

3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basa en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante de la resistencia en flexión de la viga, V_{fv} , que se considera como:

$$V_{fv} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L} \quad (12.2.8)$$

V_{fv} cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de la viga
 L longitud libre de la viga

Comentario:

En marcos de ductilidad baja se pretende que el daño también ocurra en las trabes y no en las conexiones, con el fin de evitar un comportamiento frágil. Por esta razón, los requisitos anteriores establecen las demandas de diseño de la conexión cuando las trabes sean capaces de desarrollar una respuesta inelástica estable.

b) Se permite el uso de conexiones parcialmente restringidas cuando se cumplen los requisitos siguientes, además de los indicados en la sección 1.7.

1) Las conexiones suministran la resistencia de diseño especificada en el inciso 12.2.3.5(a).

2) La resistencia nominal en flexión de la conexión es igual o mayor que el 50 por ciento del más pequeño de los momentos plásticos nominales de la viga o columna conectadas.

3) La conexión debe demostrar una capacidad de rotación adecuada, determinada mediante pruebas cíclicas con deformaciones angulares correspondientes a la deformación lateral relativa del entrepiso.

Pueden utilizarse también, conexiones tomadas de la literatura especializada.

4) En el diseño se tendrán en cuenta la rigidez y resistencia de las conexiones, y se incluirá el efecto en la estabilidad global.

12.2.3.6 Zonas protegidas

No se especifican zonas protegidas.

12.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica

Lo son las soldaduras de penetración completa entre los patines de las vigas y las columnas en las que se apoyan.

Comentario:

A pesar de que en el diseño de marcos de ductilidad baja no hay una definición cuantitativa de la deformación inelástica, la intención general es evitar comportamientos frágiles en la respuesta ante cargas laterales. Por esto, se evita que el daño inicie en la conexión, en cambio se pretende que esté regido por la resistencia a flexión o cortante de la viga o la columna, la resistencia en la zona del panel, etc.

12.2.4 Marcos rígidos con armaduras especiales (ductilidad media, $Q=3$)

12.2.4.1 Alcance

Los marcos rígidos con armaduras especiales deben satisfacer los requisitos de esta sección.

Comentario:

Este sistema estructural se ha utilizado en la práctica debido a que evita la colocación de trabes soldadas o laminadas pesadas y de gran peralte y/o las que requieren ser importadas. Sin embargo, las soluciones implementadas no han tenido un buen desempeño ante demandas sísmicas en todos los casos (García & Tapia, 2019); por lo que es necesario que se cumplan los requisitos estipulados en este apartado para garantizar una respuesta dúctil y estable.

12.2.4.2 Bases de diseño

Se espera que los marcos rígidos con armaduras especiales diseñados de acuerdo con esta sección admitan deformaciones inelásticas significativas en un segmento especial de la armadura. Su uso se limita a separaciones entre columnas no mayores de 20 m, y el peralte total de la armadura no debe exceder de 1.80 m. Las columnas y las partes de la armadura fuera del segmento especial se diseñan para que permanezcan elásticas bajo las acciones generadas por el segmento especial plastificado y endurecido por deformación.

Comentario:

Los límites en la separación de las columnas y el peralte de la armadura establecen las características de los estudios analíticos y experimentales que sustentan las ecuaciones de diseño.

12.2.4.3 Análisis

Deben satisfacerse los requisitos siguientes.

12.2.4.3.1 Segmento especial

La resistencia requerida en cortante vertical del segmento especial se calcula con las combinaciones de carga aplicables.

Comentario:

Se ha demostrado que las armaduras sin segmento especial desarrollan un comportamiento histerético pobre con grandes y súbitas reducciones de resistencia y rigidez debido al pandeo y fractura de las diagonales. Esto resulta en una degradación histerética que se relaciona con distorsiones de entrepiso excesivas y redistribuciones de demandas hacia las columnas difíciles de prever durante el proceso de diseño (García & Tapia, 2019).

12.2.4.3.2 Segmentos no-especiales

La resistencia requerida de los miembros y conexiones que forman parte de los segmentos no especiales se calcula para las combinaciones de carga aplicables. Al determinar la fuerza sísmica, las fuerzas horizontales se toman como las fuerzas necesarias para desarrollar la resistencia esperada en cortante vertical en el centro del segmento especial, como se define en el inciso 12.2.4.5.2. Se incluyen los efectos de segundo orden correspondientes a las distorsiones máximas de diseño.

Comentario:

Los elementos y conexiones fuera del segmento especial deben tener la resistencia necesaria para la combinación factorizada de las cargas gravitacionales y la máxima resistencia esperada por cortante del segmento especial donde el cortante del mecanismo debe incluir el endurecimiento por deformación y la sobrerresistencia del material. Debido a que la respuesta inelástica se concentraría en el segmento especial, se prevé que la respuesta de los elementos en los segmentos no especiales permanezca en el intervalo elástico.

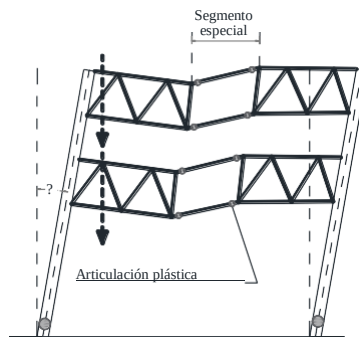


Figura C-12.2.1 Articulación de marco rígido con armadura especial.

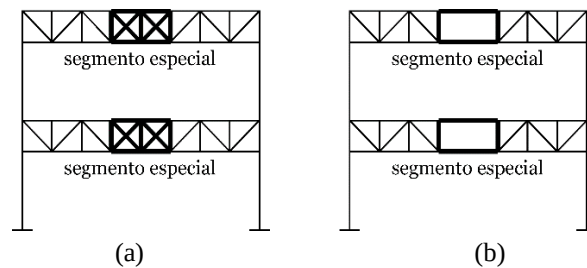


Figura 12.2.4 Marcos con armaduras especiales (a) segmento especial con diagonales en X, y (b) segmento especial tipo Vierendeel

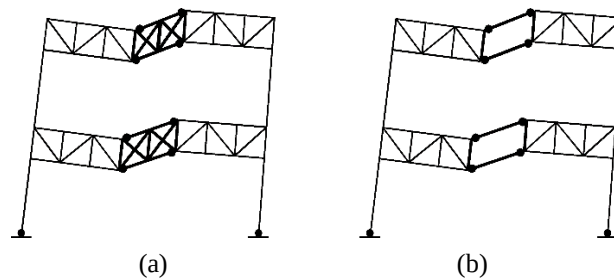


Figura 12.2.5 Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de marcos especiales con armaduras

12.2.4.4 Requisitos del sistema

12.2.4.4.1 Segmento especial

La armadura horizontal que forma parte del marco tiene un segmento especial, cuyo eje vertical central coincide con el de la armadura. La longitud de ese segmento está comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro. La relación longitud/peralte de cualquier tablero del segmento está comprendida entre 0.67 y 1.5.

Comentario:

Los criterios para marcos rígidos con armaduras especiales están limitados a las dimensiones y geometrías considerados en las investigaciones disponibles. (Chao & Subhash, 2008) Cuando no se cumplan los límites, el sistema debe diseñarse como marcos de ductilidad baja.

Todos los tableros del segmento especial serán tipo Vierendeel o con diagonales en X. No se permite una combinación de ellos, ni otro tipo de triangulación. Cuando se empleen tableros con diagonales, estarán separados por elementos verticales. Las diagonales se harán con barras planas laminadas de la misma sección, conectadas entre sí en los puntos de cruce. La resistencia requerida de la conexión será igual a 0.25 veces la resistencia nominal en tensión de las diagonales. No se permite el uso de conexiones atornilladas.

Comentario:

Se recomienda considerar la mitad de la longitud de la diagonal para determinar la resistencia a compresión en armaduras interconectadas con diagonales en X en el segmento especial.

Tampoco se permiten empalmes en las cuerdas de la armadura dentro del segmento especial, ni a menos de 0.5 veces la longitud del tablero, medida a partir de sus extremos.

La resistencia axial requerida en las diagonales del alma del segmento especial, correspondiente a las cargas muerta y viva aplicadas en la armadura, no excederá de $0.03F_y A_t$.

12.2.4.4.2 Soporte lateral para estabilidad de las armaduras

En los extremos del segmento especial, cada patín de los elementos que forman las cuerdas debe estar soportado lateralmente. La resistencia requerida del elemento de soporte lateral debe ser:

$$P_u = 0.06R_y F_y A_p \quad (12.2.9)$$

A_p área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial

Comentario:

El soporte lateral se requiere en la cuerda inferior y superior para estabilizar el segmento especial durante las demandas cíclicas impuestas por el sismo. Este requisito pretende evitar la inestabilidad por pandeo de la armadura en su conjunto.

12.2.4.4.3 Soporte lateral para estabilidad de las conexiones de la armadura y las columnas

Las columnas deben soportarse lateralmente en los niveles de las dos cuerdas de la armadura. Los elementos de soporte lateral tendrán una resistencia requerida igual a:

$$P_u = 0.02R_y P_{nc} \quad (12.2.10)$$

P_{nc} resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas.

12.2.4.5 Miembros**12.2.4.5.1 Segmento especial**

La resistencia disponible en cortante del segmento especial es igual a la suma de la resistencia disponible en cortante de los miembros de las cuerdas ocasionadas por la flexión en ellos, la correspondiente a la resistencia en tensión y 0.3 veces la resistencia en compresión disponible de los miembros diagonales, cuando los haya. Las cuerdas superior e inferior del segmento especial tendrán secciones iguales y proporcionarán al menos el 25 por ciento de la resistencia requerida en cortante vertical.

La resistencia disponible, $F_R P_n$, obtenida de acuerdo con el estado límite de fluencia en tensión, debe ser igual o mayor que 2.2 veces la resistencia requerida.

$$F_R = 0.9$$

$$P_n = F_y A_t \quad (12.2.11)$$

12.2.4.5.2 Resistencia esperada del segmento especial en cortante vertical

La resistencia esperada en cortante vertical en el punto medio del segmento especial es:

$$V_{ne} = \frac{3.60R_y M_{nc}}{L_s} + \frac{0.036EI_x L}{L_s^3} + R (P_{y_{nt}} + P_{nc}) \sin \alpha \quad (12.2.12)$$

I_x	momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X
L	claro de la armadura
L_s	longitud del segmento especial
M_{nc}	resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial
P_{nt}	resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
P_{nc}	resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial
α	ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal, en grados

Nota: En caso de que el segmento especial sea tipo Vierendeel, el tercer término de la ecuación 12.2.12 no se considera.

Comentario:

La ecuación 12.2.12 considera el esfuerzo de fluencia esperado, los efectos de endurecimiento por deformación en la fluencia de las diagonales y la articulación de las cuerdas del segmento especial para calcular la resistencia esperada en cortante vertical.

12.2.4.5.3 Límites de la relación ancho/espesor

Los miembros de las cuerdas y las diagonales del segmento especial deben satisfacer los límites establecidos en el inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad alta. La relación ancho/espesor de las barras diagonales no excederá de 2.5.

12.2.4.5.4 Cuerdas formadas por varios perfiles

La separación entre elementos de unión de las cuerdas formadas por varios perfiles no excederá de $0.04E r_y/F_y$.

r_y radio de giro de los componentes individuales respecto a su eje de menor momento de inercia.

Comentario:

Debido a que las cuerdas en el segmento especial están sujetas a grandes demandas de rotación en la articulación plástica se requiere que la separación esté limitada para evitar el pandeo lateral torsional de los elementos individuales. El mecanismo de colapso que rige el proceso de diseño de los marcos rígidos con armaduras considera la falla de la armadura en su conjunto, por lo que los requisitos pretenden evitar la falla de los elementos que la conforman.

12.2.4.5.5 Zonas protegidas

Son las regiones de los extremos de los miembros de las cuerdas del segmento especial. Deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

La zona protegida se extiende fuera del segmento especial una longitud igual a dos veces el peralte de la cuerda, medida desde la conexión con los miembros del alma.

También son zonas protegidas los miembros del alma del segmento especial, montantes y diagonales, en toda su longitud.

Comentario:

Las zonas protegidas en marcos rígidos con armaduras se establecen para las regiones donde se espera que se concentre la respuesta inelástica durante los eventos sísmicos intensos. Por esta razón, cualquier modificación en esa región puede cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural.

12.2.4.6 Conexiones

12.2.4.6.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

12.2.4.6.2 Conexiones de los elementos diagonales del alma del segmento especial

Las conexiones en los extremos de las diagonales del alma del segmento especial tendrán una resistencia no menor que la resistencia de fluencia esperada del miembro. La resistencia esperada de una diagonal es $R_y F_y A_t$.

12.2.4.6.3 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc} / H$

H altura de entrepiso

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_y Z_x$, de las columnas situadas arriba y debajo del empalme

Comentario:

La falla de la columna relacionaría la respuesta del sistema estructural con un mecanismo frágil e inestable.

12.2.5 Marcos rígidos con armaduras ordinarias (ductilidad baja, Q=2)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se emplean vigas de alma abierta (armaduras ordinarias) en marcos ordinarios. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables del inciso 12.2.3.

Puede adoptarse un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio.

Comentario:

Los marcos rígidos con armaduras ordinarias son capaces de desarrollar una magnitud reducida de deformación inelástica. Para compensar esa ductilidad limitada, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos rígidos con armaduras dúctiles.

Las armaduras ordinarias pueden emplearse como vigas en marcos rígidos de ductilidad baja, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo; esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna, F_{ye} . En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

a) 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 0.7. Al determinar cuáles elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

b) Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 veces la resistencia calculada de las cuerdas.

En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.3F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

Comentario:

Las columnas de marcos rígidos con armaduras ordinarias son propensas a colapsar bajo el efecto $P\Delta$ generado por la interacción del sismo con la carga vertical cuando la carga axial es grande, por lo que debe preverse este detalle en el proceso de diseño.

12.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad media ($Q=2$)

Nota: En este capítulo se incluyen las columnas aisladas, las estructuras formadas por un solo eje de columnas y los sistemas de marcos con columnas empotradas en la base y sin restricción al giro en el extremo superior.

12.2.6.1 Bases de diseño

Las columnas diseñadas con estas especificaciones tendrán una capacidad limitada de desplazamiento lateral inelástico, producido por flujo plástico en flexión. La aplicación del sistema se limita a estructuras con alturas no mayores de 10 m y condiciones de irregularidad limitadas.

Comentario:

Los sistemas conformados con columnas en voladizo tienen una redundancia estructural baja y una capacidad limitada de deformación inelástica; por esto, se clasifican como sistemas de ductilidad baja. En todos los casos, se diseñan para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico bajo.

12.2.6.2 Requisitos del sistema

12.2.6.2.1 Columnas

Las columnas se diseñan para las condiciones de carga obtenidas en el análisis. La resistencia axial en compresión requerida, P_u , no excederá del 15 por ciento de la de diseño para esas condiciones de carga.

Estas columnas son propensas a colapsar bajo el efecto $P\Delta$ generado por la interacción del sismo con la carga vertical, por lo que debe preverse este concepto en el diseño.

12.2.6.2.2 Arriostramiento de columnas

El arriostramiento cumplirá los mismos requisitos que el de las vigas de ductilidad intermedia (Inciso 12.1.2.3).

12.2.6.3 Miembros

12.2.6.3.1 Requisitos básicos

Las secciones transversales deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso o diámetro/grueso, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2.

Comentario:

Se especifica que cumplan los requisitos de miembros con ductilidad alta para evita la posibilidad de que se desarrolle inestabilidad por pandeo local en la zona de la articulación (base de las columnas), ya que, para este sistema estructural con poca redundancia, esa falla guiaría rápidamente a un mecanismo de colapso.

12.2.6.3.2 Patines de las columnas

En las zonas protegidas (Inciso 12.1.6) no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las columnas.

Comentario:

Los cambios en el área de los patines ocasionan una concentración de esfuerzos que podría guiar a la fractura.

12.2.6.3.3 Empalmes

Todos serán a tope con soldadura de penetración completa.

12.2.6.3.4 Zonas protegidas

La región de la base de la columna sometida a deformaciones inelásticas se considerará una zona protegida. Se supondrá que la longitud de esa región es igual a dos veces el peralte o el diámetro de la columna.

12.2.6.4 Conexiones

12.2.6.4.1 Soldaduras de demanda crítica

Las siguientes soldaduras se consideran como de demanda crítica.

- 1) Soldaduras a tope de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras de la columna con la placa base

12.2.6.4.2 Bases de las columnas

Se diseñarán de acuerdo con el Apéndice B.

Comentario:

La placa base de la columna debería ser capaz de soportar sin daño el momento esperado por la columna, incluyendo la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación. Esto es la aplicación de la filosofía del diseño por capacidad para la base de columna.

12.2.7 Columnas en voladizo de ductilidad baja ($Q=1.5$)

En el diseño de las columnas en voladizo de ductilidad baja, sólo es necesario cumplir los requisitos aplicables de los incisos 12.2.6.1 y 12.2.6.2.1.

Comentario:

El sistema de columnas en voladizo de ductilidad baja que no cumple los requisitos del inciso anterior es un sistema con una capacidad de deformación limitada y, por consiguiente, con una respuesta frágil. Por esto, en todos los casos se debe diseñar con un factor de comportamiento sísmico bajo, que obliga a incrementar las fuerzas laterales.

12.3 Marcos contraventeados

12.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos (ductilidad alta, $Q=4$)

Los marcos con contraventeos excéntricos (MCE) están compuestos por columnas, vigas y diagonales. Se distinguen de los marcos con contraventeos concéntricos en que cuando menos un extremo de cada diagonal se une a una viga de manera que las acciones en la diagonal se transmiten al resto de la estructura por fuerza cortante y flexión de un segmento corto de la viga, al que se da el nombre de eslabón dúctil (en adelante, simplemente eslabón), definido por la distancia horizontal entre los puntos de intersección de los ejes de las dos diagonales y el de la viga, o entre el punto de intersección de los ejes de la diagonal y la viga y el de la columna (figura 12.3.1).

Los elementos que constituyen los marcos con contraventeos excéntricos, columnas, vigas, diagonales y eslabones se diseñan de acuerdo con los requisitos indicados en esta sección.

Se utilizan también, con poca frecuencia, configuraciones como la de la figura 12.3.1 (e).

El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica, por flujo en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se mantienen básicamente en el intervalo elástico; las deformaciones inelásticas se concentran en el eslabón.

Se espera que los MCE diseñados con estas Normas proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

Nota: Es conveniente que los marcos que contienen los contraventeos excéntricos estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión; además, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes a los marcos contraventeados.

Se recomienda que el ángulo entre las diagonales y la horizontal esté comprendido entre 30 y 60 grados (figura 12.3.1; e longitud del eslabón).

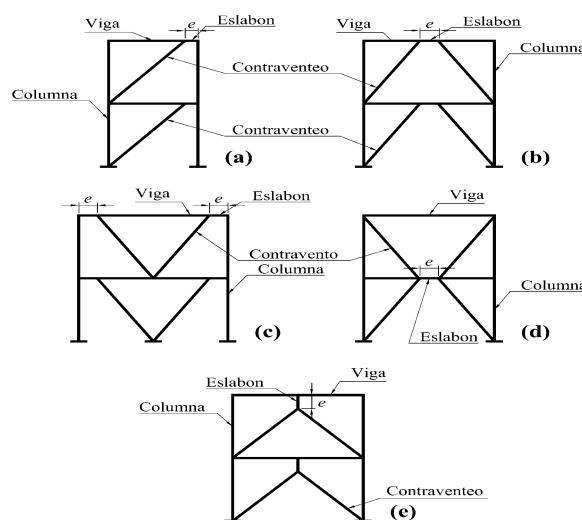


Figura 12.3.1 Configuraciones de marcos con contraventeos excéntricos

Comentario:

Es posible proponer que la sección transversal del eslabón sea diferente a la sección de la viga fuera del eslabón.

12.3.1.1 Análisis

La resistencia requerida de la estructura se determina con un análisis que incluye las combinaciones de fuerzas gravitacionales y sísmicas indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; el eslabón no debe sobredimensionarse, ya que las diagonales, columnas, vigas y conexiones fuera de él se diseñan para que resistan las acciones que les transmite el eslabón plastificado y endurecido por deformación. La resistencia al corte del eslabón se toma igual a R_y (Incisos 12.1.1) multiplicada por su resistencia nominal al corte, V_n (Incisos 12.3.1.3.1), y por 1.25 cuando la sección es I y 1.4 si es en cajón.

Comentario:

Debido a que las diagonales, vigas fuera del eslabón y columnas se diseñarían con la resistencia esperada del eslabón, por lo cual el eslabón debe diseñarse con las acciones de diseño. Los factores 1.25 y 1.4 para secciones I y cajón, respectivamente, representan el endurecimiento por deformación que desarrollaría el eslabón en el intervalo inelástico, lo que pretende garantizar que el eslabón tenga deformaciones inelásticas estables.

Se permiten las excepciones siguientes:

a) Para diseñar las vigas fuera del eslabón y las columnas de marcos de tres o más niveles se puede considerar el 90 por ciento de las fuerzas determinadas arriba.

Comentario:

Las columnas se deben diseñar aplicando la filosofía del diseño por capacidad a partir de la resistencia esperada por el eslabón estimada como $1.25R_y$ veces la resistencia nominal del enlace. Este procedimiento presupone que todos los eslabones fluirán al mismo tiempo a lo largo del sismo, lo que es posible que ocurra en edificios de pocos niveles. En cambio, la reducción del 90 por ciento pretende reconocer la baja probabilidad de que todos los eslabones fluyan al mismo tiempo en edificios altos durante un sismo (García & Tapia, 2019). Se recomienda considerar análisis no lineales como los que se explican en la sección 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, para tener una estimación más precisa de las demandas de diseño y evitar que las secciones queden sobradas.

b) Pueden despreciarse los momentos flexionantes producidos por los desplazamientos laterales debidos a sismo, pero deben considerarse los generados por fuerzas aplicadas en las columnas entre puntos con soporte lateral.

c) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas sea mayor que el más pequeño de los valores siguientes:

1) Las fuerzas hacia arriba correspondientes a la resistencia al volteo de la cimentación.

2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal efectuado como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.3.1.2 Requisitos básicos

Las secciones transversales de las columnas deben cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2.

Las diagonales y las vigas fuera del eslabón, deben tener secciones transversales que cumplan con las relaciones ancho/grueso, λ_{dm} , para miembros de ductilidad media definidas en la tabla 12.1.2.

Comentario:

Debido a que se espera que los marcos con contraventeo excéntrico tengan una respuesta dúctil, las secciones transversales deben cumplir las relaciones ancho/grueso para garantizar que el estado límite de pandeo local no domine la respuesta de los elementos cumpliendo los requisitos de la tabla 12.1.2.

12.3.1.3 Eslabones

Los eslabones deben tener las características siguientes:

1) Ser secciones tipo 1, laminadas o formadas por placas soldadas, o secciones armadas en cajón, que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad alta del inciso 12.1.7. No se permite utilizar secciones HSS como eslabones.

Excepción: se permite que los patines de los eslabones de sección I y longitud $e \leq 1.6M_p / V_p$ cumplan los requisitos de miembros de ductilidad media.

2) El alma o las almas estarán formadas por una sola placa; no se permiten placas adosadas a ella para reforzarlas, ni perforaciones.

3) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado no excederá de 345 MPa (3515 kg/cm²).

4) Cuando están formados por placas, el alma o almas se unen a los patines con soldaduras de penetración completa.

5) En secciones en cajón, el momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical, I_y , será mayor que dos tercios del momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal, $I_x(I_y > 2/3 I_x)$.

Comentario:

El refuerzo del eslabón mediante placas adosadas y/o las perforaciones no están permitidas ya que podrían afectar o modificar el comportamiento inelástico del eslabón. Teniendo en cuenta que las vigas fuera del enlace, contravientos y columnas están diseñados, a partir de la resistencia esperada del eslabón, un incremento en la capacidad del eslabón podría generar mecanismos de falla indeseados.

12.3.1.3.1 Resistencia en cortante del eslabón

Es igual a $F_R V_n$, donde:

1) Para fluencia en cortante del eslabón ($e \leq 2M_p / V_p$):

$$V_n = V_p$$

cuando $P_u / P_y \leq 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \quad (12.3.1)$$

cuando $P_u / P_y > 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^2} \quad (12.3.2)$$

Comentario:

El cortante nominal es la menor de las magnitudes calculadas con el cortante plástico resistente del eslabón (Ec. 12.3.1) y el doble del momento plástico de la sección del eslabón dividida entre la longitud del eslabón e (Ec. 12.3.3).

$$V_p = \frac{M_p}{e} = \frac{F_y Z_x}{e} \quad (\text{C-12.3.1})$$

La obtención de ambas ecuaciones se puede demostrar por estática asumiendo una igualdad de momentos en el extremo del elemento.

2) Para fluencia en flexión del eslabón ($e > 2M_p / V_p$) :

$$V_n = 2M_p e /$$

Cuando $P_u / P_y \leq 0.15$

$$M_p = F_y Z_x \quad (12.3.3)$$

cuando $P_u / P_y > 0.15$

$$M_p = 1.18 F_y Z_x \left[1 - (P_u / P_y) \right] \quad (12.3.4)$$

Comentario:

En los casos donde $P_u / P_y > 0.15$, el multiplicador que incluye la carga axial P_u en las ecuaciones 12.3.2 y 12.3.4 representa un factor de reducción de la capacidad del elemento dada la carga en compresión. Cuando la carga axial en el eslabón sea importante ($P_u / P_y > 0.15$), se recomienda modificar el ancho de la crujía o la longitud del eslabón para maximizar el porcentaje del cortante resistido por el marco (trabes y columnas) y disminuir la componente horizontal de la fuerza en el contraviento que ocasiona la fuerza axial en el eslabón. Por esta razón, se recomienda evitar ángulos menores a 40 grados entre el contraviento y la viga. Es posible encontrar una discusión más amplia en Del Rincón & Tapia (2018).

En las expresiones anteriores:

F_R	0.90
e	longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna
M_p	momento plástico del eslabón
V_p	cortante de plastificación del eslabón
P_y	$A F_y$
A	área total del eslabón
A_a	área del alma o almas del eslabón
	$(d - 2t_p)t_a$ para secciones I
	$2(d - 2t_p)t_a$ para secciones en cajón
P_u	fuerza axial de diseño
d	peralte del eslabón
t_a	espesor del alma o de las almas
t_p	espesor del patín o patines del eslabón

Nota: Previo a la plastificación del eslabón, este tendrá un comportamiento elástico similar al ilustrado en la figura 12.3.2.

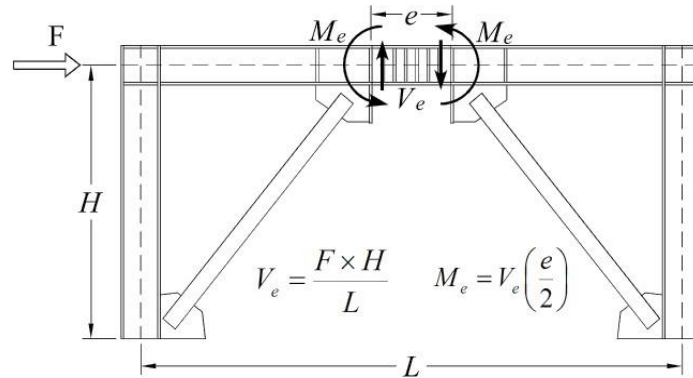


Figura 12.3.2 Comportamiento elástico del eslabón

12.3.2.1.1 Longitud del eslabón

Si $P_u/P_y > 0.15$ la longitud del eslabón está limitada por los valores siguientes:

cuando $\rho \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (12.3.5)$$

cuando $\rho > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho) \quad (12.3.6)$$

$$\rho = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_p}$$

V_u cortante de diseño

12.3.2.1.2 Ángulo de rotación del eslabón

El ángulo de rotación inelástica del eslabón, γ_p , es el ángulo entre su eje y los de la viga fuera de él (figura 12.3.3), cuando la distorsión total del entrepiso es igual a la de diseño; no debe exceder de los valores siguientes:

Comentario:

El ángulo de rotación total del eslabón γ_p se calcula tomando el desplazamiento relativo de un extremo del eslabón con respecto al otro y dividiéndolo entre su longitud. El cumplimiento de los siguientes límites asegura el comportamiento satisfactorio del eslabón ante demandas sísmicas severas.

0.08 radianes para eslabones de longitud $e \leq 1.6M_p/V_p$

0.02 radianes para eslabones de longitud $e \geq 2.6M_p/V_p$

Para longitudes comprendidas entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ se interpola linealmente.

Comentario:

En eslabones cortos ($e < 1.6M_p/V_p$) cuya fluencia es por cortante, la magnitud del ángulo de rotación plástico γ_p no debe exceder de 0.08 radianes; mientras que para eslabones largos ($e > 2.6M_p/V_p$) cuya fluencia es por flexión, la magnitud del ángulo de rotación plástico γ_p debe ser menor de 0.02 radianes. Para los límites del ángulo de rotación plástico aproximado en eslabones intermedios ($1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$) se debe determinar el ángulo considerando $\gamma_p = 0.176 - 0.06V_{pe}/M_p$. Es posible consultar una discusión más amplia en Tapia & García (2019).

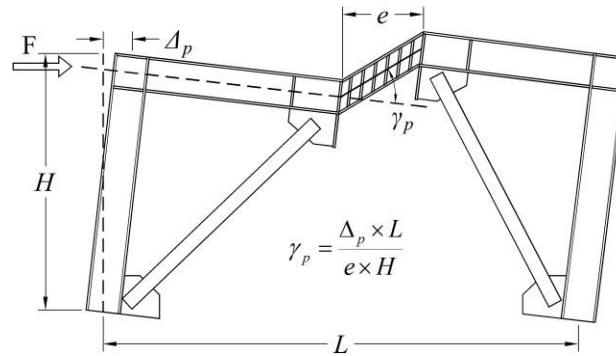


Figura 12.3.3 Giro del eslabón

Los eslabones cortos, que están regidos por la fluencia por cortante, transmiten momentos flexionantes menores hacia la viga en comparación los eslabones largos; esto podría representar una reducción en el tamaño de la sección de la viga. Otra forma de reducir esa demanda es proponer una sección del contraviento con una rigidez flexionante grande que reduzca la demanda por flexión que se transfiere a la viga. En ese caso, el contraviento debería ser diseñado para soportar la proporción del momento que se transfiera a ese elemento.

12.3.1.4 Atiesadores en los eslabones

12.3.1.4.1 Para secciones I

Comentario:

Un detallado adecuado del eslabón garantiza un comportamiento estable, dúctil y predecible ante demandas cíclicas.

a) Atiesadores en los extremos

Se colocarán atiesadores del peralte del alma en los dos lados del alma del eslabón y en los extremos de las diagonales que se unen con ellos. El ancho total de los dos atiesadores no será menor que $(b_p - 2t_a)$, y su espesor no menor que $0.75t_a$ ni que 10 mm; b_p y t_a son el ancho del patín y el espesor del alma del eslabón (en la figura 12.3.4S es la separación entre atiesadores y e la longitud del eslabón).

b) Atiesadores intermedios

Su separación será:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios con separaciones que no excederán de $30t_a - d/5$ para rotaciones del eslabón de 0.08 radianes, y de $52t_a - d/5$ para rotaciones de 0.02 radianes o menores.
- 2) En eslabones de longitud igual o mayor que $2.6M_p/V_p$ y menor que $5M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios a una distancia de cada extremo del eslabón igual a $1.5b_p$ (Figura 12.3.5).

3) En eslabones de longitud entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios que cumplirán los requisitos 1 y 2.

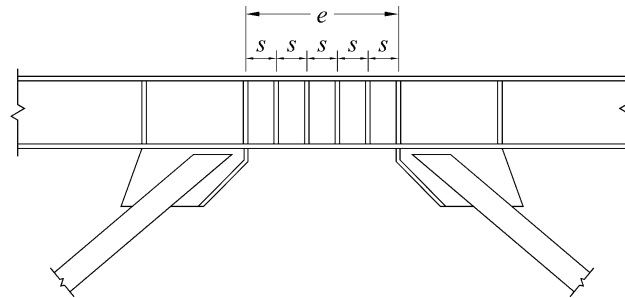


Figura 12.3.4 Atiesadores en el eslabón para $e \leq 1.6M_p/V_p$

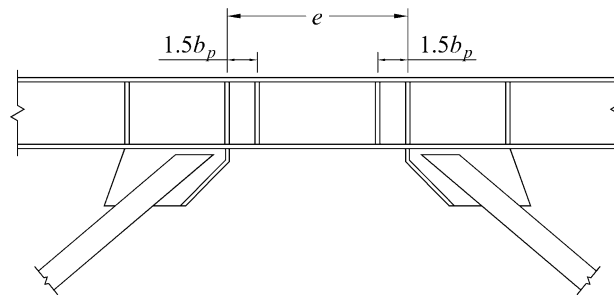


Figura 12.3.5 Atiesadores en eslabones para $2.6M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$

4) Cuando la longitud de los eslabones es mayor que $5M_p/V_p$ no se requieren atiesadores intermedios.

5) El peralte de los atiesadores debe ser igual al peralte total del alma.

6) Si el peralte de los eslabones es menor de 640 mm, los atiesadores se colocan en un solo lado del alma; su espesor no debe ser menor que el del alma del eslabón, t_a , ni que 10 mm, y su ancho igual o mayor que $b_p/2 - t_a$. En eslabones con peralte igual o mayor que 640 mm se requieren atiesadores en los dos lados del alma.

7) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan un atiesador con el alma del eslabón es $F_{yat}A_{at}$, donde A_{at} es el área de una sección transversal horizontal del atiesador y F_{yat} su esfuerzo de fluencia. La resistencia requerida de las soldaduras de filete que unen a un atiesador con cada patín del eslabón es $F_{yat}A_{at}/4$.

Comentario:

Los atiesadores en el alma y patines se deben detallar para evitar que se deposite soldadura en el área k del perfil del eslabón, pues se ha demostrado que puede generar fracturas en el alma y reducir su capacidad de rotación plástica.

12.3.1.4.2 Para secciones en cajón

En las conexiones de la diagonal se colocarán atiesadores de peralte completo en un lado de cada una de las almas del eslabón, los que pueden soldarse a la cara interior o exterior de las almas. El ancho de cada atiesador no será menor que $b/2$, donde b es el ancho interior del cajón, y su espesor no menor que $0.75t_a$ o 13 mm (figura 12.3.6).

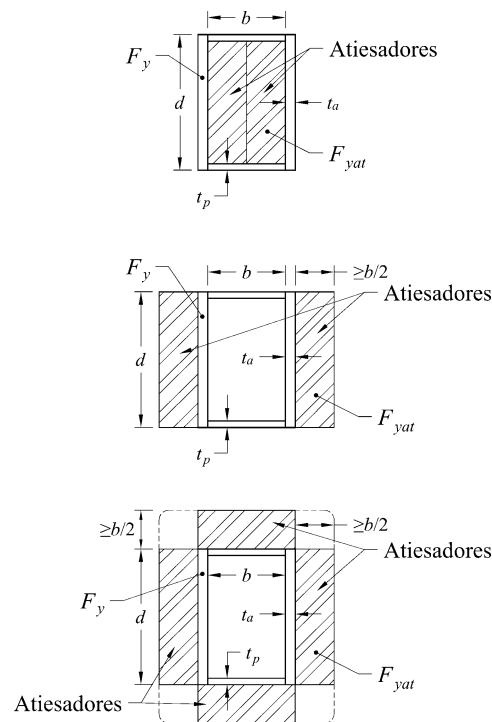


Figura 12.3.6Atiesadores en eslabones de sección en cajón

Deben colocarse, además, atiesadores intermedios, que cumplirán los requisitos siguientes:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$ y relación peralte/espesor del alma, h/t_a , mayor o igual que $0.64\sqrt{E/F_y}$, se requieren atiesadores de peralte total, colocados en un lado de cada alma. Las separaciones entre ellos no serán mayores que $20t_a - (d - 2t_p)/8$.
- 2) Los eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$, y relación peralte/ espesor del alma, h/t_a , menor que $0.64\sqrt{E/F_y}$ no requieren atiesadores intermedios.
- 3) Los eslabones de longitud mayor que $1.6M_p/V_p$ no requieren atiesadores intermedios. Los atiesadores intermedios deben ser de peralte completo, soldados al alma con soldaduras de filete que resistan una fuerza igual a $F_{yat} A_{at}$ donde A_{at} es el área de la sección transversal horizontal del atiesador.

Comentario:

La colocación de los atiesadores debe ayudar a que la respuesta del eslabón sea estable y predecible, puesto que el resto de los elementos se diseñaría a partir de la capacidad del eslabón, incluyendo los atiesadores.

12.3.1.5 Zonas protegidas

Los eslabones son zonas protegidas, que deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

Comentario:

Las zonas protegidas, como ya se ha mencionado, son las regiones en las que se prevé una incursión inelástica, predominantemente en el eslabón (aunque no limitativo). Cualquier adición

de elementos, subelementos y accesorios podría modificar la respuesta del eslabón, por lo que es deseable que las zonas protegidas estén claramente identificadas en los planos estructurales y en obra.

12.3.1.6 Conexiones

12.3.1.6.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- 2) Soldaduras de las uniones entre columnas y placas base.
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras en conexiones viga-columna.
- 4) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón a una columna, cuando el eslabón se forma junto a ella.

Comentario:

En pruebas experimentales se ha demostrado que en configuraciones con eslabones junto a la columna (como los mostrados en la figura 12.3.1a y 12.3.1c), se desarrolla una concentración de esfuerzos en el patín de la conexión. Por esto, se requiere que esas soldaduras también se consideren como de demanda crítica para evitar fracturas.

- 5) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón cuando este está formado por placas.

12.3.1.6.2 Conexiones eslabón-columna

Cuando el eslabón se conecta a una columna, se requiere que se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) Las conexiones deben ser rígidas para la transmisión de flexión.
- 2) Deben ser capaces de soportar una rotación al menos 20 por ciento mayor que la correspondiente al desplazamiento, Δ , del marco.
- 3) En eslabones de longitud $e \leq 1.6M_p/V_p$ la rotación deberá ser $\gamma_p \geq \pm 0.08 \text{ Rad}$.
- 4) En eslabones de longitud $e \geq 2.6M_p/V_p$ la rotación será $\gamma_p \geq \pm 0.02 \text{ Rad}$.

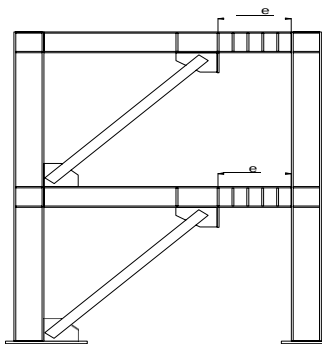


Figura 12.3.7 Conexión eslabón-columna

- 5) Para eslabones intermedios, con $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$, se interpola linealmente.
- 6) La resistencia en cortante de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual a la resistencia esperada del eslabón, $R_y V_n$.
- 7) La resistencia en flexión de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual al momento generado por el cortante nominal del eslabón multiplicado por R_y y por 1.25 para eslabones formados por secciones I y por 1.4 para secciones en cajón, es decir, $1.25R_y e V_p$, o $1.4R_y e V_p$.

Comentario:

Los requisitos de la conexión de una viga IR a la columna son equivalentes a los que se establecen para marcos rígidos de ductilidad alta. Sin embargo, las demandas de carga y deformación en la conexión eslabón a columna son substancialmente diferentes. Por esto, una conexión que califica para ser usada en marcos rígidos de ductilidad alta no necesariamente se comportaría adecuadamente para la conexión eslabón a columna. Se recomienda al diseñador ser cauteloso en la determinación de las demandas transferidas por el eslabón.

12.3.1.6.3 Conexiones viga-columna

Cuando una diagonal o placa de conexión se une simultáneamente a la columna y a la trabe, la conexión debe cumplir los requisitos siguientes:

- 1) Puede ser simple, capaz de desarrollar una rotación no menor de 0.025 radianes, o
- 2) Se diseña para que resista un momento igual al menor de los siguientes:
 - a) La capacidad en flexión esperada de la viga que corresponde a su momento plástico multiplicado por R_y y por 1.1, esto es, $1.1R_y M_p$.
 - b) El momento correspondiente a la suma de las capacidades esperadas en flexión de las columnas, multiplicadas por R_y y por 1.1, esto es, $\Sigma(1.1R_y F_y Z_c)$.

Comentario:

Estos requisitos tienen como objetivo evitar que la transferencia de las demandas de la trabe a la columna ocasione daño en la conexión. Por esta razón, los incisos de la sección 12.3.1.6.3 pretenden establecer condiciones de diseño que garanticen, mediante la aplicación del diseño por capacidad, que las conexiones permanezcan elásticas.

12.3.1.6.4 Conexión de las diagonales

Cuando se utilicen agujeros sobredimensionados se verificará el estado límite de deslizamiento de los tornillos, aplicando las combinaciones de cargas de diseño.

Si la conexión se diseña para que resista una porción del momento en el extremo del eslabón, se considerará completamente rígida, y se tendrán en cuenta la carga axial y la fuerza cortante.

Comentario:

Las conexiones semirrígidas son capaces de relajar la demanda debido a la deformación que pueden desarrollar, por esto, la condición completamente rígida representa el caso más conservador para el diseño de una conexión.

La intersección de los ejes centroidales de la diagonal y del eslabón debe estar en la terminación del eslabón o dentro de él.

Nota: Se acepta que la intersección esté fuera del eslabón, si el momento adicional en la viga se incluye en el diseño.

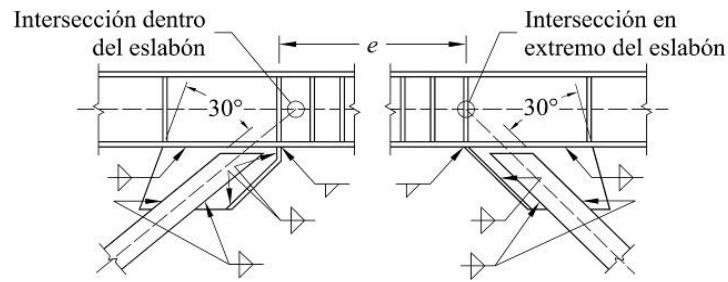


Figura 12.3.8 Soldaduras de diagonales a la viga

Comentario:

Cuando el punto de intersección de la línea de acción del contraviento y la línea de acción de la trabe está fuera del eslabón se origina un momento adicional que debe ser resistido por la viga. Entonces, es posible obtener secciones más ligeras para la viga cuando la intersección ocurre dentro del eslabón, ya que no se genera la demanda adicional

12.3.1.6.5 Empalmes de columnas.

Se deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.5.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc}/H_c$

H_c altura de la columna entre intersecciones con vigas

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_y Z_c$, de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

Comentario:

El objetivo de estos requisitos es el de evitar que el empalme de las columnas desarrolle una respuesta inelástica, puesto que se puede generar una zona débil con una consecuente respuesta frágil.

12.3.1.7 Soporte lateral del eslabón

Cuando sea de sección I, se proporcionará soporte lateral en los patines superior e inferior de sus extremos. El soporte lateral se diseñará para una fuerza del 6 por ciento de la resistencia de cada patín del eslabón ($0.06 R_y F_y Z/h_o$, donde h_o es la distancia entre los centroides de los patines).

Comentario:

La sección compuesta con la losa en el patín superior no es suficiente por sí sola para garantizar un arriostramiento lateral adecuado en el plano perpendicular al marco, por lo que se recomienda un arriostramiento con vigas transversales.

12.3.2 Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta (Q=4)

12.3.2.1 Bases del diseño

Esta sección se aplica a marcos provistos de contraventeos de fabricación especial, conectados concéntricamente con vigas y columnas. Se permiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, si se tienen en cuenta en el diseño las fuerzas adicionales y si no cambia la fuente esperada de deformación inelástica.

Se espera que los marcos con contravientos restringidos contra el pandeo (MCRP) diseñados de acuerdo con estas recomendaciones proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa, principalmente por fluencia, en tensión o compresión, de los contraventeos.

Comentario:

Los marcos restringidos contra el pandeo son una clase especial de marcos con contraventeo concéntrico, por lo que es deseable que las líneas de acción del contraviento, trabes y columnas intercepten en un punto con la mínima excentricidad. En los casos donde la excentricidad no sea despreciable, es necesario considerar los efectos adicionales durante el proceso de diseño.

12.3.2.2 Introducción

Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP), se componen de vigas, columnas y contraventeos concéntricos restringidos contra pandeo (CRP).

Los CRP están compuestos por un núcleo de acero confinado por una camisa de acero rellena con concreto o mortero de alta resistencia de contracción controlada, que restringe el pandeo del núcleo (figura 12.3.9). A diferencia de los contraventeos convencionales, los CRP se caracterizan por fluir indistintamente en tensión o compresión, con una elevada capacidad de disipación de energía por histéresis del material.

Los CRP se diseñan, prueban y detallan para que tengan capacidad suficiente de deformación inelástica. La deformación esperada es la debida a la deformación del marco por cargas gravitacionales más la mayor deformación debida por: a) dos veces la distorsión de entrepiso de diseño; o b) una distorsión de entrepiso del 2 por ciento de su altura.

Comentario:

Con el propósito de considerar el escenario donde se excedan los límites de la deformación esperada del entrepiso (incisos a y b), se recomienda que el diseñador considere: i) los efectos de la configuración y capacidades del contraviento restringido contra el pandeo en la potencial formación del mecanismo de fluencia de la estructura, ii) participe en la inspección de la fabricación del contraviento y iii) que involucre en el proceso de diseño a un fabricante de CRP reconocido con un programa de calidad certificado.

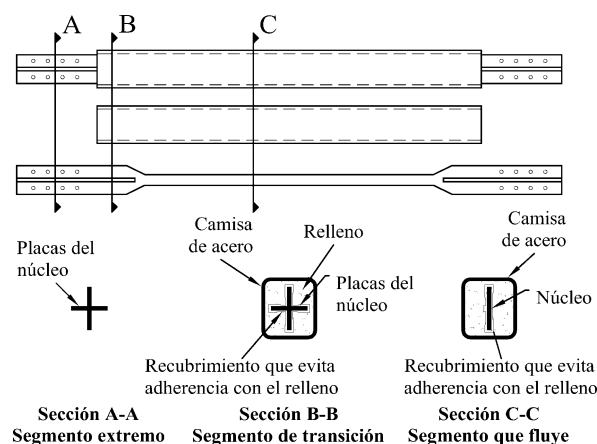


Figura 12.3.9 Componentes de un CRP

El diseño de los MCRP se realiza de manera que durante el sismo de diseño los CRP incursionen en el intervalo inelástico, en tensión o compresión, mientras que las vigas y columnas se conservan, básicamente, en el intervalo elástico; las deformaciones inelásticas se concentran, principalmente, en los CRP.

Comentario:

Los contravientos restringidos contra pandeo exhiben un comportamiento simétrico y estable ante fuerzas en tensión y compresión con deformaciones inelásticas significativas.

Nota: Es conveniente que los marcos que contienen los CRP estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión; así mismo, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes, producidas por viento o sismo, a los marcos contraventeados.

Se recomienda que los contravientos formen un ángulo θ comprendido entre 30 y 60 grados respecto a la horizontal (figura 12.3.10)

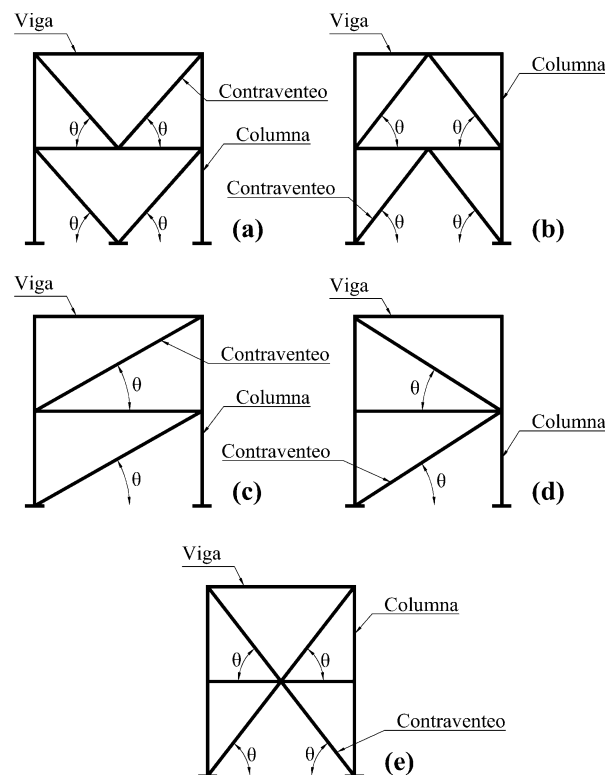


Figura 12.3.10 Configuraciones permitidas de contravientos concéntricos restringidos contra el pandeo: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X en dos niveles

Comentario:

Es posible considerar otras configuraciones a las que se muestran en la figura 12.3.10, puesto que no es una revisión exhaustiva ni limitativa. La única excepción es la configuración en K de la figura 12.3.18, la cual no está permitida en configuraciones de edificios en zonas sísmicas.

12.3.2.3 Análisis

Se considera que los CRP no resisten cargas gravitacionales, pues su función es únicamente la de resistir fuerzas laterales.

La resistencia requerida de vigas, columnas y conexiones se determina con las combinaciones de carga indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, afectadas por los factores de carga respectivos. En el cálculo de las fuerzas sísmicas, el efecto de las acciones horizontales se toma igual a las fuerzas desarrolladas en el miembro suponiendo que las fuerzas en los contraventeos corresponden, en todos los casos, a su resistencia de diseño ajustada en compresión o tensión.

Para determinar si los contraventeos trabajan en tensión o compresión se ignoran los efectos de las cargas gravitacionales.

La resistencia ajustada de los contraventeos en tensión o compresión es la que se indica en el inciso 12.3.2.4.1.

Se permiten las excepciones siguientes:

- 1) Pueden despreciarse las fuerzas de flexión resultantes de las distorsiones de entrepiso producidas por sismo. Deben considerarse los momentos resultantes de cargas aplicadas a las columnas entre puntos de soporte lateral.
- 2) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas exceda la menor de:
 - a) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación a fuerzas de tensión producidas por volteo
 - b) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

La deformación del contraventeo se determina de la porción inelástica de la distorsión de entrepiso de diseño, e incluye los efectos de la flexibilidad vertical de las vigas. De forma alternativa, esa deformación puede determinarse con un análisis no lineal acorde con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.3.2.3.1 Deformación de los contraventeos

La deformación de los CRP se obtiene con un análisis estructural que considere las combinaciones de carga adecuadas.

La deformación axial de un contraventeo, asociada con la distorsión elástica de entrepiso (Δ_x), se determina como sigue (figuras 12.3.11 y 12.3.12):

$$\delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{EA_n} \quad (12.3.7)$$

- δ_{bx} deformación axial elástica de la longitud efectiva de las diagonales
 P_{bx} fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
 L_{ysc} longitud efectiva de fluencia del núcleo de la diagonal (figura 12.3.11)
 A_n área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal

Para determinar la longitud efectiva de fluencia del núcleo deben restarse las longitudes de la zona común de columna y viga y las de las placas y otros elementos de conexión.

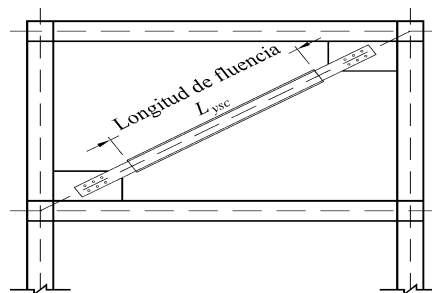


Figura 12.3.11 Longitud efectiva de fluencia de los CRP (L_{ysc})

Conocida δ_{bx} se determina la deformación axial de los CRP asociada a la distorsión de diseño (δ_{bm}).

$$\delta_{bm} = C_b \delta_{bx} \quad (12.3.8)$$

C_b factor de amplificación por deflexión ($C_b=5.0$)

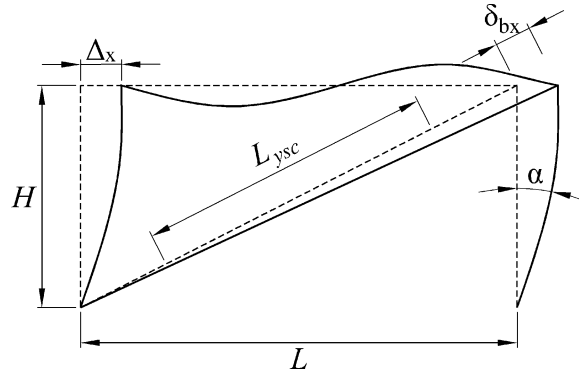


Figura 12.3.12 Deformación axial de los CRP

Una vez determinado el valor de δ_{bm} , se calcula la deformación unitaria del núcleo de acero, ϵ_{CRP} (ecuación 12.3.9), con la que se determinan los valores de ω y β requeridos para el cálculo de la resistencia.

$$\epsilon_{CRP} = \frac{2\delta_{bm}}{L_{sys}} \quad (12.3.9)$$

Comentario:

Los fabricantes de los CRP dan asesoría sobre la determinación de la deformación axial y los valores de w y b para el cálculo de la resistencia, a partir de las pruebas experimentales de los contravientos que tienen disponibles. Se sugiere involucrar a un fabricante reconocido con un programa de calidad certificado en el proceso de diseño.

12.3.2.4 Resistencia

La resistencia de los contravientos, que se calcula como sigue, debe justificarse con resultados certificados por el fabricante o con pruebas experimentales que garanticen la capacidad de los CRP. La curva bilineal que se muestra en la figura 13.3.13 representa el comportamiento de un contraviento.

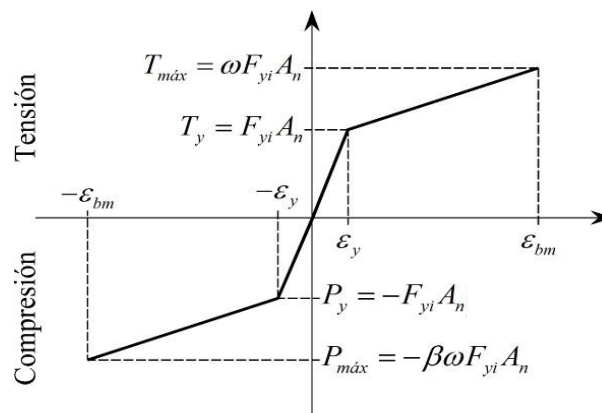


Figura 12.3.13 Curva idealizada fuerza desplazamiento de los CRP

12.3.2.4.1 Resistencia de fluencia de diseño de los contraventeos

Los núcleos de los CRP deben diseñarse para resistir la fuerza total que actúa en las diagonales (P_u). Las resistencias ajustadas de diseño en tensión y compresión son:

En tensión

$$\omega R_y F_{yi} A_n \quad (12.3.10)$$

En compresión

$$\beta \omega R_y F_{yi} A_n \quad (12.3.11)$$

- F_R factor de reducción de resistencia igual a 0.9
 F_{yi} valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo
 A_n área total de la sección transversal del núcleo
 β factor de ajuste de la resistencia en compresión ($\beta > 1.0$). Es proporcionado por el fabricante de los CRP
 ω factor de ajuste de endurecimiento por deformación ($\omega > 1.0$). Es proporcionado por el fabricante de los CRP

Comentario:

El factor de ajuste de endurecimiento por deformación ω , está relacionado con la fuerza en el contraviento determinada en la prueba experimental T_{max} y la resistencia de fluencia nominal $F_{yi} A_n$; esto es $\omega = T_{max} / F_{yi} A_n$, mientras que el factor de ajuste β establece la resistencia a compresión P_{max} como una proporción de la resistencia en tensión de la prueba experimental ($\beta = P_{max} / T_{max}$).

12.3.2.4.2 Resistencia máxima de diseño de los contraventeos

La resistencia máxima ajustada de diseño de las diagonales se ajusta con base en la información de las características de los CRP, así como de las demandas de carga axial, obtenidas del análisis estructural, asociadas con la distorsión de diseño máxima.

Las conexiones de los contraventeos y los miembros que concurren en los nudos deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas, basadas en la resistencia de diseño ajustada de las diagonales.

La resistencia máxima de diseño de las diagonales es:

En tensión

$$R_{Ta} = F_R \omega F_{yi} A_n \quad (12.3.12)$$

En compresión

$$R_{Ca} = F_R \beta \omega F_{yi} A_n \quad (12.3.13)$$

- F_R factor de reducción de la resistencia, igual a 0.9
 R_{Ca} resistencia máxima ajustada de diseño en compresión
 R_{Ta} resistencia máxima ajustada de diseño en tensión
 F_{yi} valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo
 ϵ_y deformación axial de fluencia del núcleo
 ϵ_{bm} deformación axial asociada a la distorsión de diseño de los contraventeos
 β y ω se definieron anteriormente

Comentario:

El valor mínimo garantizado de esfuerzo del material F_{yi} , se usa para determinar la fuerza total que actuará en el CRP. Sin embargo, aplicando la filosofía del diseño por capacidad, se debe emplear la resistencia esperada del contraviento $R_y F_{yi}$ en el diseño de las conexiones, las vigas y las columnas. Esto es, incluyendo las fuentes de sobrerresistencia, los factores de endurecimiento por deformación w y el ajuste de la resistencia en compresión b .

12.3.2.5 Requisitos del sistema**12.3.2.5.1 Marcos con contravientos en V y Vinvertida**

La resistencia requerida de las vigas a las que se unen los contravientos y de sus conexiones y miembros que las soportan se determina con base en las combinaciones de carga aplicables, suponiendo que los contravientos no proporcionan soporte para cargas gravitacionales. En combinaciones de carga que incluyen sismo, las fuerzas vertical y horizontal en la viga se calculan con las resistencias ajustadas de los contravientos, en tensión y compresión.

Las vigas deben ser continuas entre columnas y su contraviento lateral debe satisfacer los requisitos, para miembros de ductilidad media, del inciso 12.1.2.3.

Comentario:

Debido a que los contravientos restringidos contra el pandeo transfieren sus cargas directamente a la viga en las configuraciones de marcos con contravientos en V y V invertida, se debe asegurar que la viga tenga suficiente resistencia para soportar la respuesta inelástica de ambos CRP en tensión y compresión con una distorsión de entrepiso razonable. En el proceso de diseño, se necesitara asegurar que la viga es capaz de resistir la componente de descarga esperada del CRP. Por esto, se recomienda evitar vigas flexibles en estas configuraciones, que podrían generar mecanismos de falla indeseados. Asimismo, los posibles desequilibrios en las descargas de los contravientos a la viga se minimizarían si se hacen pocos cambios de sección transversal de los CRP a lo largo de la altura.

Como mínimo, debe soportarse lateralmente el punto de intersección de la viga y los contravientos.

12.3.2.5.2 Contravientos en K

Esta configuración no se permite porque puede afectar, desfavorablemente, el comportamiento de las columnas (figura 12.3.18).

12.3.2.5.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas incluyen el núcleo de acero de los contravientos y los elementos que lo conectan a las vigas y columnas; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

Comentario:

Las zonas protegidas son las regiones donde se prevén deformaciones inelásticas. Debido a que el núcleo del contraviento está recubierto (figura 12.3.9). Las zonas protegidas son predominantemente las conexiones del CPR a los elementos del marco. Es necesario que las zonas protegidas estén señaladas en los planos estructurales y en obra para evitar cualquier posible modificación de esa región.

12.3.2.6 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras en conexiones vigacolumna.

12.3.2.7 Conexiones

Las conexiones deben conservarse en el intervalo elástico para los niveles de fuerza asociados con la fluencia de los CRP; por lo que se diseñan para la fuerza máxima que puede esperarse que les transmita el contraventeo, multiplicada por 1.1.

12.3.2.7.1 Conexiones viga-columna

Cuando un contraventeo o placa de conexión se une a la viga y a la columna, el diseño de la conexión se hace conforme a:

- a) Si la conexión es simple, debe ser capaz de admitir una rotación de 0.025 rad; o,
- b) La conexión se diseña para resistir un momento igual al menor de:
 - 1) El momento resistente esperado de la viga, $R_y M_p$, multiplicado por 1.1.
 - 2) El momento correspondiente a la suma de las resistencias esperadas en flexión de las columnas, igual a $\Sigma(R_y F_y Z)$, multiplicada por 1.1.

El momento se considera en combinación con las resistencias requeridas de las conexiones de los contraventeos y de la viga y se incluyen, en su caso, las fuerzas amplificadas de los colectores del diafragma de piso.

Comentario:

Con estos requisitos se pretende que la respuesta inelástica se presente primero en el CRP, mientras que la conexión permanezca en el intervalo elástico. Los incisos de la sección 12.3.2.7.1 son las demandas de diseño de la conexión que garantizarían la respuesta dúctil del sistema en su conjunto.

12.3.2.7.2 Conexión de las diagonales

La resistencia requerida de las conexiones de los contraventeos en tensión o compresión (incluyendo las conexiones vigacolumna si son parte del sistema contraventeado) debe ser 1.1 veces la resistencia ajustada del contraventeo en compresión.

Si se utilizan conexiones atornilladas con agujeros sobredimensionados, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de los tornillos no tiene que ser mayor que el efecto de la carga, considerando las combinaciones requeridas, incluyendo las de efectos sísmicos.

12.3.2.7.3 Placas de conexión

En su diseño deben investigarse los posibles pandeos local o global.

12.3.2.7.4 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.5.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc} / H_c$

H_c altura de la columna entre intersecciones con vigas

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_c$, de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

Comentario:

La falla del empalme en una columna podría guiar a un mecanismo de colapso prematuro. Por esto, los requisitos de esta sección pretenden evitar el daño en el empalme colocándolo en la posición menos vulnerable y estableciendo las demandas de diseño.

12.3.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta (Q=3)

12.3.3.1 Diseño

Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos (MCC) formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto.

Comentario:

Los marcos con contraventeos concéntricos que satisfagan todos los requisitos de esta sección pueden ser diseñados con un factor comportamiento sísmico de hasta Q=3. No es posible diseñar marcos con un factor de comportamiento sísmico mayor debido a que la respuesta estaría regida por el desempeño de los contravientos ante pandeo global en compresión, la cual es una inestabilidad súbita.

Se considera que los marcos diseñados con las recomendaciones de esta sección pueden admitir deformaciones inelásticas importantes principalmente por pandeo de los contraventeos comprimidos y fluencia de los que trabajan en tensión.

Comentario:

Cuando los marcos con contraventeos concéntricos se diseñan con elementos que tienen una relación de esbeltez muy alta, la capacidad en compresión está muy limitada, de manera que los contravientos trabajarían sólo en tensión. A pesar de que estos pudieran tener una configuración de marcos con contraventeo concéntrico como las que se muestran en la figura 12.3.14; en ningún caso se consideran como sistemas dúctiles. Se discuten más detalles en la sección 12.3.5.

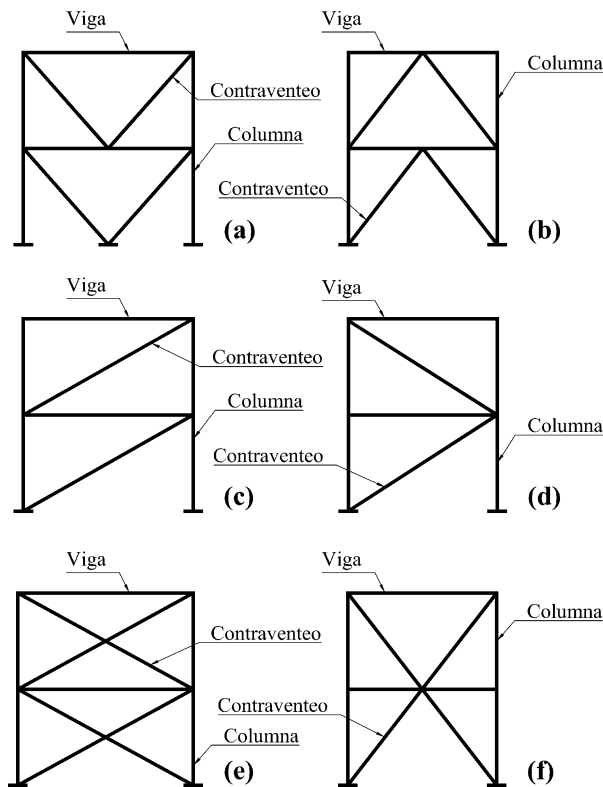


Figura 12.3.14 Configuraciones de contraventeos concéntricos: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X; f) en X en dos niveles

Comentario:

Las configuraciones de contravientos concéntricos mostradas en la figura 12.3.14 no es exhaustiva ni limitativa.

12.3.3.2 Análisis

La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones está basada en las combinaciones de carga aplicables. El valor de las fuerzas horizontales será el mayor de los obtenidos con los análisis siguientes:

- Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en tensión o en compresión.
- Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y los contraventeos comprimidos sus resistencias esperadas posteriores al pandeo.

Para determinar si los contraventeos trabajan en compresión o tensión no se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales. El análisis se hace en los dos sentidos en que pueden actuar las fuerzas sísmicas.

Comentario:

Los marcos con contravientos pueden ser dúctiles solo si se evita el pandeo prematuro de las vigas y las columnas. El diseño de los elementos y las conexiones se realizaría a partir de la plastificación de los contravientos conforme a los escenarios descritos en 12.3.3.2a y 12.3.3.2b.

12.3.3.3 Distribución de fuerzas laterales

Las diagonales deben colocarse en direcciones alternadas a lo largo de cualquier línea de contraventeo, de manera que para cualquier sentido de las fuerzas sísmicas paralelas a esa línea, cuando menos el 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento de la fuerza horizontal total a lo largo de la línea, sea resistida por contraventeos en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada contraventeo comprimido sea mayor que la requerida, correspondiente a la combinación de acciones de diseño. Para fines de este requisito, una línea de contraventeo se define como una línea única, o varias paralelas separadas no más del 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a ellas.

12.3.3.4 Diagonales de contraventeo

Su relación de esbeltez efectiva, KL/r , no será mayor que $4.0\sqrt{E/F_y}$.

Comentario:

Este límite pretende evitar que los contravientos se fracturen ante demandas cíclicas, limitar los efectos dinámicos y el desbalance de fuerzas en tensión y compresión, que se generan como consecuencia de usar elementos de contraventeo extremadamente esbeltos, es decir, con relaciones de esbeltez altas.

En contraventeos formados por varios perfiles, la relación de esbeltez entre conectores de los elementos que los conforman no será mayor que la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado completo. La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada contraventeo. En el cuarto central del contraventeo no se colocarán esos elementos.

El área neta efectiva de las diagonales no debe ser menor que su área total. Las diagonales con agujeros o ranuras se refuerzan para que se cumpla esta condición.

12.3.3.5 Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas.

En los contraventeos en tensión, $P = R_y F_y A_t$, y en los comprimidos, $P = 0.3R_c$. Se toma la fuerza que produzca el valor más desfavorable para el diseño del elemento que recibe la diagonal (columna, placa de conexión, etc.).

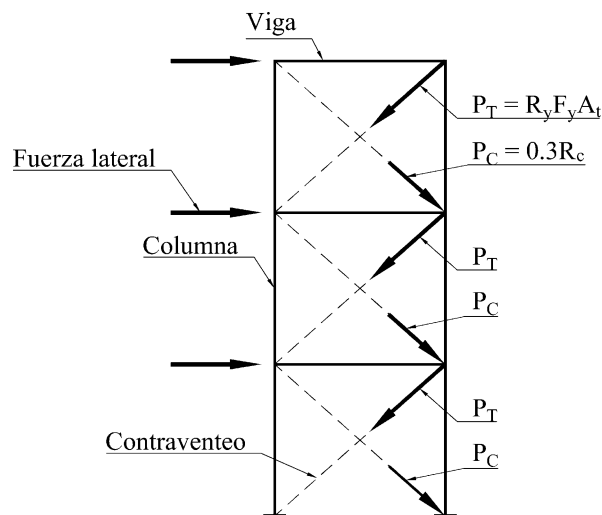


Figura 12.3.15 Fuerza máxima que producen los contraventeos en tensión y en compresión

Comentario:

La magnitud $P_c=0.3R_c$ representa la resistencia residual del contraviento después del pandeo global en compresión. La magnitud se ha establecido, a partir de pruebas experimentales y es aceptada por la comunidad internacional.

12.3.3.5.1 Resistencia**12.3.3.5.2 Diagonales de contraventeo**

La resistencia esperada en tensión, R_t , de un contraventeo es $R_y F_y A_t$.

La resistencia esperada en compresión, R_c , de un contraventeo es igual a la menor de las cantidades $R_y F_y A_t$ y $1.14 F_n A_t$, donde F_n se calcula como se indica en el Capítulo 5, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes F_y por $R_y F_y$.

La resistencia posterior al pandeo es, como máximo, igual a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

Comentario:

La resistencia de los contravientos se determina tomando en cuenta la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación plástica, siguiendo la filosofía del diseño por capacidad.

12.3.3.5.3 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Deberán minimizarse las excentricidades en las conexiones de los contraventeos; en caso de haber excentricidades sus efectos deberán ser considerados en el análisis y en el diseño. La excentricidad máxima permitida será igual a la mitad del peralte de la viga a la que se une la diagonal. Sin embargo, puede aumentarse hasta el peralte completo si no cambia la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

Comentario:

Debido a que los marcos con contravientos pueden estar sujetos a distorsiones inelásticas significativas, es necesario garantizar que las placas de conexión sean capaces de desarrollar las rotaciones asociadas sin fractura. Estos criterios pretenden generar un mecanismo de columna fuerte viga débil contraviento más débil con conexiones que permanezcan en el intervalo elástico sin daño. Es posible encontrar una mayor discusión sobre el procedimiento de diseño de las placas de conexión para contravientos en Astaneh-Asl et al. (2006).

La resistencia de las conexiones será la indicada en los siguientes incisos.

a) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de:

1) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo, igual a $R_y F_y A_t$.

2) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo.

b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (inciso 4.2b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (inciso 10.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en el inciso 12.3.3.5.2a.

c) Resistencia en compresión. La resistencia de diseño en compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en un estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida en compresión definida en el inciso 12.3.3.5.2 tomando en cuenta en el cálculo de F_n el esfuerzo de fluencia esperado, $R_y F_y$.

d) Resistencia en flexión. La resistencia de diseño en flexión de la conexión en la dirección en que se pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por 1.1, $(1.1 R_y M_p)$.

- e) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo.
- f) Su geometría debe cumplir el requisito indicado en la figura 12.3.16.
- g) No debe utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión.

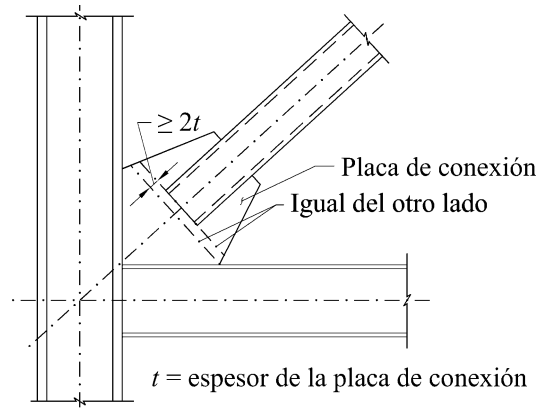


Figura 12.3.16 Geometría requerida de la placa de conexión

Comentario:

En la geometría requerida se distingue una línea de doblez de longitud mínima de dos veces el espesor de la placa. La línea de doblez se mide desde el extremo del contraviento hasta la línea perpendicular donde la placa está restringida a rotar. Cuando se consideren configuraciones con el pandeo del contraviento en el plano del marco sería necesario hacer los ajustes geométricos necesarios.

12.3.3.5.4 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.5.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc} \frac{H}{I_c}$

Comentario:

Es necesario que los empalmes tengan la resistencia necesaria para soportar la incursión inelástica después del pandeo y fluencia de los contravientos. Con estos requisitos se pretende evitar una acumulación de daño que genere un colapso prematuro por la inestabilidad de las columnas en los empalmes. Por esto, se incluyen criterios para localizar la posición recomendada de los empalmes y las demandas de diseño.

12.3.3.6 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

Las vigas a las que se unen los contravientos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

Comentario:

El comportamiento que se esperaría de marcos con contravientos dúctiles es que después del pandeo del contraviento en compresión, el contraviento en tensión siga soportando carga hasta

la fluencia. Esto crea un desbalance de fuerzas que debería ser resistido por las trabes en marcos con contravientos en V y en V invertida (chevrón) como se muestra en la figura 12.3.17. En consecuencia, esta configuración de contravientos requeriría requisitos adicionales para las trabes, conexiones y elementos de soporte. Este efecto de descarga no ocurre en otras configuraciones (por ejemplo, en los incisos c, d y e de la figura 12.3.14), puesto que el desequilibrio ocurre en los nodos de conexión de trabes y columnas.

1) Ser continuas entre columnas

2) Resistir los efectos de todas las cargas gravitacionales tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe

Comentario:

La trabe debe ser capaz de resolver la bajada de las cargas gravitacionales en caso de daño grave o fractura del contraviento.

3) Resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a $R_y P_y$ en la diagonal en tensión y máxima de $0.3R_c$ en la comprimida

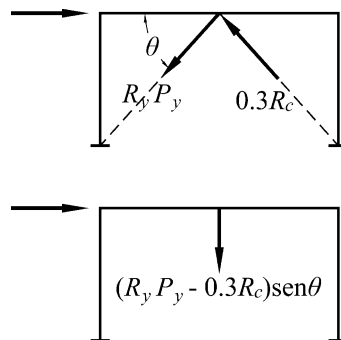


Figura 12.3.17 Fuerzas máximas estimadas en los contravientos en –Vl invertida

Comentario:

La magnitud máxima en compresión igual a $0.3R_c$ supone que el contraviento tuvo pandeo global y que su resistencia residual post-pandeo tiene esa magnitud. Este escenario pretende establecer el mayor desequilibrio como demanda de diseño de la trabe.

4) Soportarse lateralmente para que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad media

5) Como mínimo, los patines superior e inferior de las vigas deben soportarse lateralmente en el punto de intersección de los contravientos, con un elemento que soporte una fuerza lateral no menor que el dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual al producto de su área por F_y , a menos que el miembro tenga resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre los puntos restringidos adyacentes.

En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar diagonales en –Kl, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna (figura 12.3.18).

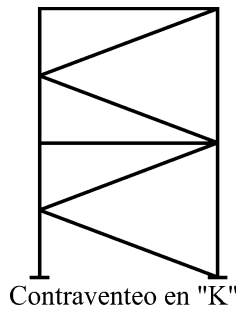


Figura 12.3.18 Configuración de contraventeo en Knopermitida

Comentario:

La respuesta ante demandas laterales de los contravientos crea un desbalance de fuerzas desfavorable en las columnas de marcos con contravientos en K, que contribuye a la falla de las columnas.

12.3.3.7 Zonas protegidas

Las zonas protegidas son:

- 1) El cuarto central de los contraventeos
- 2) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte del contraventeo en esa zona
- 3) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas

Las zonas protegidas deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

Comentario:

En contravientos en cruz, la zona protegida adyacente a la conexión se debe considerar en los extremos de la cruz y en la unión central de ambos contravientos.

12.3.3.8 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras en conexiones viga columna.

Comentario:

La soldadura de demanda crítica incluye, los empalmes de columnas debido a que los puntos de inflexión en la columna podrían moverse a lo largo de un sismo intenso y no pueden predecirse desde el proceso de diseño.

12.3.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2$)

Las diagonales de contraventeo pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, bajo la acción de eventos sísmicos intensos, mientras admiten deformaciones inelásticas moderadas en ellas y sus conexiones.

Comentario:

Cuando la estructura no sea capaz de desarrollar grandes deformaciones inelásticas sin daño excesivo ni garantizar que no se fracture el contraviento o su conexión es necesario analizarla como marcos con contravientos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2.0$). Los marcos rígidos con contravientos concéntricos de ductilidad baja son capaces de desarrollar una magnitud reducida de deformación inelástica. Para compensar esa ductilidad limitada, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos con contravientos concéntricos de ductilidad alta.

12.3.4.1 Diseño

Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos, formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto. Sin embargo, se admiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, siempre que en el diseño se consideren las fuerzas resultantes en los miembros y las conexiones, y no cambie la fuente de suministro de capacidad de deformación inelástica.

12.3.4.2 Análisis

Como se esperan demandas inelásticas limitadas, basta realizar el análisis como se indica en 12.3.3.2.

12.3.4.3 Requisitos del sistema

Marcos con contraventeos en V o V invertida.

Las vigas deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Ser continuas en la conexión con los contraventeos que están alejados de la conexión viga columna.
- 2) Su resistencia de diseño se obtiene suponiendo que los contraventeos no proporcionan apoyo para las cargas muertas y vivas.

Comentario:

Aunque la ductilidad global del sistema sea limitada, la trabe debe ser capaz de resolver la trayectoria de cargas gravitacionales, aún si el contraviento tiene daño grave o fractura ante los ciclos histeréticos.

En las combinaciones que incluyen sismo sus efectos se obtienen como sigue:

- a) Las fuerzas en contraventeos en tensión tendrán el menor de los valores siguientes:
 - i) Su resistencia esperada de fluencia, $R_y F_y A_t$
 - ii) Los valores de diseño obtenidos del análisis
 - iii) La fuerza máxima que pueda ser desarrollada por el sistema
- b) Las fuerzas en las diagonales comprimidas se supondrán iguales a $0.3R_c$.

3) Se proporcionará restricción lateral, como mínimo, en los puntos de intersección de los contraventeos, a menos que tengan resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre puntos restringidos adyacentes.

12.3.4.4 Diagonales de contraventeo

Las diagonales deben satisfacer los requisitos que siguen:

- a) Las relaciones ancho/grueso deben satisfacer los valores para miembros de ductilidad media definidos en la tabla 12.1.2
- b) Tener una relación de esbeltez efectiva, KL/r , no mayor que $4.0 \sqrt{E/F_y}$

Comentario:

Es necesario que el contraviento sea robusto para que la diferencia entre la resistencia en tensión y compresión sea lo más reducida posible y, al mismo tiempo, minimizar posibles efectos dinámicos de su respuesta ante demandas laterales.

c) La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada diagonal. En el cuarto central de la diagonal no se colocarán elementos de sujeción

No se permiten contraventeos en K.

Comentario:

La configuración en K se muestra en la figura 12.3.18.

12.3.4.5 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Se cumplirán los requisitos indicados en el inciso 12.3.5.3.

12.3.5 Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión (ductilidad baja, $Q=1$)

Comentario:

Estos sistemas no podrían considerarse dúctiles en ningún caso, debido a que sus ciclos de histéresis son cortos. El hecho que se diseñen con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=1$, es una forma de garantizar que permanecerán en el rango elástico.

Cuando la rigidez lateral de los marcos es proporcionada únicamente por diagonales de relación de esbeltez que sobrepasa los límites indicados en el inciso 2.3.2, se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario ($Q=1$), y se supone que la diagonal en tensión resiste toda la fuerza sísmica.

Nota: Lo anterior se debe a que las diagonales no pueden completar el ciclo histerético, por lo que la estructura tiene muy poca capacidad de disipación de energía, además de generar deformaciones permanentes, por lo que se debe garantizar un comportamiento elástico ante acciones sísmicas.

El análisis debe ser elástico lineal, teniendo en cuenta que las diagonales no resisten compresiones.

Comentario:

Debido a que los contravientos de este sistema estructural tienen relaciones de esbeltez grandes, la capacidad a compresión es tan limitada que se supondría despreciable en el proceso de diseño.

Los elementos estructurales se diseñan siguiendo las especificaciones de los capítulos 5 a 8, y las distorsiones máximas se limitarán a los valores indicados en la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.3.6 Contraventeos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento

En estructuras de un piso, cuyo diseño quede regido por viento, se permite utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

Nota: El requisito anterior es aplicable a estructuras de un piso, con cubierta ligera, como las que se emplean, con frecuencia, en fábricas, bodegas, y otras instalaciones semejantes.

12.4 Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, $Q=4$)

12.4.1 Bases de diseño

Esta sección se aplica a marcos que tienen placas de acero delgadas conectadas a las vigas y a las columnas, en algunos de los tableros que los forman.

Comentario:

Las proporciones más estudiadas en marcos con tableros de placa dúctiles se limitan a relaciones de aspecto entre $0.8 < L/h < 2.5$ (figura C-12.4.1). Conforme se incrementa la proporción L/h se requeriría progresivamente un elemento horizontal de borde (EHB) más grande, esto cuando se aplican los principios del diseño por capacidad.

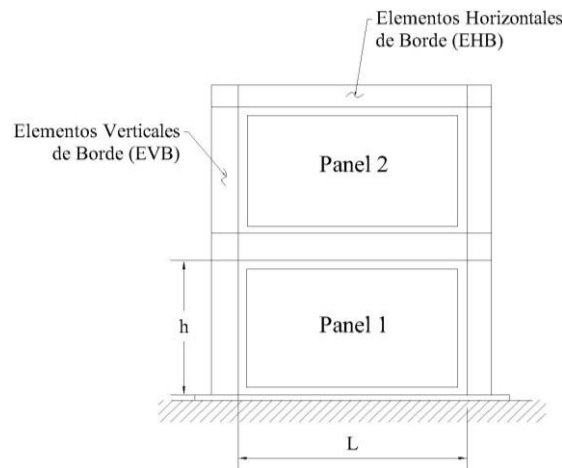


Figura C-12.4.1 Configuración de marcos con tableros de placas dúctiles.

Se espera que los marcos con tableros de placadúctiles (TPD) diseñados siguiendo estas Normas tendrán una capacidad de deformación inelástica significativa, obtenida principalmente por fluencia de la placa y por formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos horizontales de borde (EHB).

Comentario:

La fluencia del alma ocurre desarrollando un campo de tensión en un ángulo cercano a 45 grados respecto a la vertical y el pandeo de la placa se presentaría en dirección ortogonal.

12.4.2 Análisis

Se considerará que las placas de los TPD no resisten cargas gravitacionales. En lo que sigue se utilizan las palabras –placas o –almas–.

La resistencia requerida de los elementos de borde, horizontales y verticales, y de las conexiones de las placas, se obtendrá de las combinaciones de carga indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para determinar las fuerzas sísmicas se hará un análisis en el que se supondrá que

todas las almas resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en tensión con un ángulo α , de acuerdo con lo establecido en el inciso 12.4.4.2, y que los EHB resisten, en cada extremo, fuerzas debidas a flexión, iguales a $1.1R_y M_p$. Se supone que las almas trabajan en tensión, despreciando los efectos de las cargas gravitacionales.

El esfuerzo de fluencia esperado en el alma se tomará igual a $R_y F_y$. Si se emplean tableros perforados, el esfuerzo efectivo de tensión esperado se obtendrá de acuerdo con el inciso 12.4.6.

Comentario:

Los componentes verticales del campo de tensión están anclados a elementos horizontales de borde (EHB) en el panel superior y en el panel inferior. Los elementos EHB deben tener la resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la fluencia completa por tensión en todo el ancho del panel.

12.4.3 Requisitos del sistema

12.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)

Los elementos verticales de borde (EVB) tendrán un momento de inercia alrededor de un eje perpendicular al plano del alma, I_v , no menor de $0.0031 t_a h^4 / L$. El momento de inercia de los elementos horizontales de borde (EHB), en el mismo plano, I_h , no será menor que $0.0031 L^4 / h$ veces la diferencia del espesor de las placas del alma encima y debajo de ellos.

I_v momento de inercia de un EHB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma

I_h momento de inercia de un EVB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma

L distancia entre ejes de los EVB

H distancia entre ejes de los EHB

t_a espesor del alma

12.4.3.2 Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB

Se deben satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.5 para la relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB, sin considerar los efectos en las almas.

Comentario:

Este requisito pretende asegurar que las columnas tengan una resistencia mayor que las trabes para favorecer la estabilidad del sistema.

12.4.3.3 Contraventeo

Los EHB se contraventearán para que satisfagan los requisitos del inciso 12.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

12.4.3.4 Aberturas en el alma

Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total del panel, a menos que se permita su ausencia de acuerdo con el inciso 12.4.6, o que se demuestre, experimental o analíticamente, que no son necesarios.

12.4.4 Miembros

12.4.4.1 Requisitos básicos

Los EHB, los EVB y los elementos de borde intermedios, deben satisfacer los requisitos de la sección 12.1 para miembros de ductilidad alta.

Comentario:

Debido a que las altas demandas de respuesta inelástica del tablero con placa dúctil se transmiten a los elementos EHB, EVB y elementos de bordes intermedios, se debe garantizar que éstos serían capaces de desarrollar una respuesta estable.

12.4.4.2 Almas

La resistencia de diseño en cortante del panel, $F_R V_n$, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina con las expresiones siguientes:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \sin 2\alpha \quad (12.4.1)$$

$$F_R = 0.90$$

L_{pc} distancia libre entre los patines de los EVB

t_a espesor del alma

α ángulo de fluencia del alma, en grados, medido con respecto a la vertical. El ángulo α se puede tomar igual a 40 grados o calcularse con la expresión:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_a L}{2A_c}}{1 + t_a h \left(\frac{1}{A_v} + \frac{2A_c}{360 I L} \right)} \quad (12.4.2)$$

A_v área de la sección transversal de un EHB

A_c área de la sección transversal en un EVB

Nota: Las fuerzas cortantes laterales son resistidas por campos de tensión diagonal que se desarrollan en las almas, en la dirección α definida por la ecuación 12.4.2. Cuando los elementos de borde de un panel de alma no son idénticos, en esa ecuación puede tomarse A_v igual al promedio de las áreas de los dos EHB, y los promedios de las áreas y de los momentos de inercia para los EVB.

La resistencia en cortante plástico se determina dividiendo, para fines de análisis, cada panel de alma en un mínimo de 10 franjas, de anchos iguales, supuestas articuladas en los dos extremos, con la inclinación definida por el ángulo α .

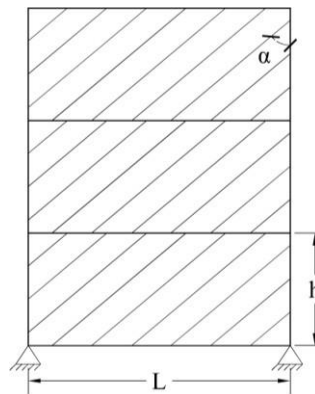


Figura 12.4.1 Modelo de franjas en unas placas de un TPD

12.4.4.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas de un tablero de placa dúctil deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1. Incluyen las partes siguientes:

- 1) Almas de los tableros.
- 2) Elementos que unen las almas con los elementos verticales y horizontales de borde.
- 3) Las zonas en las que se forman las articulaciones plásticas en cada extremo de los EHB, en una región que abarca desde el paño de la columna hasta una distancia igual a un peralte de la trabe, o como se especifique en el inciso 12.1.6.1.

Comentario:

Se esperaría que los marcos con tableros de placas dúctiles y sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas, por lo que sus componentes deben ser identificadas como zonas protegidas. Es deseable que las zonas rígidas estén identificadas en los planos estructurales y en obra.

12.4.5 Conexiones

12.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales

Comentario:

Las soldaduras de demanda crítica son equivalentes a las que se requieren en marcos rígidos dúctiles.

12.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB

Deben satisfacerse los requisitos del inciso 12.2.3.5.

- 1) Resistencia requerida

La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para obtener la carga sísmica se sumarán el cortante de la resistencia a flexión de la viga, V_{fv} (ecuación 12.2.8), y el cortante resultante de la resistencia esperada de fluencia en tensión diagonal del alma, con una inclinación dada por el ángulo α .

Comentario:

Las conexiones entre EVB y EHB deberían ser capaces de desarrollar una resistencia plástica definida por el EHB cuando se sigue la filosofía de diseño por capacidad. En el proceso, se espera que se desarrollen articulaciones plásticas en los extremos del EHB, tal que el resto de los elementos deben ser diseñados con su resistencia esperada.

- 2) Zonas de panel (zona común de viga y columna)

La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos del inciso 12.2.1.7.

12.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde

La resistencia requerida de las conexiones del alma a los elementos de borde verticales y horizontales que la rodean será igual a la resistencia de fluencia en tensión del alma calculada con el ángulo α .

Comentario:

El diseño de la conexión del alma a los elementos de borde debe anticipar la posibilidad de fluencia de la placa del alma. La conexión debe diseñarse con la resistencia esperada del alma considerando un mecanismo con fluencia del alma, desarrollando un campo de tensión y el pandeo de la placa en compresión.

12.4.5.4 Empalmes de columnas

Los empalmes cumplirán los requisitos del inciso 12.1.5. Cuando se empleen soldaduras, serán de penetración completa.

Se diseñarán para resistir, al menos, el 50 por ciento de la menor resistencia en flexión disponible de los miembros conectados. La resistencia requerida en cortante, V_u , se obtendrá como se indica en el inciso 12.1.5.3.

12.4.6 Almas perforadas

12.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular

Nota: Las almas perforadas constituyen un caso especial en el que una distribución adecuada de perforaciones permite el paso de instalaciones, y puede utilizarse para reducir la resistencia y rigidez del muro de placa a los niveles requeridos en el diseño, cuando las placas resultan excesivamente delgadas. En la figura 12.4.2 se muestra una distribución de agujeros típica.

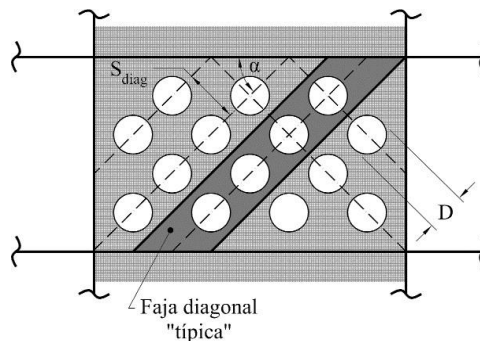


Figura 12.4.2 Detalle esquemático de una placa perforada y una faja diagonal típica

Si en el diseño de edificios de altura baja a media se emplean placas de acero laminadas en caliente, es posible que las de menor grueso disponible ocasionen en el panel del alma fuerzas mucho mayores que las necesarias, con el consiguiente aumento de las acciones sobre los EVB y los EHB, y un sistema más caro de lo necesario, lo que puede mejorarse utilizando placas perforadas.

Se permite hacer perforaciones en la placa de alma siguiendo los lineamientos de esta sección. Los agujeros se distribuirán de manera regular, serán circulares y del mismo diámetro, y se harán en toda el área del alma, colocados sobre diagonales con el mismo ángulo de inclinación respecto a la vertical. Los bordes de los agujeros tendrán una rugosidad no mayor que 13 micras.

12.4.6.1.1 Resistencia

La resistencia de diseño en cortante del alma del tablero, $F_R V_n$, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante en un alma perforada, se obtiene con la expresión:

$$V = 0.42 F_y t L \left(1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \quad (12.4.3)$$

$$F_R = 0.9$$

D diámetro de los agujeros

L_{pc} distancia libre entre los patines de los EVB

S_{diag} distancia mínima entre centros de agujeros

t_a espesor del alma

Comentario:

La ecuación 12.4.3 está derivada considerando que los agujeros están alineados en una diagonal a 45 grados desde la horizontal, ya que es la configuración más simple y práctica. En los casos donde la disposición sea sensiblemente diferente se deberían hacer los ajustes necesarios (AISC 341, 2016).

12.4.6.1.2 Separación

La separación S_{diag} entre agujeros no será menor que 1.67D.

La distancia entre los primeros agujeros y las conexiones del alma con los elementos de borde verticales y horizontales será por lo menos igual a D, pero sin exceder de D+0.7S_{diag}.

12.4.6.1.3 Rigidez

La rigidez de las placas perforadas regularmente se calcula empleando un espesor efectivo de la placa, t_{ef}, dado por:

$$t_{ef} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(\frac{ND \sin \alpha}{H_c} \right)} t \quad (12.4.4)$$

H_c altura libre de la columna (y de la placa de alma) entre los patines de la viga

N_r número de filas horizontales de perforaciones

α ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros con respecto a la vertical, en grados

12.4.6.1.4 Esfuerzos efectivos esperados de tensión

El esfuerzo efectivo esperado de tensión que se usará para el análisis, en lugar del indicado en el inciso 12.4.2, será

$$R_y F_y \left(1 - 0.7 \frac{D}{S_{diag}} \right).$$

12.4.6.2 Cortes de esquina reforzados

Se permiten cortes en forma de un cuarto de círculo en las esquinas de las almas, siempre que éstas se conecten a una placa en arco que siga el borde de los cortes. Las placas se diseñan para que permitan el desarrollo de la resistencia total del alma, y mantengan su resistencia durante las distorsiones de entrepiso de diseño. Esto se logra si se satisfacen las condiciones siguientes.

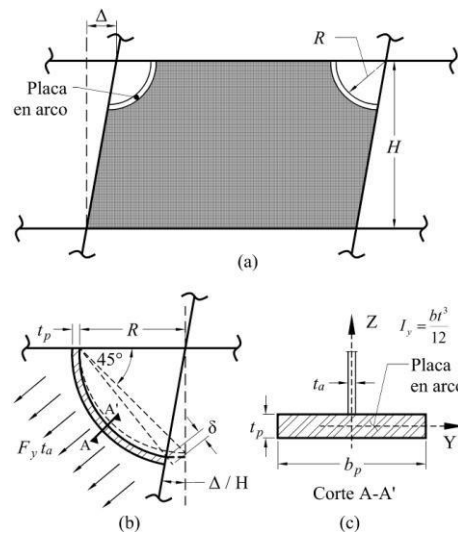


Figura 12.4.3 a) Alma con corte de esquina reforzado; b) Esquema de la deformación de la esquina; c) Detalle de la placa en arco utilizada para reforzar el corte.

Comentario:

Las fuerzas actuando en el arco reforzado son la combinación de efectos que se muestra en la figura 12.4.3. La fuerza debida al cambio de ángulo en la esquina se usa para calcular el espesor de la placa t_a del arco que pretende reforzar la región del corte. Es aconsejable considerar un corte de esquina reforzado con la placa perpendicular para evitar que pueda propiciar el desarrollo de una fractura.

12.4.6.2.1 Diseño por tensión

La placa en arco tendrá la resistencia disponible necesaria para resistir la fuerza de tensión axial resultante de la tensión en la placa del alma, sin considerar otras fuerzas.

$$P_u = \frac{R F_y t R^2}{4e} \quad (12.4.5)$$

R radio de los cortes

$$e = R \left(1 - \sqrt{2}/2 \right)$$

Los EHB y los EVB se diseñan para resistir las fuerzas de tensión axial que actúen en el extremo del elemento de refuerzo en arco.

12.4.6.2.2 Diseño para las fuerzas en la conexión viga-columna

La placa en arco tendrá la resistencia admisible necesaria para resistir los efectos combinados de fuerza axial y momento en el plano del alma, resultantes de la deformación de la conexión, en ausencia de otras fuerzas. La fuerza y el momento son:

$$P_u = \frac{15EI_y}{16e^2} \left(\frac{\Delta}{H} \right) \quad (12.4.6)$$

$$M_u = P_u e \quad (12.4.7)$$

- H altura del entrepiso
I_y momento de inercia de la placa en arco alrededor del eje Y
Δ distorsión de diseño del entrepiso

12.5 Marcos rígidos compuestos

Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

A menos que se indique otra cosa en esta sección, los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma. Además, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de la presente Norma, y los componentes de concreto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Comentario:

Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún miembro estructural (viga y columna) que trabaja en acción compuesta. Los marcos a momento compuestos incluyen una gran variedad de configuraciones donde las vigas de acero o compuestas se combinan con columnas de acero, de concreto, o compuestas.

12.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta (Q=4)

12.5.1.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos con ductilidad alta deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad media (inciso 12.5.2) y baja (inciso 12.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

12.5.1.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad alta se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de acero de las conexiones. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño efectiva de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Solo se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel de acero, las placas de continuidad o diafragmas de acero, debe satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.

Comentario:

Debido a que el comportamiento inelástico esperado de marcos dúctiles compuestos es similar (e incluso superior) al de marcos de acero o concreto dúctiles, los factores de sobrerresistencia, ductilidad y distorsiones límite se asumen al menos iguales a los de estos sistemas convencionales.

La intención de esta norma es que los marcos compuestos de ductilidad alta, al igual que los marcos de acero o de concreto de ductilidad alta, se diseñen para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión en las vigas y en la base de las columnas, y en su caso deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de columnas de acero.

Las disposiciones en estas normas intentan limitar o prevenir fallas frágiles o que produzcan un desempeño inadecuado, como, por ejemplo, pandeo local en miembros estructurales de acero, articulaciones plásticas en columnas, falla de la conectividad de placas o diafragmas de acero, desconchamiento o agrietamiento severo del concreto, una distorsión excesiva de la zona del panel en columnas de acero, entre otras.

12.5.1.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad alta se calculan con $Q = 4$, con los métodos que se estipulan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El análisis de un marco compuesto de ductilidad alta deberá satisfacer los requisitos de diseño que se describen en el Capítulo 2 de las presentes Normas, que incluyen todas las deformaciones significativas en elementos y conexiones, efectos de segundo orden, imperfecciones geométricas, e incertidumbres en rigideces y resistencias.

El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, (EI_{ef}), calculada con la ecuación 9.2.36.

Para el análisis y diseño se permiten el método de la longitud efectiva o el método directo, descritos en el Capítulo 2 y en el inciso 9.2.9.

Comentario:

El diseño del sistema se debe basar en un análisis elástico de segundo orden. Para este análisis, esta norma permite el uso de valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, que para el caso de columnas compuestas pueden calcularse partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, utilizando el valor de la rigidez efectiva en flexión, EI_{ef} , que se incluye en esta norma.

12.5.1.4 Requisitos del sistema

12.5.1.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 12.1.2. Para elementos de acero completamente embebidos en concreto diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 12.1.2.

Comentario:

El desarrollo de la alta ductilidad en elementos de acero de marcos compuestos, al igual que en los marcos de acero, requieren la aplicación de secciones altamente dúctiles que prevengan fallas por pandeo local. Esto implica que las relaciones ancho/grueso se limiten a un rango que proporcione secciones transversales compuestas resistentes al pandeo local hasta dentro del rango inelástico. Aunque la relación ancho/grueso para los elementos compactos o moderadamente dúctiles es suficiente para evitar el pandeo local antes del inicio de la fluencia, los datos de prueba disponibles sugieren que estos límites pueden no ser adecuados para las deformaciones inelásticas requeridas en marcos compuestos dúctiles (Varma et al., 2002, 2004; Tort y Hajjar, 2004; Perea et al. 2012).

Las columnas compuestas embebidas de marcos dúctiles deben cumplir los requisitos de detallado adicionales de las secciones 12.5.1.5.3 para proporcionar la ductilidad objetivo. Las columnas compuestas rellenas deben cumplir los requisitos adicionales de la Sección 12.5.1.5.4.

12.5.1.4.2 Unión viga columna

Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben diseñarse con una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas que concurren en el mismo nudo. Para ello, debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} > 1.0 \quad (12.5.1)$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

ΣM_{pv}^* suma de los momentos resistentes esperados de las vigas de acero o compuestas que llegan a la junta

La revisión anterior no es necesaria en los nudos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ($P_u < 0.1P_R$).

Los momentos resistentes anteriores se calculan en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Si los ejes de las vigas que llegan al nudo no coinciden, se considera la línea media entre ellos.

El momento resistente nominal de columnas de acero se determina usando la ecuación 12.2.4. Para columnas de concreto reforzado, el momento resistente se determina como lo indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para columnas compuestas se determina con la ecuación:

$$M_{pc}^* = M_R \left(\frac{R_c - P_u}{R_c - R_{cc}} \right) \leq M_R \quad (12.5.2)$$

M_R momento resistente de diseño de la sección en flexión pura (ecuación 9.2.22)

R_c resistencia axial de diseño de la columna en compresión, reducida por estabilidad (ecuación 9.2.1)

R_{cc} resistencia axial nominal de la sección de concreto, reducida por estabilidad (ecuación 9.2.25)

Conservadoramente, el momento resistente de la columna de acero, de concreto o compuesta se puede determinar con la ecuación siguiente:

$$M_{pc}^* = M_n \left(1 - \frac{P_u}{P_n} \right) \quad (12.5.3)$$

El momento resistente esperado en las vigas, en la intersección de sus ejes con los de las columnas, se puede determinar con la ecuación:

$$M_{pv}^* = M_{pe} + M_{uv} \quad (12.5.4)$$

M_{pe} resistencia plástica esperada de la viga, igual a $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$ para una viga de acero. Para una viga compuesta, la resistencia puede determinarse con el método de distribución plástica de los esfuerzos o el de compatibilidad de deformaciones. En cualquier caso, se deben usar resistencias máximas esperadas de los materiales (por ejemplo, el esfuerzo máximo esperado del acero estructural y de refuerzo es $F_{ye} = 1.1R_y F_y$)

M_{uv} momento adicional que produce en el eje de la columna el cortante esperado en la articulación plástica de la viga

Alternativamente, el momento resistente esperado de vigas compuestas se puede determinar con la ecuación:

$$\Sigma M_{pv}^* = R_y (M_n^+ + M_n^-) \quad (12.5.5)$$

R_y	sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual a 1.25 de acuerdo con la tabla 12.1.1
M_n^+	resistencia a momento nominal positivo de la viga compuesta
M_n^-	resistencia a momento nominal negativo de la viga compuesta

Comentario:

Para evitar un mecanismo de colapso indeseado, al igual que en los sistemas de acero y de concreto, esta norma requiere que, para nodos interiores, se garantice una mayor resistencia de diseño efectiva en las columnas que la resistencia plástica esperada de las vigas. Note que para la resistencia a flexión de las columnas se deben considerar resistencias nominales (mínimas) y la potencial reducción de la resistencia a flexión por la carga axial, mientras que para las vigas se deben considerar resistencias esperadas (máximas) y el momento de flexión que produce el cortante en la viga en la articulación. Para vigas compuestas en nodos internos, la resistencia nominal de ambas vigas es la suma del momento a flexión positiva más la de flexión negativa, las cuales no necesariamente son iguales. Es importante mencionar que el cumplimiento de la ecuación 12.5.1 no asegura que alguna de las columnas se plastifique individualmente, no obstante, procura que la plastificación de las vigas sea predominante en el potencial desarrollo de un mecanismo. Esta ecuación 12.5.1 no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis. Se espera que el marco desarrolle mayor ductilidad para valores mayores de este cociente respecto a la unidad, siempre que se garantice que las conexiones cumplen también los requisitos de la sección 12.5.1.6.

12.5.1.4.3 Arriostramiento de vigas

Las vigas de acero o compuestas de ductilidad alta deben estar arriostradas debidamente y satisfacer los requisitos de los incisos 12.5.2 y 12.5.3, además de los requisitos adicionales siguientes:

- a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe ser mayor que:

$$L_u = 0.086 r_y \sqrt{E F_y} \quad (12.5.6)$$

Si las vigas están embebidas en concreto, la determinación de r_y en el plano de pandeo se hará con la sección transformada elástica.

- b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estar arriostrada torsionalmente.

Además, se arriostarán los puntos cercanos a cargas concentradas, cambios de sección transversal, y otros lugares donde el análisis indique que pueden formarse articulaciones plásticas.

- c) Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia P_b , y una rigidez K_b mínimas de:

$$P_b \geq 0.06 M_{pe} / h_o \quad (12.5.7)$$

$$K_b \geq \frac{20 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \quad (12.5.8)$$

- d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia M_b mínima de:

$$M_b \geq 0.06 M_{pe} \quad (12.5.9)$$

$$F_R=0.75$$

h_o distancia entre los centros de gravedad de los patines

M_{pe} momento plástico esperado de la viga de acero ($M_{pe} = R_y F_y Z$)

Comentario:

Al igual que en marcos dúctiles de acero, en marcos compuestos también debe asegurarse para que se presente la plastificación de la viga sin que en ésta se presente prematuramente, una falla por pandeo lateral-torsional, esto cuando menos hasta que se alcance la distorsión límite de 0.03 que se establece en la NTC-DS (2017). Las ecuaciones 12.5.7 a 12.5.9, al igual que las ecuaciones similares en marcos de acero, garantizan que la riostra tenga una resistencia y rigidez suficiente para arriostrar eficientemente la viga que restringe.

12.5.1.5 Miembros

12.5.1.5.1 Zonas protegidas

Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Nota: En general, se supone que las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

Están prohibidos los cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Comentario:

Como en todos los sistemas, la zona protegida es donde se esperan las demandas inelásticas mayores en el sistema. En un sistema de marco rígido o momento-resistente, esto se espera en los extremos de las vigas de acero o compuestas, y con limitada fluencia en la zona del panel en el caso de columnas de acero.

12.5.1.5.2 Patines de vigas

Se prohíben cambios abruptos en el área de los patines de la viga de acero en las zonas protegidas.

12.5.1.5.3 Detallado de columnas compuestas embebidas

Las columnas compuestas embebidas deben satisfacer las especificaciones del Capítulo 9 de esta Norma. Los componentes de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deberán satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1, y los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Adicionalmente, las columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.

b) El área de refuerzo transversal deberá ser no menor que:

$$A_{sh} \geq \left(\frac{F_y A_a}{0.09 h_{cs} \left(1 - \frac{f'_c}{F_R} \right)} \right) \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \quad (12.5.10)$$

f'_c y h_{cc} resistencia en compresión y peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal
 s y F_{yT} separación y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
 A_a y F_y área y esfuerzo de fluencia del acero estructural
 P_R resistencia en compresión de la columna compuesta, que se determina con la ecuación 9.2.1

c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados, refuerzo en espiral o zunchos, que cumplan los requisitos de confinamiento altamente dúctil indicados de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

d) La separación, s , del refuerzo transversal en los extremos no será mayor que: (a) $b_c/4$, donde b_c es la dimensión menor de la sección transversal; (b) $6d_r$, donde d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c) $12d_{rt}$, donde d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 15 cm.

e) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud, medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un cuarto de la altura libre de la columna; (b) una vez y media la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 75 cm.

f) El refuerzo transversal en la zona del nudo de las columnas compuestas embebidas se puede remplazar por placas y/o soleras soldadas a las vigas de acero. Si se usan placas de altura igual o mayor que el peralte de las vigas, estas placas pueden colocarse a paño de columnas siempre que el acero longitudinal también quede sujeto.

Nota: Los estribos en la zona del nudo de columnas compuestas embebidas no se pueden cerrar debido a que se interceptan con el alma de las vigas de acero que se conectan a la columna. Para resolver esto, no se recomienda barrenar agujeros en el alma para el paso de los estribos. En su lugar, los estribos se pueden remplazar por soleras. O bien, también se pueden colocar placas que confinen el nudo.

g) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En empalmes, cambios de sección, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será igual que la requerida para los extremos.

h) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas ahogadas cumplirán con los requisitos de elementos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

i) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas.

j) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

Nota: Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.

12.5.1.5.4 Detallado de columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer el Capítulo 9 de esta Norma, y los requisitos adicionales siguientes:

12.5.1.5.4.1 Diafragmas o placas de continuidad

Los diafragmas o placas de continuidad en columnas compuestas rellenas pueden ser interiores o exteriores. En cualquiera de los casos, deben cumplir los requisitos siguientes.

a) Su grueso será igual o mayor que el del patín más grueso de las vigas de acero que se conecten a la columna.

b) Deben soldarse en todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras de penetración completa, o de filete en ambos lados de la placa. La soldadura de las placas interiores puede ser compleja y puede exigir cortes de la columna en varios tramos.

Nota: Los diafragmas interiores deben tener una abertura circular de tamaño adecuado para el paso de concreto.

En columnas compuestas rellenas se deben tomar las precauciones necesarias para vibrar adecuadamente el concreto y evitar que se presente segregación.

Nota: En columnas compuestas rellenas se recomienda utilizar concreto autocompactable o un producto similar, que evite los problemas de segregación, un mal vibrado, o alta contracción por secado.

Debe darse atención especial a la compactación del concreto en la zona de los diafragmas interiores, a fin de evitar discontinuidades en ella.

Nota: Se sugiere que las juntas de colado de columnas compuestas rellenas se programen en el nivel inferior de alguno de los diafragmas interiores, de tal forma que se pueda rellenar con mortero expansivo (grout) el posible espacio, en caso de presentarse contracción por secado del concreto. El relleno con mortero expansivo debe llegar al nivel superior de la abertura del diafragma interior.

12.5.1.5.4.2 Refuerzo en secciones huecas rectangulares para el concreto en estado fresco

En las columnas compuestas rellenas, de sección cuadrada o rectangular, deben colocarse refuerzos exteriores temporales durante el colado del concreto fresco, que no se retirarán hasta que el concreto alcance el 70 por ciento de la resistencia de diseño. Estos refuerzos deben colocarse a lo largo de las columnas rectangulares y entrepisos que se vayan a colar, espaciados a distancias no mayores que un sexto de la altura de entrepiso; el refuerzo temporal se puede omitir en el nivel de las placas base, los diafragmas interiores o exteriores, y las vigas conectadas a la columna.

Nota: El objeto del refuerzo exterior temporal es evitar deformaciones locales del tubo de acero de sección cuadrada o rectangular debidas a la presión hidrostática del concreto en estado fresco. Una vez endurecido el concreto, los refuerzos se retiran; pueden consistir en placas o ángulos soldados o atornillados entre ellos. Durante la instalación de los refuerzos, se debe cuidar que haya un contacto continuo con la sección de acero, pero que no se induzcan deformaciones locales hacia el interior del tubo rectangular.

12.5.1.6 Conexiones

12.5.1.6.1 Conexiones vigacolumna

Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad alta deben ser rígidas (o conexiones a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deberán satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.9.

Además, las conexiones vigacolumna deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) La conexión deberá ser capaz de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 rad.
- b) La resistencia en flexión de la conexión, medida en el paño de la columna cuando la distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, deberá ser de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

Comentario:

Similarmente a los marcos dúctiles de acero, en marcos rígidos compuestos se debe garantizar que las conexiones viga-a-columna son lo suficientemente resistente para permitir que el sistema

alcance la distorsión límite de diseño de 0.03 que establece la NTC-DS (2017). El valor de distorsión de 0.04 que debe alcanzar la conexión con una resistencia posfluencia de al menos el 80% garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Para garantizar este requisito, esta norma recomienda: (1) La elaboración de al menos un ensaye experimental de la conexión viga-columna sujeto a un protocolo de carga cíclico, y cuya respuesta califique de conformidad a lo establecido en esta norma; la configuración de la conexión en la prueba debe ser consistente con la que se emplee en el proyecto. (2) También se permite la adaptación de conexiones calificadas en ensayos que se reporten en la literatura especializada, siempre que la conexión que se emplee en el proyecto satisfaga las condiciones y limitaciones que se reporten en la literatura para dicha conexión, incluyendo los aspectos de fabricación y del uso de los materiales.

Algunas conexiones de viga-columna ensayadas en laboratorio son las que reportan Azizinamini y Schneider (2004), Ricles et al. (2004a) y Herrera et al. (2008) con columnas compuestas rellenas, o las que reportan Kanno y Deierlein (1997) con columnas compuestas embebidas; de éstas últimas las pruebas han demostrado que, de las muchas formas posibles de reforzar la conexión con columnas compuestas embebidas, los atiesadores o placas de soporte en los paños de la columna de concreto, así como los encamisados con placa de acero unidas a la viga, son muy efectivas para incrementar la resistencia a cortante en el nodo de concreto armado y proporcionar confinamiento al concreto. Alternativamente en conexiones de vigas a columnas compuestas embebidas o rellenas, se pueden emplear (con ciertos ajustes y detallado adicional) conexiones que con columna de acero califiquen como ductilidad alta; conexiones típicamente empleadas en México de viga a columna de acero ensayadas en laboratorio son las que reportan Gomez-Bernal y Martín del Campo (2010) con columnas HSS rectangulares, y las que reportan Jesús de la Cruz y Perea (2019) con columnas cajón y columnas HSS rectangulares.

Si bien esta norma permite el diseño de vigas compuestas basadas únicamente en los requisitos del capítulo 9, se deben considerar los efectos de la carga cíclica reversible sobre la resistencia y la rigidez de los pernos de cortante. Esto es particularmente importante para marcos compuestos dúctiles donde las cargas de diseño se calculan suponiendo ductilidad y tenacidad de los miembros críticos. En ausencia de datos de prueba para respaldar requisitos específicos, las siguientes medidas especiales deben considerarse en marcos dúctiles compuestos: (1) implementación de un plan de inspección y aseguramiento de calidad para verificar la adecuada soldadura de los conectores de cortante en las vigas; y (2) uso de anclajes de pernos de acero adicionales a los requeridos y adyacente a las regiones de las vigas en las que se espera la articulación de plástica.

12.5.1.6.2 Resistencia requerida en cortante de la conexión

La resistencia requerida en la conexión será la mayor de:

- a) La cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe} / L_h \quad (12.5.11)$$

M_{pe} momento plástico esperado de la viga, igual a $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$ para vigas de acero; y el momento plástico de vigas compuestas puede determinarse con los métodos de la distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones, utilizando la resistencia máxima probable de los materiales

L_h distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga

12.5.1.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.1.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de esta Norma.

12.5.1.6.5 Soldaduras de demanda crítica

Son las siguientes:

- a) Todas las de las zonas protegidas.
- b) Entre empalmes de columnas.
- c) En la conexión de columnas y placas base.
- d) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna.
- e) En placas de continuidad.
- f) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas ahogadas.
- g) Entre almas de vigas y columnas.

12.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media ($Q=3$)

12.5.2.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos de ductilidad media deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad baja (inciso 12.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

12.5.2.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad media se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas moderadas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas menores por cortante en la zona del panel. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas o trabes. Sólo se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de las conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel, y de las placas de continuidad o diafragmas, debe satisfacer los requisitos de la sección 12.2.

12.5.2.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos de ductilidad media se calcularán con $Q=3$, con los métodos que se estipulen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.5.2.4 Requisitos del sistema

12.5.2.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 12.1.2.

Comentario:

El desarrollo de la ductilidad media en elementos de acero de marcos compuestos, al igual que en los marcos de acero, requieren la aplicación de secciones moderadamente dúctiles que prevengan

fallas por pandeo local. Esto implica que las relaciones ancho/grueso se limiten a un rango que proporcione secciones transversales compuestas resistentes al pandeo local hasta dentro del rango inelástico.

12.5.2.4.2 Relación de momentos de columnas y vigas

Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben tener una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas. Debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} \geq 1.0 \quad (12.5.12)$$

Los términos y los momentos resistentes se definen en el inciso 12.5.1.4.2.

No es necesario que esta condición se cumpla en conexiones de columnas con vigas de azotea.

Comentario:

Para evitar un mecanismo de colapso indeseado, al igual que en los sistemas de acero y de concreto, esta norma requiere que, para nodos interiores, se garantice una mayor resistencia de diseño efectiva en las columnas que la resistencia plástica esperada de las vigas. Note que para la resistencia a flexión de las columnas se deben considerar resistencias nominales (mínimas) y la potencial reducción de la resistencia a flexión por la carga axial, mientras que para las vigas se deben considerar resistencias esperadas (máximas) y el momento de flexión que produce el cortante en la viga en la articulación. Para vigas compuestas en nodos internos, la resistencia nominal de ambas vigas es la suma del momento a flexión positiva más la de flexión negativa, las cuales no necesariamente son iguales.

12.5.2.4.3 Arriostramiento lateral torsional de vigas

Las vigas de acero de ductilidad media deben cumplir los requisitos del inciso 12.5.3 y las condiciones adicionales:

a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe exceder de:

$$L_u = 0.17 r_y E / F_y \quad (12.5.13)$$

b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostros lateralmente, o toda la sección transversal estará arriostros torsionalmente.

c) Los arriostros laterales tendrán una resistencia P_b , y una rigidez K_b mínimas de:

$$P_b \geq 0.02 M_{pe} / h_o \quad (12.5.14)$$

$$K_b \geq \frac{10 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \quad (12.5.15)$$

d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia M_b mínima de:

$$M_b \geq 0.024 M_{pe} \quad (12.5.16)$$

Comentario:

En marcos compuestos también debe asegurarse para que se presenta la plastificación de la viga sin que en ésta se presente prematuramente una falla por pandeo lateral-torsional, esto cuando menos hasta que se alcance la distorsión límite de 0.02 que se establece en la NTC-DS (2017). Las ecuaciones 12.5.14 a 12.5.16 garantizan que la riostra tenga una resistencia y rigidez suficiente para arriostrar eficientemente la viga que restringe.

12.5.2.5 Miembros**12.5.2.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas**

Las columnas compuestas embebidas de ductilidad media deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

- a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.
- b) El concreto que recubre al perfil de acero debe estar reforzado por barras longitudinales continuas y refuerzo transversal compuesto por estribos o espirales.
- c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados o zunchos, que satisfarán los requisitos de confinamiento moderadamente dúctil de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- d) La separación, s , del refuerzo transversal en los extremos de las columnas no será mayor que: (a) $b_c/2$, donde b_c es la dimensión menor de la sección transversal; (b) $8d_r$, donde d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c) $24d_{rt}$, donde d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 30 cm.
- e) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un sexto de la altura libre de la columna; (b) la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 45 cm.
- f) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En el caso de columnas conectadas a elementos rígidos, tal como muros de cortante o contravientos, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será, en toda la columna, igual que el requerido para los extremos.
- g) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas embebidas cumplirán con los requisitos de elementos moderadamente dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- h) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas.
- i) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

Nota: Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.

12.5.2.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

Se cumplirán los requisitos del inciso 12.5.1.

12.5.2.5.3 Conexiones viga-columna

Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad media deben ser rígidas (o conexiones que resisten momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del inciso 12.5.1.

Además, deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) Serán capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03 rad.
- b) Su resistencia en flexión medida en el eje de la columna cuando la distorsión de entrepiso es menor de 0.03 rad será, como mínimo, el 80 por ciento del momento plástico de diseño de la viga conectada.

Comentario:

En este sistema se debe garantizar que las conexiones viga a columna es lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.02 que establece la NTC-DS (2017). El valor de distorsión de 0.03 que debe alcanzar la conexión con una resistencia posfluencia de al menos el 80% garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Para garantizar este requisito, esta norma recomienda: (1) La elaboración de al menos un ensaye experimental de la conexión viga-columna sujeto a un protocolo de carga cíclico, y cuya respuesta califique de conformidad a lo establecido en esta norma; la configuración de la conexión en la prueba debe ser consistente con la que se emplee en el proyecto. (2) También se permite la adaptación de conexiones calificadas en ensayos que se reporten en la literatura especializada, siempre que la conexión que se emplee en el proyecto satisfaga las condiciones y limitaciones que se reporten en la literatura para dicha conexión, incluyendo los aspectos de fabricación y del uso de los materiales.

12.5.2.5.4 Resistencia requerida en cortante de la conexión

La resistencia requerida en las vigas en la conexión será la mayor de:

- a) La fuerza cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe} / L_h \quad (12.5.7)$$

M_{pe} momento plástico esperado de la viga igual a $1.1R_y M_p$
 L_h distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga.

12.5.2.5.5 Empalmes

Se deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.2.5.6 Placas base

Se deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de la presente Norma.

12.5.2.5.7 Zonas protegidas

Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Nota: En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.5.2.5.8 Soldaduras de demanda crítica

Son las siguientes:

- a) Entre empalmes de columnas.
- b) En la conexión de columnas y placas base.
- c) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna.
- d) En placas de continuidad.
- e) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas.
- f) Entre almas de vigas y columnas.

12.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja ($Q=2$)

Comentario:

Un detallado sísmico con ductilidad ordinaria puede alcanzarse cumpliendo en general un diseño por resistencia como se establece en el capítulo 9 de esta norma y algunos requisitos adicionales que se detallan en esta sección. En este sistema de marcos compuestos de ductilidad baja se diseña para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y limitadas por cortante en la zona del panel de columnas de acero.

12.5.3.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos de ductilidad baja deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

12.5.3.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad baja se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y por cortante en la zona del panel.

Nota: Con estas Normas se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos de ductilidad baja garanticen deformaciones inelásticas limitadas.

12.5.3.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad baja se calculan con $Q = 2$, con los métodos que se estipulen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Para él, pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, (EI_{ef}), calculada con la ecuación 9.2.36.

Para el análisis y diseño se permiten el método de la longitud efectiva o el método directo, descritos en el Capítulo 2.

12.5.3.4 Requisitos del sistema

12.5.3.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para desarrollar una ductilidad baja no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 12.1.2. Esto no se requiere en elementos de acero completamente embebidos en concreto.

Comentario:

El desarrollo de la ductilidad baja en elementos de acero de miembros compuestos requiere el uso de secciones compactas o moderadamente dúctiles para que desarrolle fluencia en el acero previo al pandeo local.

12.5.3.4.2 Relación entre los momentos resistentes de columnas y vigas

Las columnas y vigas de un marco rígido pueden diseñarse para las demandas obtenidas con un análisis elástico de segundo orden.

12.5.3.4.3 Arriostramiento lateral-torsional de vigas

Las vigas de acero de ductilidad baja deben cumplir los requisitos de los Capítulos 6 y 7.

12.5.3.5 Miembros

12.5.3.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas

El componente de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad baja deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de la presente Norma. Por su parte, los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos ordinarios de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

12.5.3.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9.

12.5.3.5.2.1 Diafragmas o placas de continuidad

Ver inciso 12.5.1.5.4.1.

12.5.3.5.2.2 Refuerzo para concreto en estado fresco

Ver inciso 12.5.1.5.4.2.

12.5.3.6 Conexiones

12.5.3.6.1 Conexiones viga columna

Todas las conexiones viga columna en marcos compuestos de ductilidad baja deben ser rígidas (o conexiones resistentes a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10.

Adicionalmente, las conexiones viga columna han de cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Deberán ser capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.02 rad.
- b) Su resistencia en flexión, medida en el paño de la columna, cuando una distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, será, como mínimo, igual al 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

Comentario:

En este sistema se recomienda también garantizar que las conexiones viga a columna son lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.015 que establece la NTC-DS (2017). El valor de distorsión de 0.02 que debe alcanzar la

conexión con una resistencia de al menos el 80% garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Generalmente no se requieren pruebas de conexiones para garantizar este requisito, aunque se recomienda evitar el uso de conexiones en las que se sospeche tendrán un desempeño frágil.

12.5.3.6.2 Cortante requerido

La resistencia en cortante en una columna compuesta se determina con un análisis elástico de segundo orden, como se indica en el Capítulo 2.

12.5.3.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.3.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de esta Norma.

12.5.3.6.5 Zonas protegidas

No hay zonas protegidas.

12.5.3.6.6 Soldaduras de demanda crítica

No hay soldaduras de demanda crítica.

12.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad alta ($Q=4$)

12.5.4.1 Requisitos generales

Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones semirrígidas compuestas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas o de acero.

Nota: Como se ilustra en la tabla 12.5.1, un tipo de conexión viga columna compuesta del tipo semirrígida compuesta consiste en componentes de acero de asiento (ángulo, T, u otros similares) atornillados o soldados en el patín de la columna y el patín inferior de la viga, y sobre el patín superior una losa de concreto con acero de refuerzo especial que trabaja conjuntamente con la viga de acero.

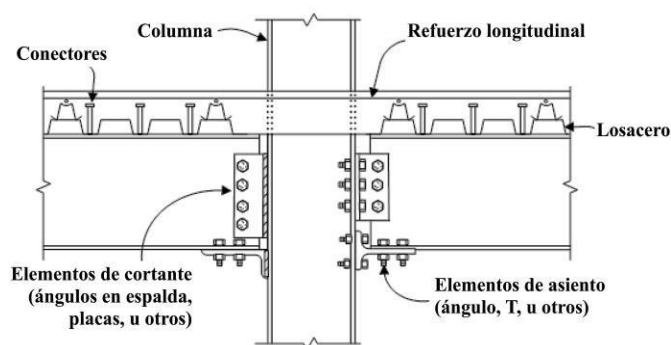


Figura 12.5.1 Conexión semirrígida compuesta

Comentario:

Los marcos momento-resistente con conexiones semirrígidas compuestas está integrado por columnas de acero estructural y vigas compuestas, conectadas con uniones semirrígidas compuestas o parcialmente restringidas (Leon y Kim, 2004; Thermou et al., 2004; Zandonini y Leon, 1992; Mora y Perea, 2013). En las uniones semirrígidas compuestas, la resistencia a la flexión se proporciona por un par de fuerzas que resiste la conexión de acero convencional en el patín inferior (placas soldadas, atornilladas, ángulos o puntas en T), y el acero de refuerzo continuo en la losa en la parte superior de la viga.

La viga de acero y la losa de concreto en este sistema están conectadas por anclajes de acero, como pernos de anclaje con cabeza. La resistencia a cortante se proporciona a través de una conexión con placa de cortante en la columna de acero convencional (placas o ángulos soldados o atornillados). El uso del acero de refuerzo de losa da como resultado una conexión más fuerte y más rígida, una distribución beneficiosa de resistencia y rigidez entre las regiones de momento positivo y negativo de las vigas y la redistribución de cargas bajo acción inelástica.

Este sistema originalmente se propuso para áreas de sismicidad baja a moderada en el este de los Estados Unidos. Sin embargo, con detalles y análisis apropiados, el sistema puede usarse en áreas de mayor sismicidad (Leon, 1990; Mora y Perea, 2013). Las pruebas y análisis de estos sistemas han demostrado que las cargas inducidas sísmicamente en estos marcos pueden ser inferiores a las que se pueden dar en los marcos con conexiones rígidas debido a: (1) incremento en el período natural debido a la influencia de las conexiones y (2) comportamiento histórico estable de las conexiones (Nader y Astaneh-Asl, 1992; DiCorso et al., 1989; Mora y Perea, 2013). Por lo tanto, en algunos casos, el sistema puede diseñarse para cargas sísmicas más bajas que en los marcos rígidos de ductilidad baja.

Se han publicado metodologías y guías de diseño para marcos con este sistema y conexiones (e.g. Ammerman y Leon, 1990; Leon y Forcier, 1992; Leon et al., 1996; ASCE, 1998; Mora y Perea, 2013). En el diseño de estas conexiones semirrígidas, se supone que las fuerzas de flexión y de cortante pueden considerarse por separado.

12.5.4.2 Bases de diseño

Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, principalmente a través de la fluencia de los componentes dúctiles de la conexión y en la zona del panel. También se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de los elementos de la conexión, la zona del panel, las placas de continuidad o diafragmas, deben de satisfacer los requisitos de la sección 12.1.

Nota: Es la intención de estas Normas que los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestos se detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas en la propia conexión, en la zona del panel, y en la base de las columnas, manteniendo elásticas las vigas y columnas.

12.5.4.2.1 Limitaciones

El uso de marcos con conexiones semirrígidas compuestas se debe limitar a las construcciones regulares del grupo B, de no más de 4 pisos o 12 m, localizadas en las zonas firme y de transición.

Comentario:

Las limitaciones que se establecen para este sistema corresponden a los valores donde el sistema presenta un comportamiento satisfactorio y se obtienen mayores ventajas y beneficios (Mora y Perea, 2013). El control de desplazamientos laterales se dificulta para marcos de mayor altura o en zonas de terreno blando, lo cual no es conveniente en estructuras del grupo A.

12.5.4.3 Análisis

La viga compuesta, la flexibilidad de la conexión, y los efectos P Δ deben considerarse en el análisis de segundo orden para determinar las propiedades dinámicas, la resistencia y la deformación inelástica de los marcos con conexiones semirrígidas compuestas.

Nota: Es deseable también modelar la zona del panel como otro elemento inelástico.

Comentario:

El diseño de este sistema debe hacerse utilizando un análisis que, como mínimo, tenga en cuenta el comportamiento de conexión semirrígida compuesta de las conexiones mediante la utilización de resortes lineales con rigidez reducida (Bjorhovde, 1984), y la zona del panel. Se debe considerar la rigidez efectiva de la conexión para determinar las distribuciones y deflexiones de carga de los miembros, calcular el período de vibración del edificio y verificar la estabilidad del marco. Se pueden requerir diferentes rigideces de conexión para estas comprobaciones (Leon et al., 1996; Mora y Perea, 2013). La estabilidad del marco se puede abordar utilizando procedimientos convencionales. Sin embargo, la flexibilidad de la conexión debe considerarse al determinar la restricción rotacional en los extremos de las vigas. Para estructuras de más de cuatro pisos, la distorsión de piso y la estabilidad deben verificarse cuidadosamente utilizando técnicas de análisis que incorporen no linealidades geométricas y de conexión (Rassati et al., 2004; Ammerman y Leon, 1990; Chen y Lui, 1991). Debido a que los momentos de inercia para los compuestos en las regiones negativas y positivas son diferentes, el uso de cualquiera de los dos valores solo para vigas en el análisis puede conducir a imprecisiones. Por lo tanto, se recomienda el uso de un promedio ponderado (Zaremba, 1988; Ammerman y Leon, 1990; Leon y Ammerman, 1990; AISC, 2016a; Mora y Perea, 2013).

12.5.4.3.1 Viga compuesta

El análisis debe de considerar la rigidez de la viga compuesta. La rigidez de la viga compuesta en el análisis puede determinarse con un momento de inercia efectivo a partir del análisis de la sección transversal.

12.5.4.3.2 Relación de momentos entre columna y la conexión semirrígida compuesta

En el análisis de la estructura, se debe considerar la respuesta inelástica M- θ de la conexión que se obtenga experimentalmente o, alternativamente, se pueden utilizar la ecuación siguiente.

$$M_n = C_1 \left(1 - e^{-c_2 \theta} \right) + (C_3 + C_4) \theta \quad (12.5.18)$$

En el caso de momento positivo, con la losa de concreto trabajando en compresión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.24 F_y (d + Y_3) (0.48 A_{wl} + A_l) \\ C_2 &= \frac{Y_3}{0.021 \left(d + \frac{Y_3}{2} \right)} \\ C_3 &= 0.01 F_y (d + Y_3) (A_{wl} + A_l) \\ C_4 &= 0.0065 F_y (d + Y_3) A_{wl} \end{aligned} \quad (12.5.19)$$

En el caso de momento negativo, con las barras de refuerzo trabajando en tensión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.18(4F_{yr}A_s + 0.857F_yA_t)(d + Y_3) \\ C_2 &= 0.775 \\ C_3 &= 0.007F_y(d + Y_3)(A_{wl} + A_l) \\ C_4 &= 0 \end{aligned} \quad (12.5.20)$$

12.5.4.4 Requisitos del sistema

12.5.4.4.1 Unión conexión - columna

Se debe garantizar que la resistencia nominal a flexocompresión de las columnas es mayor que la resistencia esperada de las conexiones semirrígidas compuestas con la siguiente ecuación.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{csrc}^*} > 1.0 \quad (12.5.21)$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

Si las columnas son compuestas, su resistencia se determina como se indica en el inciso 12.5.1; si son de concreto, se utilizan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

ΣM_{csrc}^* suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a la junta.

Los momentos resistentes anteriores se calculan en el paño de los ejes de vigas y columnas. La revisión anterior no es necesaria en los nodos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ($P_u < 0.1P_R$).

El momento resistente de la columna debe determinarse considerando su interacción con la máxima carga axial última de compresión, P_u , y las dimensiones y resistencias nominales de los materiales. Conservadoramente, el momento resistente de la columna se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$M_{pc}^* = M_{pe} \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \quad (12.5.22)$$

El momento resistente esperado en las conexiones semirrígidas compuestas, en la intersección del paño con los de las columnas, se puede determinar con la ecuación:

$$M_{csrc}^* = R_y (M_{csrc}^+ + M_{csrc}^-) \quad (12.5.23)$$

R_y sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual a 1.25 de acuerdo con la tabla 12.1.1.

M_{csrc}^+ resistencia a momento positivo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ecuación 12.5.18

M_{csrc}^- resistencia a momento negativo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ecuación 12.5.18

Nota: Este requisito pretende lograr un mecanismo de columnas fuerte – conexión semirrígida débil.

12.5.4.4.2 Unión conexión - viga

La resistencia de la conexión semirrígida compuesta a flexión positiva y negativa debe ser menor a la resistencia plástica de la viga que conecta, pero no menor que el 50 por ciento de esta resistencia.

12.5.4.5 Miembros

12.5.4.5.1 Columnas

Las columnas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

12.5.4.5.2 Vigas

Las vigas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

12.5.4.5.2.1 Zonas protegidas

Todos los componentes de la conexión semirrígida compuesta, que incluyen los elementos de asiento, los tornillos en la conexión, y las barras de refuerzo, conforman la zona protegida.

12.5.4.6 Conexiones

Las conexiones semirrígidas compuestas deben cumplir los requisitos del inciso 12.5.1, y los de la presente sección.

12.5.4.6.1 Resistencia requerida

La demanda o resistencia requerida de la conexión semirrígida compuesta debe determinarse de un análisis de segundo orden que considere la flexibilidad de las conexiones.

12.5.4.6.2 Conexiones viga-columna

La conexión semirrígida compuesta debe garantizar los siguientes requisitos:

- La conexión es capaz de resistir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03.
- La resistencia a flexión de la conexión a una rotación de 0.02 rad, en el paño de la columna, es mayor que $0.5M_p$, donde M_p es el momento plástico nominal de la viga de acero que conecta.

En la zona de la conexión, las vigas deben tener una zona maciza mínima de 350mm medida a partir del paño de la columna.

Nota: La figura 12.5.2 ilustra la zona maciza requerida con un sistema de piso con losa de concreto sobre lámina acanalada.

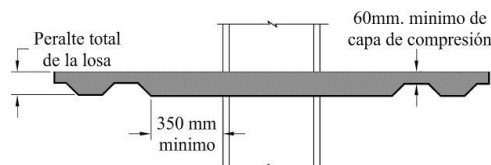


Figura 12.5.2 Conexión semirrígida compuesta

La losa debe estar reforzada con barras longitudinales y transversales, con al menos 3 barras a cada lado de la columna con longitud mínima de $\frac{1}{4}$ del claro de la losa extendiéndose más allá del punto de inflexión de la viga a cada lado del eje de la columna; al menos dos barras deben ser continuas. Todo el refuerzo debe tener un recubrimiento de 25mm con respecto al lecho superior de la losa.

12.5.4.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.4.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B.

12.6 Marcos compuestos con contraventeos

Esta sección proporciona requisitos mínimos para el análisis y diseño de elementos compuestos y sus conexiones en marcos provistos de contravientos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo. Es aplicable a marcos con contraventeos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

Los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma. A menos que se indique otra cosa en esta sección, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de esta Norma, y los componentes de concreto los de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Nota: Los requisitos de elementos compuestos de esta sección se complementan con el Capítulo 9 de esta Norma. Los de elementos de concreto se complementan con los de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El análisis de un marco compuesto provisto de contraventeos o muros debe cumplir las condiciones que se describen en el Capítulo 2 de estas Normas.

Comentario:

El diseño y detallado de marcos compuestos con contravientos son parecidos a los que se deben aplicar para marcos de acero contraventeados. Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas en este sistema.

12.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos (Q=4)

Comentario:

El diseño y detallado de marcos compuestos con contravientos excéntricos son similares a los que se deben aplicar para marcos de acero contraventeados. La viga enlace es donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas en este sistema.

12.6.1.1 Requisitos generales

Los marcos compuestos con contraventeos excéntricos están formados por columnas compuestas embebidas o rellenas, vigas de acero o compuestas, contraventeos de acero o compuestos rellenos, y eslabones de acero estructural. El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica por fluencia en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se deben mantener elásticos.

12.6.1.2 Bases de diseño

Se espera que los marcos compuestos diseñados con estas Normas proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

Los marcos compuestos contraventeados deben cumplir los requisitos de los marcos de acero contraventeados del inciso 12.3.1, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

12.6.1.3 Análisis

El análisis debe satisfacer los requisitos que se indican en el inciso 12.3.1.1.

12.6.1.4 Requisitos del sistema

Los requisitos del sistema deben satisfacer los que se indican en el inciso 12.3.1.2.

12.6.1.5 Miembros

Deben satisfacer los requisitos de los incisos 12.3.1.2 a 12.3.1.5.

12.6.1.6 Conexiones

Deben satisfacer los requisitos que se indican en el inciso 12.3.1.6, excepto si se indica otra cosa en esta sección.

12.6.1.6.1 Conexiones vigacolumna

Cuando un contraviento o placa se conecta en la viga y en la columna, la conexión debe estar en alguno de los casos siguientes:

- a) Conexión vigacolumna rígida que cumpla los requisitos de la sección 12.3
- b) Conexión vigacolumna simple que cumpla los requisitos de la sección 12.3; la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de esta Norma.
- c) Conexión vigacolumna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con el inciso 12.5.4 de esta Norma.

12.6.1.6.2 Empalmes de columnas.

Se deben cumplir los requerimientos del inciso 12.1.5.

12.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo ($Q=4$)

Los marcos con contraventeos restringidos al pandeo que contengan algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.2 para marcos de acero con contraventeos restringidos al pandeo. Además, los elementos compuestos deben cumplir con el Capítulo 9 y el inciso 12.6.3 de la presente Norma.

Comentario:

El diseño y detallado de marcos compuestos con contravientos restringidos a pandeo son similares a los que se deben aplicar para marcos de acero con contravientos restringidos a pandeo. Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas.

12.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta ($Q=3$)

Comentario:

El diseño y detallado de marcos compuestos con contravientos concéntricos es similar a los que se deben aplicar para marcos de acero con contravientos concéntricos. Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas.

12.6.3.1 Requisitos generales

Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.3 para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

12.6.3.2 Bases de diseño

Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos con contraventeos de ductilidad alta se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

12.6.3.3 Análisis

El análisis de marcos compuestos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta debe cumplir los requisitos del inciso 12.3.3.

12.6.3.4 Requisitos del sistema

El sistema debe cumplir los requisitos de análisis y diseño para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta del inciso 12.3.3.

12.6.3.5 Miembros

12.6.3.5.1 Requisitos básicos

Las columnas y los contraventeos de acero o compuestos deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad alta. Las vigas de acero o compuestas deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad media.

12.6.3.5.2 Diagonales de contraventeo

Las diagonales de acero cumplirán los requisitos del inciso 12.3.3.5.

Las diagonales compuestas rellenas tendrán una relación de esbeltez efectiva, KL/r , no mayor que 115. En la determinación de la esbeltez, KL/r , el radio de giro, r , es el de la sección de acero.

12.6.3.6 Conexiones

Cuando un contraventeo o placa se conecte en la viga y en la columna, la conexión estará en alguno de los casos siguientes:

- a) Conexión viga-columna rígida que cumpla los requisitos de la sección 12.3.
- b) Conexión viga-columna simple que cumpla los requisitos de la sección 12.3; la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de la presente Norma.
- c) Conexión viga-columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de la presente Norma.

En la geometría de la placa de conexión con miembros compuestos, se debe considerar un segmento libre para la fluencia de la placa de conexión de dos veces su espesor, $2t$, que no quede restringida por el concreto en la viga y/o columna. Alternativamente, en vigas de acero que soportan una losa de concreto sin acción compuesta, se puede poner un material flexible.

Nota: La figura 12.6.1 ilustra el segmento libre, $2t$, para la fluencia de la placa de conexión entre una viga y/o una columna compuesta.

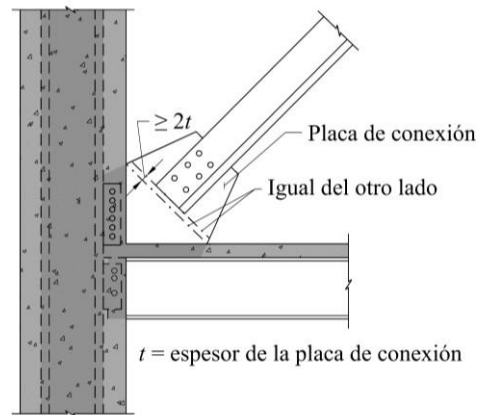


Figura 12.6.1 Geometría requerida de la placa de conexión

Comentario:

Al igual que en marcos de acero con contraventeo, las placas de conexión deben considerar en la unión con el contraviento una línea de doblez o segmento libre con un ancho de dos veces el espesor de la placa. La línea de doblez comienza en el extremo del contraviento, siendo perpendicular al eje longitudinal del contraviento, y extendiéndose hacia la parte rígida de la viga o columna de acero, o bien a la parte rígida del concreto en (1) una viga con losa sin o con acción compuesta (a menos que se remplace el concreto de esta zona por material flexible), o (2) al paño del concreto en unas columnas compuesta embebida. En los casos que la línea de doblez termine en un punto flexible de la misma placa, es decir, que no termine en la parte rígida de acero o concreto. Se recomienda rigidizar con una placa perpendicular en la zona flexible y dejar el segmento libre o línea de doblez.

12.6.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2$)

12.6.4.1 Requisitos generales

Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.4 para marcos de acero con contraventeos de ductilidad baja, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

12.6.4.2 Bases de diseño

Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas limitadas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

12.6.4.3 Análisis

El análisis debe realizarse como se indica en el Capítulo 2.

12.6.4.4 Requisitos del sistema

Ningún requisito adicional.

12.6.4.5 Miembros

Ningún requisito adicional.

12.6.4.6 Conexiones

Ningún requisito adicional.

13. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Este capítulo se complementa con información adicional proporcionada en la literatura especializada.

Está integrado por las siguientes secciones:

- 13.1. Planos y dibujos
- 13.2. Fabricación
- 13.3. Montaje

13.1 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, que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra. Se realizarán planos con vistas en planta donde se localicen los diferentes arreglos de anclas (plantillas) marcando su orientación y ubicación. Adicionalmente se detallará la posición relativa entre anclas así como la longitud de rosca que sobresale de los elementos de concreto, señalando también el espacio entre placas base y componentes de concreto de la cimentación para colocar el mortero expansivo (grout).

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos estructurales con sus respectivas marcas así como su orientación. Los planos de fabricación y de montaje se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura. Se señalarán las juntas de campo, con indicaciones precisas para su elaboración, y se crearán planos de tornillería para la totalidad de las uniones atornilladas con la descripción geométrica detallada de tornillos y arandelas, así como la especificación de los materiales.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

El fabricante se obliga a preparar los planos de taller y montaje a cuyo término someterá al propietario o su representante copias de los mismos para su aprobación. El propietario o su representante se obligan a devolver al fabricante los planos aprobados, sujetos a las correcciones indicadas, en un plazo no mayor de 14 días naturales. El fabricante quedará así autorizado para proceder con el inicio de la fabricación después de corregir los planos, enviando las copias corregidas al propietario o su representante.

Comentario:

Es conveniente indicar en los planos de fabricación lo siguiente: Para cada símbolo de soldadura indicar en la cola el tipo de procedimiento de soldadura WPS por emplear, por ejemplo WPS FCAW-G 18, numerar cada una de las soldaduras indicadas en el plano del ensamble con objeto de identificar su trazabilidad para efectos del control y/o aseguramiento de calidad, tipo de limpieza, recubrimiento y espesor de la película seca, pruebas no destructivas que serán

aplicadas en cada soldadura, tabla de pretensión de la tornillería, especificación del tipo de apriete para cada unión atornillada, por ejemplo 3l * 7/8l(ST), Código a seguir para los trabajos de soldadura, por ejemplo AWS D1.1 2015, señalar las zonas protegidas.

Cuando se emiten solicitudes de información (RFI), el proceso debe incluir el mantenimiento de un registro escrito de consultas y respuestas relacionadas con la interpretación e implementación de los documentos del contrato, incluidas las aclaraciones y / o revisiones a los documentos del contrato que resulten, si los hay.

13.2 Fabricación

13.2.1 Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 923 K (650 °C).

Los procedimientos anteriores pueden utilizarse también para dar contraflecha a elementos estructurales que la requieran.

Comentario:

Además emplear los medios mecánicos, se permite la aplicación local de calor para curvar, contraflechar y enderezar. Las temperaturas máximas se especifican para evitar que la metalurgia sufra un daño y alteración involuntaria modificando las propiedades mecánicas: para aceros ASTM A514 / A514M y A852 / A852M, el máximo es 1.100°F (590 °C); para otros aceros, el máximo es de 1.200 °F (650 °C). En general, estos no deben verse como máximos absolutos; incluyen un margen para una variación de aproximadamente 100 °F (38 °C), que es un rango común alcanzado por fabricantes experimentados (FHWA, 1999).

13.2.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra, soplete con mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma, preferentemente de alta definición para evitar cortes con inclinación en el espesor del material; estos dos últimos se harán, de preferencia, guiados mecánicamente. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete utilizando mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma.

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.

Comentario:

El corte térmico debe realizarse preferiblemente con máquina. El requisito para precalentar antes del corte térmico es minimizar la creación de una capa de superficie dura y la formación de grietas (cracks). Este requisito de precalentamiento para corte térmico no aplica cuando se taladra la porción del radio del orificio de acceso o los despatines y la porción cortada es esencialmente lineal.

13.2.3 Estructuras soldadas

Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión del –Structural Welding Code-Steel AWS D1.1, o, en su caso, AWS D1.5, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society). El fabricante de la estructura deberá contar con todos los procedimientos calificados de soldadura (Welding Procedure Specification, WPS) que cubran la totalidad de las uniones por realizar en el proyecto. Todos los procedimientos deberán estar respaldados por su correspondiente Registro de Calificación del Procedimiento (Procedure Qualification Record, PQR). El propietario de la obra o su representante tendrá el derecho de solicitar los procedimientos calificados de soldadura al fabricante. En los procedimientos de soldadura se indicarán todas las variables esenciales del proceso, de acuerdo con AWS D1.1 o AWS D1.5. Por el contrario, los Registros de Calificación del Procedimiento serán propiedad del fabricante, quien los resguardará; en ellos se anexa toda la documentación correspondiente a ensayos no destructivos y destructivos que certifiquen el correcto funcionamiento de la unión que califican. En caso de que el fabricante opte por utilizar algún procedimiento precalificado por AWS D1.1 o AWS D1.5 deberá sujetarse a todas las limitaciones que impone el propio código. Los procedimientos deberán mostrarse en forma sencilla en todas las estaciones de soldadura del taller. El supervisor e inspector también deberán contar con los procedimientos calificados para su correcta verificación.

Comentario:

Para evitar la contaminación de la soldadura, el revestimiento de aceite ligero que generalmente está presente después de la fabricación de un HSS debe eliminarse con un solvente adecuado en lugares donde se realizará la soldadura. En los casos en que se ha aplicado un recubrimiento externo en el molino, el revestimiento debe eliminarse en el lugar de aplicación de la soldadura.

13.2.3.1 Preparación del material

Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete con mezcla de oxígeno y gas, o equipos de plasma, se efectuará con antorchas guiadas mecánicamente.

Comentario:

La calidad del corte como preparación de la unión puede afectar la calidad e integridad de la soldadura. Las superficies lisas y planas son el objetivo. Los cortes mecánicamente guiados suelen ser lo suficientemente tersos como para que no se requieran reparaciones. Los defectos más grandes pueden repararse mediante soldadura. AWS D1.1 proporciona límites sobre el alcance de las reparaciones permitidas. Tres procesos de corte térmico comúnmente utilizados para estructuras son los que suelen emplearse en taller: oxicorte empleando gas o acetileno, corte por plasma, y corte mediante arco aire con electrodos de carbón, por ejemplo, utilizado para sanear la raíz (Backgouge).

13.2.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada, y también las mayores de 3 mm.

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 tornillos, prensas, cuñas, tirantes, 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 deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas y se limpiarán cuidadosamente; en caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base. Se evitará iniciar el arco (columna de plasma) aproximando aleatoriamente el electrodo al material base en zonas vecinas a la colocación de puntos provisionales pues puede alterarse la calidad del material.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eviten distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando no 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 por varias placas o perfiles, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las trabes armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

Comentario:

Soldaduras temporales de ayuda durante la fabricación deben realizarse con los mismos requisitos de calidad como las soldaduras finales. AWS D1.1, cláusula 5.17.1, requiere que tales soldaduras sean realizadas por personal cualificado siguiendo un WPS. La misma cláusula 5.17.1 (2) AWS D1.1 también estipula limitaciones en la ayuda a la construcción utilizando soldaduras según el tipo de carga. En general, para estructuras cargadas estáticamente, se permiten soldaduras de ayuda a la construcción y pueden mantenerse en su lugar. AWS D1.1 cláusula, 5.17.2 (2), estipula que las soldaduras de ayuda en la construcción de acero templado y revenido con un límite a la fluencia especificada de 70 ksi (485 MPa) solo se permiten cuando lo aprueba el ingeniero del diseño. Para aplicaciones cargadas cíclicamente, AWS D1.1, cláusula 5.17.2 (1), prohíbe soldaduras de ayuda a la construcción fuera del final de la junta soldada en zonas de tensión.

13.2.3.3 Soldaduras de penetración completa

Debe prepararse la ranura en la unión de placas o elementos de perfiles laminados entre las que va a depositarse la soldadura, con la geometría indicada en los procedimientos calificados, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o cerámica, de no ser así, debe removerse con un esmeril, equipo de arco aire con electrodo de carbón o con otro medio, adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal, manteniendo el medio de protección.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, 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 se retirará la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

Comentario:

Los detalles de soldadura para uniones a tope con preparación de ranura para lograr una penetración completa, CJP, precalificados enumerados en AWS D1.1 generalmente requieren placa de respaldo de acero si se realizan por un solo lado y trabajo de raíz, normalmente con arco aire (backgouging CAG) si se hace desde dos lados. Estas medidas están destinadas a garantizar la completa fusión en todo el espesor del material que se está uniendo. El único material empleado para placa de respaldo que puede emplearse para los procedimientos precalificados por AWS D1.1 es el acero. Se pueden utilizar cobre o cerámicas siempre y cuando se realicen las pruebas correspondientes para calificar.

13.2.3.4 Precalentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual al espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor de 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación.

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.

En la tabla 13.2.1 se dan las temperaturas mínimas de precalentamiento para algunos aceros usuales.

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273K (0°C) debe precalentarse a 293K (20 °C) como mínimo, o a la temperatura de precalentamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Se recomienda en todos los casos realizar un precalentamiento de 293 K (20 °C) con objeto de eliminar la posible humedad absorbida por el metal base.

Comentario:

El riesgo de grietas (cracks) debido a la segregación aumenta como resultado de precalentar a niveles más altos de los indicados en esta norma.

13.2.3.5 Inspección

Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado. El propietario o su representante tendrá el derecho de solicitar los certificados de los soldadores con los que se califica su desempeño (Welder Performance Qualification, WPQ) de acuerdo al código AWS D1.1. Este documento se deberá respaldar con una serie de evidencias relativas a ensayos de probetas especificadas por el propio código. Su vigencia será de seis meses a partir de su expedición. Podrá mantenerse vigente si el soldador no interrumpe su actividad en este período y sus condiciones físicas y eficiencia se mantienen en estado similar a la fecha de la prueba. El soldador se califica para un procedimiento específico (abarcando los límites que permita el código AWS D1.1). Esto no significa que esté calificado para soldar cualquier unión con el mismo proceso, ni cualquier proceso con la misma unión. La calificación de soldadores, al igual que la calificación de los procedimientos, es responsabilidad del fabricante.

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los extremos de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los perfiles de las ranuras, profundidad de biseles, aberturas de raíz, radios de ranura, hombro de raíz, ángulos de ranura, ángulos de bisel, etc., son correctos y están de acuerdo con los procedimientos calificados. Se deberá verificar, además, la limpieza del material y el precalentamiento, si es requerido.

Tabla 13.2.1 Temperatura mínima de precalentamiento, en grados K (°C) ¹

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido, arco eléctrico protegido con gases inertes, arco eléctrico con electrodo con corazón de fundente Aceros B254 (A36), B284 (A572), Gr. 42 y 50, y B99 (A529)
menor o igual que 19 ($\leq \frac{3}{4}$)	Ninguna	Ninguna
más de 19 hasta 38 ($\frac{3}{4}$ a $1\frac{1}{2}$)	343 (70)	283 (10)
más de 38 hasta 64 ($1\frac{1}{2}$ a $2\frac{1}{2}$)	383 (110)	343 (70)
mayor que 64 ($> 2\frac{1}{2}$)	423 (150)	383 (110)

¹Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1, en su última versión.

Deberá realizarse una inspección visual antes, durante y después de la aplicación de la soldadura, procediéndose a reparar los defectos que se observen, tales como tamaño insuficiente, socavaciones del metal base, porosidades, refuerzo de soldadura, desalineamientos, etc. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando se requiera, se realizarán ensayos no destructivos (END) a los diferentes tipos de juntas unidas por soldadura. La inspección superficial que detecta discontinuidades abiertas o muy cercanas a la superficie inspeccionada se realizará por cualquiera de los siguientes métodos, a juicio del inspector: inspección visual (VT), líquidos penetrantes (PT), partículas magnéticas (MT) o electromagnetismo (ET). La inspección para detectar discontinuidades o daños internos en el material se realizará aplicando cualquiera de los métodos siguientes: ultrasonido industrial (UT) y/o radiografía industrial (RT). El empleo de una sola prueba de END pudiera no representar un argumento suficiente para juzgar la sanidad de la unión soldada, por lo que se podrán combinar diferentes tipos de pruebas complementarias para garantizar la calificación de la junta. En cada caso se realizará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para cubrir los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. La inspección y en su caso corrección de todas las soldaduras de taller, se realizarán en la propia planta del fabricante para su liberación final, antes del embarque a la obra. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

Comentario:

Antes de realizar cualquier ensayo no destructivo END, AWS D1.1, cláusula 6.9, requiere que las soldaduras cumplan primero con los criterios de aceptación visual (AWS, 2015c). Debido a la diversidad de proyectos que pueden ser gobernados por el Código AWS D1.1, es imposible para un solo documento especificar todos los requisitos de inspección apropiados para todos los proyectos, incluida la extensión y el tipo de END a ser realizado, criterios de aceptación y quién es responsable de las diversas tareas de inspección. AWS D1.1, por lo tanto, se basa en el criterio del ingeniero responsable para especificar dichos requisitos para la realización de las pruebas no destructivas END.

13.2.4 Estructuras atornilladas

El uso de los tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con las indicaciones contenidas en la literatura especializada.

13.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia

deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Dependiendo del tipo de conexión (ver inciso 10.3.1), puede requerirse que a los tornillos A325 y A490 se les dé una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 10.3.1. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm²); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

Comentario:

En general, excepto lo dispuesto en esta Especificación, el uso de tornillos de alta resistencia debe cumplir con las disposiciones de la especificación para uniones estructurales utilizando tornillos de alta resistencia (RCSC, 2014) según lo aprobado por el Research Council on Structural Connections. Kulak (2002) que proporciona una visión general de las propiedades y el uso de tornillos de alta resistencia.

Los tornillos de alta resistencia se han agrupado por niveles de resistencia en tres categorías:

- (1) Tornillos del grupo A, que tienen una resistencia similar a los tornillos ASTM F3125 Grado A325**
- (2) Tornillos del grupo B, que tienen una resistencia similar a los tornillos ASTM F3125 Grado A490**
- (3) Tornillos del grupo C, que tienen una resistencia de 200 ksi (830 MPa) como en los tornillos ASTM F3111**

13.2.4.2 Agujeros para construcción atornillada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas Normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 10.3.3.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm ($\frac{1}{8}$ pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El punzón para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm ($\frac{1}{16}$ pulg.) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

Comentario:

Para cada diámetro de tornillo, desde $\frac{1}{2}$ hasta mayores o iguales a 1 $\frac{1}{8}$, debe realizarse el barrenado con una holgura, que es variable de acuerdo al diámetro del tornillo y al tipo de agujero seleccionado; estándar, sobredimensionados, alargados cortos y los alargados largos. En tornillos de diámetro de 1" o mayor la nueva Norma amplía la holgura permisible V.S. el diámetro del tornillo. ver Fe de Erratas de la propia Norma.

13.2.5 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 distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

Comentario:

Si un especial concepto de diseño o componente del sistema estructural requiere una tolerancia que no se especifica en la presente norma, la tolerancia necesaria debe especificarse en los documentos del contrato.

13.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los incisos 13.2.6.b y 13.2.6.c). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los incisos 13.2.6.b y 13.2.6.c.
- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

Comentario:

La colocación del grout bajo la placa base es responsabilidad del representante designado por el propietario para la construcción de la obra civil.

13.2.7 Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena o granalla, 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 período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

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.

Comentario:

Esta especificación no define el tipo de pintura que se utilizará cuando se use una capa de taller. La exposición final, el medio ambiente y la preferencia individual con respecto a la pintura de acabado son factores que determinan la selección de un primario adecuado. Un tratamiento integral sobre el tema se encuentra en varias publicaciones del SSPC.

13.3 Montaje

13.3.1 Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

Comentario:

El constructor y/o propietario deben proporcionar protecciones para el piso, pasamanos, pasarelas y alguna otra protección de seguridad según lo amerite el caso, para el personal de montaje. De lo contrario el propietario puede solicitar desde los documentos contractuales todos los medios de seguridad al montador que los deberá considerar en el cálculo de su costo.

13.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

13.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas Normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

Comentario:

A medida que avanza el montaje de la estructura, esta debe estar asegurada para soportar cargas muertas, y otras cargas previstas que puedan ocurrir durante el período de erección. Se proporcionarán refuerzos temporales, siempre que sea necesario, para soportar las cargas a las que puede estar sujeta la estructura durante el montaje, incluidos los equipos y el funcionamiento de la misma. Dicho refuerzo se deja en su lugar el tiempo necesario para garantizar la seguridad. Se puede tener una referencia de las cargas que pueden ocurrir durante el montaje en el Código ASCE.

13.3.4 Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

- a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.
- b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Comentario:

Puede complementarse un criterio más extenso de tolerancias en la sección 7.13. Erection Tolerances de Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges 2016 (COSP 303 AISC).

13.3.5 Alineado y plomeado

No se colocarán tornillos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

13.3.6 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 o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación 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 llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

Comentario:

Pruebas en columnas empalmadas de tamaño real con juntas que habían sido cepilladas intencionalmente descuadradas entre tramos, en relación con el eje fuerte o débil, demostró que la transferencia de la carga axial era la misma que una columna sin empates unidos (Popov y Stephen, 1977). En las pruebas, no se calzaron con lanas espacios de hasta 1/16 pulg. (2 mm); espaciamientos de 1/4 pulg. (6 mm) se calzaron con cuñas de acero dulce. Se usaron soldaduras de ranura de penetración parcial en todas las pruebas para guiar los tramos de columna. No se realizaron pruebas con espacios mayores de 1/4 pulg. (6 mm).

APÉNDICE A.DISEÑO PLÁSTICO

Este Apéndice trata sobre el diseño plástico, en el que se considera la redistribución de fuerzas y momentos en los miembros y conexiones como resultado de su plastificación en zonas localizadas.

Está compuesto por las partes siguientes:

- A.1. Requisitos generales
- A.2. Requisitos de ductilidad
- A.3. Requisitos para el análisis

Comentario:

Esta sección contiene disposiciones para el análisis y el diseño plástico de sistemas de acero estructural, incluyendo vigas continuas, marcos momento-resistentes, y sistemas duales. Este Apéndice permite el uso de una gama amplia de métodos de análisis inelásticos, que van desde los enfoques tradicionales de diseño plástico hasta los métodos de análisis más avanzados con

elementos finitos no lineales. De varias maneras, este Apéndice representa una extensión lógica del método de análisis directo del Capítulo 2, en el que se utiliza un análisis elástico de segundo orden.

A.1 Requisitos generales

Las disposiciones de este Apéndice no son aplicables en diseño por sismo.

La resistencia de diseño del sistema estructural y sus miembros y conexiones debe ser igual o mayor que la resistencia requerida que se determine con el análisis inelástico.

El análisis inelástico debe tener en cuenta:

- a) Las deformaciones de los miembros por flexión, cortante y fuerza axial, y las deformaciones de las conexiones y de todos los componentes que contribuyan a los desplazamientos de la estructura.
- b) Los efectos de segundo orden (incluyendo los $P\Delta$ y $P\delta$).
- c) Las imperfecciones geométricas.
- d) La reducción de rigideces debido a la inelasticidad, incluyendo el efecto de los esfuerzos residuales y la fluencia parcial de las secciones transversales.
- e) Las incertidumbres en la resistencia y rigidez del sistema, miembros y conexiones.

Los estados límite de resistencia detectados con un análisis plástico que incorpore todos los requisitos anteriores, no están sujetos a las disposiciones correspondientes de estas Normas cuando el análisis proporcione un grado de confiabilidad comparable o más alto. Los estados límite que no se detecten con el análisis plástico deben evaluarse utilizando las disposiciones correspondientes de los Capítulos 4 a 11. Las conexiones deben cumplir con los requisitos del Capítulo 10.

La ductilidad de los miembros y conexiones sujetos a deformaciones inelásticas debe ser adecuada y consistente con el comportamiento esperado del sistema estructural. No se permite la redistribución de fuerzas por la ruptura de un miembro o conexión.

Para dimensionar miembros y conexiones se permiten todos los métodos basados en un análisis plástico que satisfaga estos requisitos generales, que quedan satisfechos mediante un método de diseño basado en un análisis inelástico que cumpla con los requisitos de resistencia antes mencionados, los de ductilidad de la sección A.2 y los del análisis de la A.3.

Comentario:

Existen varios niveles de análisis inelásticos que están disponibles para el diseñador (Ziemian, 2010; Chen y Toma, 1994). Todos están destinados a tener en cuenta la posible redistribución de las fuerzas y momentos en los miembros y conexiones como resultado de la fluencia localizada en las articulaciones plásticas. En los niveles más altos, se tiene la capacidad de modelar formas complejas de comportamiento no lineal y detectar inestabilidades de miembros y/o marcos mucho antes de la formación de un mecanismo plástico. Muchas de las ecuaciones de diseño de resistencia en esta norma para miembros en compresión, flexión y combinaciones, se desarrollaron usando métodos refinados de análisis inelásticos junto con resultados experimentales y un buen juicio (Yura et al., 1978; Kanchanalai y Lu, 1979; Bjorhovde, 1988; Ziemian, 2010). Además, la investigación durante los últimos veinte años ha producido avances significativos en los procedimientos para la aplicación directa de análisis inelásticos de segundo orden en el diseño (Ziemian et al., 1992; White y Chen, 1993; Liew et al., 1993; Ziemian y Miller, 1997; Chen y Kim, 1997; Surovek, 2010). En consecuencia, existe un aumento constante en la inclusión de disposiciones para el análisis inelástico en programas comerciales para estructuras de acero, pero a un nivel que varía ampliamente. El uso de cualquier programa de análisis requiere una comprensión de los aspectos del comportamiento estructural que simula, la

calidad de sus métodos y si las disposiciones de ductilidad y análisis del software son equivalentes a las de las secciones A.2 y A.3 de este apéndice, Existen numerosos estudios disponibles para verificar la precisión del análisis inelástico (Kanchanalai, 1977; El-Zanaty et al., 1980; White y Chen, 1993; Maleck y White, 2003; Martinez-Garcia y Ziemian, 2006; Ziemian, 2010).

A.2 Requisitos de ductilidad

Los miembros y conexiones con elementos sujetos a fluencia deben dimensionarse de manera que las demandas de deformación inelástica sean menores o iguales que sus capacidades de deformación inelástica. En lugar de demostrar explícitamente que se cumple esa condición, los miembros de acero en los que se formarán articulaciones plásticas deben cumplir los requisitos siguientes:

Comentario:

Debido a que un análisis inelástico favorece la redistribución de las fuerzas internas debido a la plastificación de los componentes estructurales, tales como miembros, paneles y conexiones, es imperativo que estos componentes tengan una ductilidad adecuada y sean capaces de mantener su resistencia de diseño al mismo tiempo que se adapten a las demandas de deformación inelástica. Los factores que afectan la capacidad de deformación inelástica de los componentes incluyen las propiedades del material, la esbeltez de la sección transversal de los elementos, y la longitud no arriostrada. Hay dos métodos generales para asegurar una ductilidad adecuada: (1) la limitación de los factores previamente mencionados, y (2) hacer comparaciones directas de las demandas reales de deformación inelástica con valores predefinidos de las capacidades de deformación inelástica. El primero se proporciona en este apéndice. Esencialmente desacopla el pandeo local inelástico del pandeo lateral-torsional. Ha sido parte de las disposiciones de diseño plástico para varias ediciones anteriores de esta norma. Ejemplos de este último enfoque en el que las demandas de ductilidad se comparan con las capacidades definidas aparecen en Galambos (1968b), Kato (1990), Kemp (1996), Gioncu y Petcu (1997), FEMA 350 (FEMA, 2000), ASCE 41 (ASCE, 2013), y Ziemian (2010).

A.2.1 Material

El esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y , de miembros en los que se formarán articulaciones plásticas no excederá de 450 MPa (4500 kg/cm²).

Comentario:

Diversas investigaciones previas sobre el comportamiento inelástico y plástico de vigas continuas, marcos rígidos y conexiones, han demostrado ampliamente la conveniencia del acero con niveles de esfuerzo de fluencia de hasta 450 MPa (4500 kg/cm² o 65 ksi) (ASCE, 1971).

A.2.2 Sección transversal

La sección transversal de los miembros, en las zonas donde aparecerán articulaciones plásticas tendrá dos ejes de simetría, y la relación ancho/grueso de sus elementos en compresión no será mayor que λ_{pl} (Tabla 3.2.2), excepto cuando se modifica como se indica a continuación.

a) Para la relación ancho/grueso (h/t) de almas de secciones I, perfiles HSS rectangulares, y secciones cajón sujetas a flexocompresión.

1) Cuando $P_u/F_R P_y \leq 0.125$

$$\lambda_{pl} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{F_R P_y} \right) \quad (A.2.1)$$

2) Cuando $P_u/F_R P_y > 0.125$

$$\lambda_{pl} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A.2.2})$$

P_u resistencia requerida en compresión axial

P_y resistencia axial de fluencia, igual a $F_y A_t$

F_R factor de resistencia, igual a 0.90

b) Para la relación ancho/grueso (b/t) de patines de perfiles HSS rectangulares y de sección cajón, y para placas de refuerzo para patines (cubreplacas) y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras.

$$\lambda_{pl} = 0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A.2.3})$$

c) Para la relación diámetro/grueso (D/t) de perfiles tubulares circulares en flexión.

$$\lambda_{pl} = 0.045 \frac{E}{F_y} \quad (\text{A.2.4})$$

Comentario:

El diseño por análisis inelástico requiere que, hasta la resistencia pico de la curva carga-deformación de la estructura, los momentos en las articulaciones plásticas permanezcan en el nivel del momento plástico, que a su vez se debe reducir la presencia de la fuerza axial. Esto implica que el miembro debe tener suficiente capacidad de rotación inelástica para permitir la redistribución de momentos adicionales. Las secciones que se designan como compactas en la sección 3.2 o de ductilidad media en la sección 12.1.8 tienen una ductilidad de rotación mínima de aproximadamente de 3 (véase la figura C-A.1), y son adecuados para el desarrollo de las articulaciones plásticas. La relación límite ancho-grueso designada como λ_p o λ_{dm} en la tabla 12.1.2, es la relación de esbeltez máximo que permita alcanzar esta ductilidad de rotación.

Los límites de esbeltez adicionales en las ecuaciones A.1.1 a A.1.4 se aplican a los casos no cubiertos en la tabla 12.1.2. Las ecuaciones A.2.1 y A.2.2, que definen los límites de relación ancho-grueso de almas de secciones I, perfiles HSS rectangulares, y secciones cajón sujetas a flexocompresión, se basan en la investigación documental sobre diseño plástico del ASCE (1971). Las ecuaciones para los patines de HSS rectangulares y secciones cajón (Ecuación A.2.3), y para secciones circulares HSS (Ecuación A.2.4), son adoptadas de la Especificación para el diseño de perfiles huecos de acero estructural del AISC (2000a).

El límite de esbeltez de elementos en una sección transversal que aseguren la ductilidad en las ubicaciones de articulaciones plásticas sólo es admisible para las secciones con dos o más ejes de simetría. En general, no se permite el uso de secciones ángulo, T y ángulo doble en el diseño plástico, debido a que la capacidad de rotación inelástica en las regiones donde el momento produce compresión en una de las alas normalmente no será suficiente.

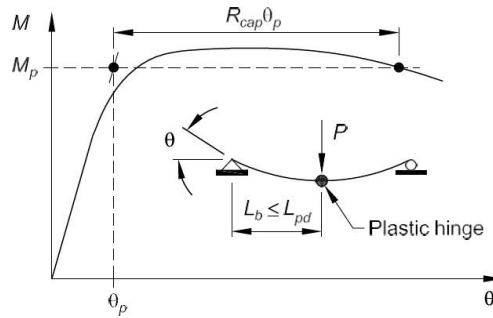


Figura. C-A.1. Curva momento-rotación de un miembro en flexión y definición de la ductilidad de rotación.

A.2.3 Longitud sin soporte lateral

En segmentos de miembros prismáticos en los que se formarán articulaciones plásticas, la longitud sin arriostramiento lateral, L , no debe exceder de L_{pd} , que se determina como se indica más adelante. En miembros sujetos a flexión o a flexotensión, L se considera igual a la separación entre puntos soportados contra el desplazamiento lateral del patín comprimido, o arriostrados para evitar el retorcimiento de la sección transversal. En miembros flexocomprimidos L se toma igual a la separación entre puntos arriostrados simultáneamente contra desplazamientos laterales en la dirección del eje de menor inercia y el retorcimiento de la sección transversal.

a) En perfiles I flexionados alrededor de su eje de mayor inercia

$$L_{pd} = \left[0.12 - 0.076 \frac{M'_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \quad (A.2.5)$$

r_y radio de giro respecto al eje de menor inercia.

1) Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro de la longitud no arriostrada excede de M_2 :

$$\frac{M'_1}{M_2} = +1 \quad (A.2.6)$$

Si no se cumple la condición (1),

2) Cuando $M_{mid} \leq (M_1 + M_2) / 2$

$$M'_1 = M_1 \quad (A.2.7)$$

3) Cuando $M_{mid} > (M_1 + M_2) / 2$

$$M'_1 = 2M_{mid} - M_2 < M_2 \quad (A.2.8)$$

M_1 momento más pequeño de los que aparecen en los extremos de la longitud sin arriostrar

M_2 momento más grande de los que aparecen en los extremos de la longitud sin arriostrar; se toma con signo positivo en todos los casos

M_{mid} momento en el centro de la longitud sin arriostrar

M_1' momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostrar opuesto a M_2

Los momentos M_1 y M_{mid} son positivos cuando producen compresión en el mismo patín que el momento M_2 , y negativos en caso contrario.

b) En barras rectangulares macizas, perfiles HSS rectangulares y secciones cajón flexionadas alrededor de su eje principal de mayor inercia

$$L_{pd} = \left[\frac{0.17 - 0.10 \frac{M_1'}{M_2}}{1} \right] \frac{E}{F_y} r_y \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (A.2.9)$$

En todos los tipos de miembros comprimidos en los que puedan formarse articulaciones plásticas, las longitudes laterales sin arriostrar, alrededor de los ejes de mayor y menor inercia de su sección transversal, no excederán de $4.71r_x \sqrt{E/F_y}$ y $4.71r_y \sqrt{E/F_y}$, respectivamente.

No hay límites para L_{pd} en miembros en los que puedan formarse articulaciones plásticas en los casos siguientes:

- a) Miembros con secciones transversales circulares o cuadradas, en flexión o a flexotensión.
- b) Miembros sujetos a flexión alrededor de su eje de menor inercia, o a la combinación de tensión y flexión alrededor de ese eje.
- c) Miembros en tensión.

Comentario:

La ductilidad de los elementos estructurales con articulaciones plásticas se puede reducir de manera significativa por la posibilidad de pandeo lateral inelástico. A fin de proporcionar capacidad de rotación adecuada, dichos miembros pueden necesitar refuerzos más cercanamente espaciados de lo que serían necesarios para el diseño de acuerdo con la teoría elástica. Las ecuaciones A.2.5 y A.2.9 definen la longitud máxima sin arriostramientos permitida en las proximidades de las articulaciones plásticas de secciones I, rectangulares huecas y cajón con flexión en el eje de mayor inercia. Estas ecuaciones son una versión modificada de las que aparecen en esta norma, las cuales se basan en la investigación de Yura et al. (1978). La intención de estas ecuaciones es asegurar una ductilidad de rotación mínima de 3.

Las ecuaciones A.2.5 y A.2.9 se han modificado para tener en cuenta diagramas no-lineales de momento, y para situaciones en las que la articulación plástica no se desarrolle en el lugar arriostrado correspondiente al momento extremo mayor. El momento M_2 en estas ecuaciones es el momento más grande en el extremo de la longitud no soportada, tomada como positiva en todos los casos. El momento M_1' es el momento en el extremo opuesto de la longitud no soportada que corresponde a un diagrama de momento lineal equivalente que da la misma capacidad de rotación objetivo.

Para las condiciones en las que el pandeo lateral-torsional no puede ocurrir, como en miembros con secciones transversales cuadradas, redondas y con dos o más ejes de simetría sometidas a flexión en el eje de menor inercia o en tensión, la ductilidad del miembro no es función de la longitud no soportada.

A.2.4 Fuerza axial

Para asegurar la ductilidad adecuada de elementos comprimidos con articulaciones plásticas, la compresión que actúa en ellos no debe exceder de $0.75F_y A_t$.

Comentario:

La disposición en esta sección restringe la fuerza axial en un miembro de compresión a $0.75F_y A_t$, o aproximadamente el 83.3% de la carga de fluencia de diseño $F_y A_t$. Esta disposición es una limitación de advertencia, ya que no se han realizado las investigaciones necesarias para asegurar que haya suficiente capacidad de rotación inelástica en miembros sujetos a altos niveles de fuerza axial.

A.3 Requisitos para el análisis

El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales de la sección A.1. Se permite que se cumplan esos requisitos con un análisis que satisfaga las condiciones de esta sección.

En vigas continuas sin compresión axial puede hacerse un análisis plástico convencional y suprimir los requisitos de los incisos A.3.2 y A.3.3.

Comentario:

Para todos los sistemas estructurales con miembros sujetos a fuerza axial, las ecuaciones de equilibrio se deben formular con la geometría de la estructura deformada. El uso de análisis inelásticos de segundo orden para determinar los efectos de la carga en los miembros y las conexiones se discute en la guía de estabilidad para estructuras de acero (Ziemian, 2010). Los libros de texto [por ejemplo, Chen y Lui (1991), Chen y Sohal (1995), McGuire et al. (2000), Tena-Colunga (2007)] presentan enfoques básicos para el análisis inelástico, así como ejemplos prácticos y aplicaciones con programas de cómputo.

Cuando las vigas continuas debidamente arriostradas no estén sujetas a cargas axiales, pueden ser diseñadas por análisis inelástico de primer orden (análisis y diseño plástico tradicional). El análisis plástico de primer orden se trata en diversos libros de texto sobre diseño de acero [por ejemplo, Salmon et al. (2008)], y en libros de texto sobre diseño plástico [por ejemplo, Beedle (1958), Horne y Morris (1982), Bruneau et al. (2011), y Wong (2009)]. Las herramientas para el análisis plástico de vigas continuas están disponibles para el diseñador en estos u otros libros que proporcionan formas simples de calcular las cargas de los mecanismos plásticos. Es importante tener en cuenta que tales métodos utilizan combinaciones de carga última (DFCR o LRFD), ya sea directa o implícitamente, y, por lo tanto, debe modificarse para incluir una reducción en la capacidad de momento plástico de todos los miembros por un factor de 0.9. El análisis inelástico de primer orden también se puede utilizar en el diseño de vigas continuas compuestas de acero y concreto. Oehlers y Bradford (1995) dan los límites de diseño y criterios de ductilidad para los momentos plásticos positivos y negativos.

A.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia

El análisis debe hacerse con el esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y , multiplicado por 0.9, y la rigidez de todos los elementos de acero y sus conexiones se multiplica, también, por ese mismo factor de reducción, excepto en los casos indicados en el inciso A.3.3.

En el cálculo de la respuesta inelástica debe incluirse la influencia de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia.

La resistencia plástica de la sección transversal de un elemento puede representarse en el análisis con un criterio de fluencia elastoplástico perfecto, expresado en términos de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia, o con un modelo explícito de la respuesta esfuerzodeformación del material, considerado elastoplástico perfecto.

Comentario:

Esta sección proporciona un método aceptado para la inclusión de la incertidumbre en la resistencia y rigidez del sistema. La reducción en la resistencia a la fluencia y la rigidez de los miembros es equivalente a la reducción de la resistencia de los miembros por los factores de reducción de resistencia de esta norma utilizados en el diseño elástico. En particular, el factor de 0.9 se basa en los factores de resistencia de los miembros y componentes de los capítulos 5 y 6, que son apropiados cuando el sistema estructural se compone de un solo miembro, y en casos donde la resistencia del sistema depende fundamentalmente de la resistencia de un solo miembro. Para sistemas donde esto no ocurre, el uso de tal factor debe ser conservador. La reducción en la rigidez contribuirá en deformaciones más grandes, y, a su vez, el aumento de efectos de segundo orden.

El comportamiento inelástico de la mayoría de los elementos estructurales es principalmente el resultado de los esfuerzos normales en la dirección del eje longitudinal del miembro igualando el límite de elasticidad del material. Por lo tanto, los esfuerzos normales producidas por la fuerza axial y momentos de flexión en los ejes de mayor y menor inercia deben ser incluidas en la definición de la resistencia plástica de las secciones transversales de los miembros (Chen y Atsuta, 1976).

No se permite el modelado de endurecimiento por deformación que de lugar a fuerzas mayores que la resistencia plástica de la sección transversal

A.3.2 Imperfecciones geométricas

El análisis debe incluir los efectos de las imperfecciones geométricas iniciales. Para ello se modelan las imperfecciones explícitamente, como se especifica en el inciso 2.5.2.1(a), o se aplican fuerzas estáticas ficticias equivalentes, inciso 2.5.2.1(b).

Comentario:

Debido a que las imperfecciones geométricas iniciales pueden afectar el comportamiento no-lineal de un sistema estructural, es imperativo que se incluyan en el análisis de segundo orden. La discusión sobre cómo se puede modelar el marco con desplome se proporciona en los comentarios de la sección 2.5. Se proporciona información adicional en las siguientes publicaciones: ECCS (1984), Bridge y Bizzanelli (1997), Bridge (1998), y Ziemian (2010).

Miembros con imperfección en la curvatura o desalineados debe incluirse en situaciones en las que puede tener un impacto significativo en el comportamiento inelástico del sistema estructural. La importancia de tales efectos es una función de (1) la magnitud relativa de la fuerza axial aplicada y los momentos de flexión aplicados en el miembro, (2) si el miembro está sujeto flexión de curvatura simple o doble, y (3) la esbeltez del miembro.

En todos los casos, las imperfecciones geométricas iniciales deben ser modeladas para representar los posibles efectos desestabilizadores máximos.

A.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

El análisis debe incluir la influencia de los esfuerzos residuales y de la plastificación parcial del material. Para ello, en el análisis se modelan explícitamente esos efectos, o se reduce la rigidez de todos los componentes estructurales como se indica en el inciso 2.5.2.2.

Si se usan las disposiciones del inciso 2.5.2.2:

- a) El factor de reducción de las rigideces de 0.9, inciso A.3.1, se sustituye tomando $0.8E$ en lugar del módulo de elasticidad, E , como se indica en el inciso 2.5.2.2.

b) Los elementos flexocomprimidos deben satisfacer las ecuaciones de interacción del Capítulo 8.

Comentario:

Dependiendo de la relación entre el módulo de sección plástico de un miembro, Z , y su módulo de sección elástico, S , la fluencia parcial que se produce antes de la formación de una articulación plástica puede reducir significativamente la rigidez a flexión del miembro. Este es particularmente el caso de la flexión en el eje de menor inercial en perfiles I. Cualquier cambio en la rigidez a la flexión puede dar lugar a una redistribución de la fuerza, y a un aumento de los efectos de segundo orden, y por lo tanto tiene que ser considerado en el análisis inelástico.

El impacto de la fluencia parcial se acentúa aún más por la presencia de esfuerzos residuales térmicos, que se deben a un enfriamiento no uniforme durante los procesos de manufactura y fabricación del acero. Debido a que la magnitud relativa y la distribución de estos esfuerzos dependen del proceso y la geometría de la sección transversal del miembro, no es posible especificar un único patrón idealizado para su uso en todos los niveles de análisis inelástico. Las distribuciones de esfuerzos residuales utilizado para los perfiles laminados en caliente con dos o más ejes de simetría se proporcionan en la literatura, por ejemplo: ECCS (1984) y Ziemian (2010). En la mayoría de los casos, el esfuerzo residual máximo de compresión es de entre 30% a 50% del esfuerzo de fluencia.

Los efectos de la fluencia parcial y los esfuerzos residuales pueden incluirse directamente en el análisis inelástico de plasticidad distribuida, o mediante la modificación de los métodos de análisis basados en la articulación plástica. Un ejemplo de esto último se desarrolla por Ziemian y McGuire (2002) y Ziemian et al. (2008), en la que la rigidez a flexión de los miembros se reduce de acuerdo con la cantidad de fuerza axial y los momentos de flexión que se resisten en los ejes de mayor y menor inercia. Esta norma permite el uso de una estrategia similar, que se proporciona en la sección 2.5.2.2 y se describe en el comentario de esta sección. Si el efecto del esfuerzo residual no está incluido en el análisis y se emplean las disposiciones de la Sección 2.5.2.2, el factor de reducción de rigidez de 0.9 especificado en el Apéndice A, Sección A.3.3(a) (que representa la incertidumbre en resistencia y rigidez) debe cambiarse por 0.8. La razón de esto es que las disposiciones en la Sección 2.5.2.2 suponen que el análisis no tiene en cuenta la fluencia parcial. Además, para evitar los casos en los que el uso de la Sección 2.5.2.2 puede ser conservadora, se requiere, además, que la fluencia o criterio de articulación plástica utilizado en el análisis inelástico este definido por las ecuaciones de interacción del capítulo 8. Esta condición en la resistencia de la sección transversal no tiene que cumplirse cuando el esfuerzo residual y los efectos de fluencia parcial se tienen en cuenta en el análisis.

APÉNDICE B. PLACAS BASE

Comentario:

Las conexiones de la placa de base de la columna son la interfaz entre la estructura de acero y la base de concreto. Estas conexiones se usan en estructuras para soportar cargas gravitacionales y sísmicas, esto es, cargas verticales y horizontales.

El diseño de placas base y sus anclas debe considerar los problemas de interacción con el concreto armado lo cual hace que sea esencial que en los detalles de diseño se tenga en cuenta no solo los requisitos estructurales, sino también los requerimientos de constructibilidad, especialmente procedimientos y tolerancias de ajuste de las barras de anclaje. La importancia de la colocación precisa de las barras de anclaje es fundamental para una correcta ejecución de la estructura metálica y es altamente recomendable que sea rectificadas topográficamente.

Existen diversas configuraciones geométricas para las placas base las cuales tienen la función de transmitir las acciones entre los elementos de acero (columnas) y elementos de concreto. Es necesario que las placas base tengan una geometría adecuada para la correcta transmisión de

las fuerzas a las anclas y a los elementos de cimentación. Las anclas pueden estar sujetas a esfuerzos de tensión y cortante por lo que se debe tomar en cuenta su interacción. En las figuras C-B.1, C-B.2 y C-B.3 se muestran algunas configuraciones de placas base.

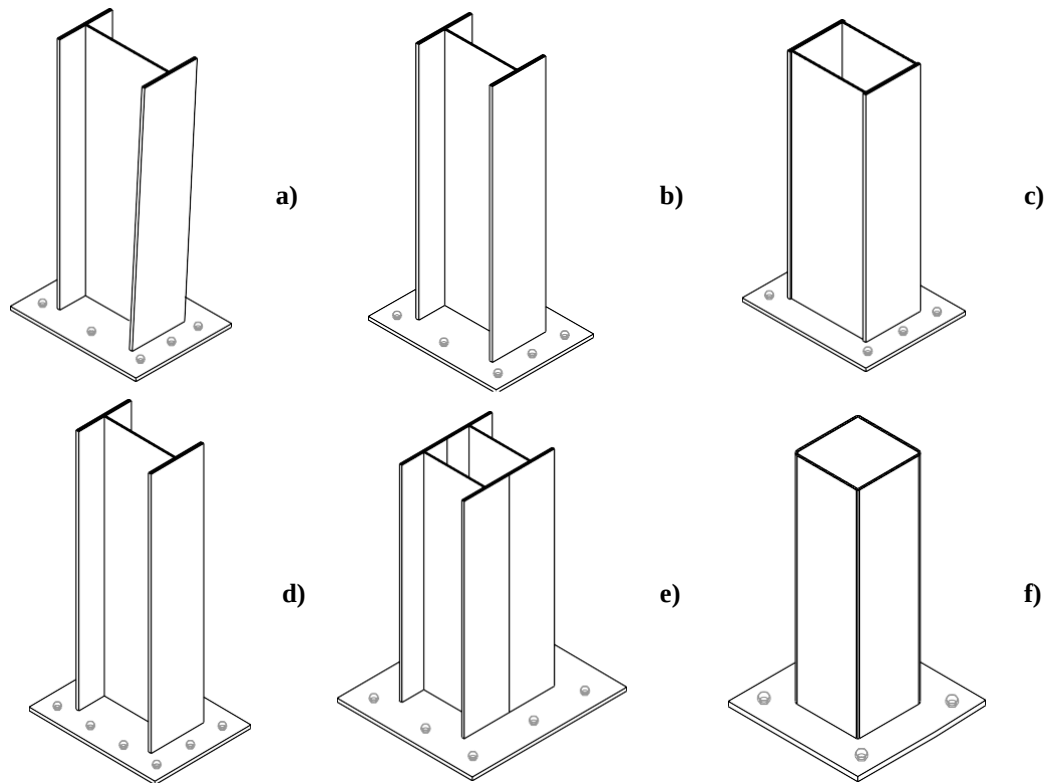
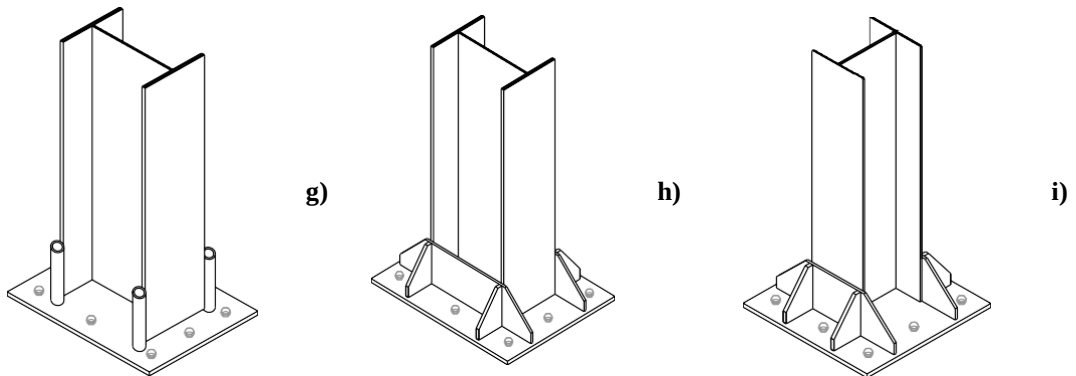


Figura C-B.1 Configuración de placas base con anclas



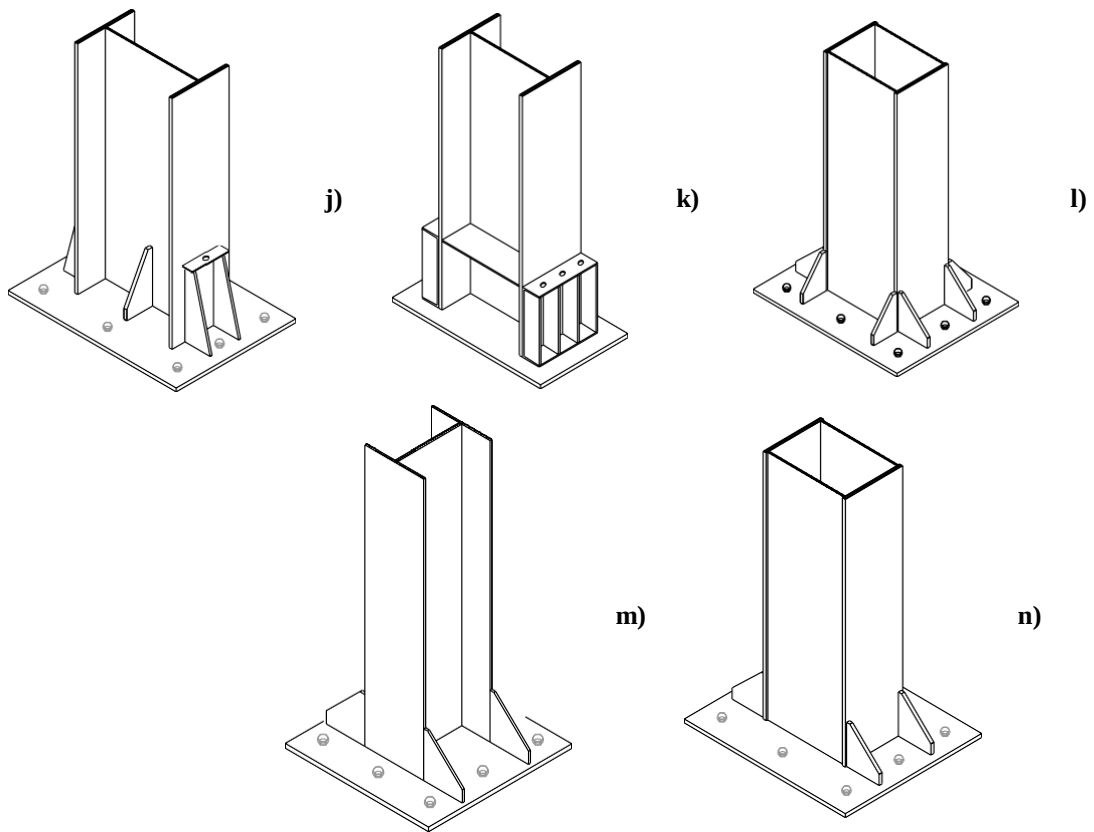
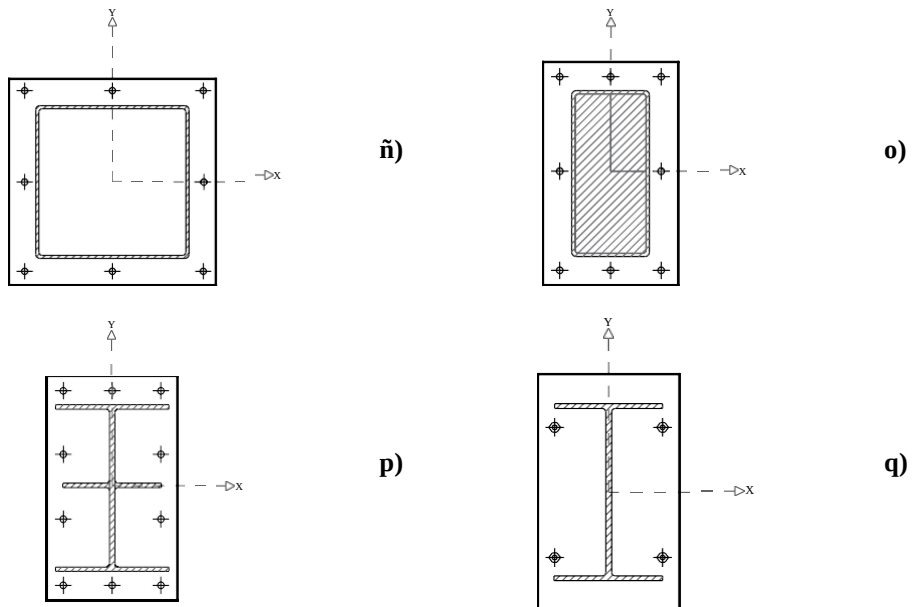


Figura C-B.2 Configuración de placas base con anclas y cartabones



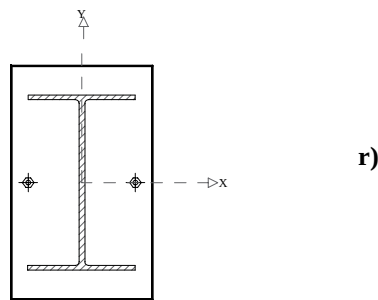


Figura C-B.3 Configuración en planta de placas base

La unión del perfil metálico o columna con la placa base se realiza con soldadura, la cual debe ser diseñada para resistir las fuerzas de tensión y cortante actuante en la columna. Los cartabones proporcionan a la placa base una rigidez importante, por lo cual habrá que analizar si conviene una placa más gruesa sin cartabones, una más delgada con ellos, o bien una combinación. En general resulta más económico colocar cartabones.

Dependiendo del porcentaje de momento que se desea transmitir a la cimentación será la configuración de las anclas. Por ejemplo, en la figura C-B.3 (r) no se transmite momento alrededor del eje X.

Este Apéndice trata sobre el diseño de placas base sujetas a carga axial y momentos flexionantes.

Está organizado como sigue:

- B.1. Diseño de placas base
- B.2. Resistencia al aplastamiento del concreto
- B.3. Resistencia en flexión de la placa base
- B.4. Resistencia en tensión del sistema de anclaje
- B.5. Resistencia en cortante del sistema de anclaje
- B.6. Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

Comentario:

La figura C-B.4 puede verse el conjunto de elementos que forman parte del diseño de una placa base, y que detallan a continuación:

- **Placa base:** debe tener la rigidez adecuada para transferir los esfuerzos a las anclas, pudiendo tener cartabones que le proporcionen la rigidez necesaria.
- **Ancla:** debe ser diseñada para resistir las fuerzas de tensión y cortante.
- **Tuercas:** la tuerca es la forma de unión del ancla con la placa y deberá ser capaz de transferir al ancla la tensión generada. Se coloca una tuerca por la parte de abajo, que generalmente es en las anclas de las esquinas, cuya función es nivelar la columna antes de conectar los elementos superiores.
- **Camisa:** la camisa que está formada por un tubo de pared delgada, tiene como función el poder mover la parte superior del ancla unos cuantos milímetros que servirá de tolerancia para que la placa base pueda colocarse adecuadamente y por otra parte el poder transferir, de manera eficiente los esfuerzos de adherencia entre el ancla y el concreto al comenzar estos en la masa del concreto y no en el borde. Puede o no colocarse la camisa.

- **Mortero de alta resistencia de contracción controlada (grout):** se utiliza para rellenar el volumen entre la superficie del elemento de concreto y la placa base; su función es dejar un espacio para poder nivelar la columna y generar una superficie de contacto uniforme. Es recomendable hacer unas perforaciones a la placa base para permitir la salida del aire y garantizar un llenado pleno. Las resistencias a compresión del mortero (grout) pueden estar comprendidas entre 300 kg/cm² a 500 kg/cm².

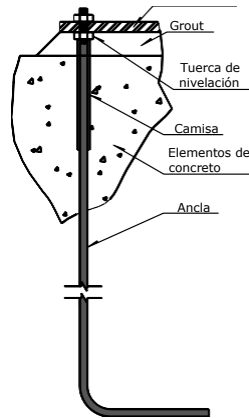


Figura C-B.4 Elementos que forman una placa base y un ancla.

B.1 Diseño de placas base

En las placas base sujetas a compresión, cortante o flexión, o una combinación de esas acciones, se deben revisar los siguientes modos de falla:

- a) Aplastamiento del concreto que soporta la placa base
- b) Fluencia de la placa base por flexión
- c) Falla de la placa en cortante
- d) Falla por una combinación de tensión y cortante del anclaje

B.1.1 En compresión axial (columnas de sección I o circular)

Cuando la placa base de una columna soporta solo compresión axial, sus dimensiones en planta deben ser suficientes para transmitir esa fuerza al concreto, sin exceder su resistencia (estado límite de aplastamiento del concreto), y su grueso el adecuado para evitar el estado límite de flujo plástico de la placa.

Comentario:

Para evitar el aplastamiento del concreto se debe incrementar la resistencia del mismo o el tamaño de la placa base para que el área de transmisión de la fuerza sea mayor. Para que la placa base no fluya es necesario incrementar el esfuerzo de fluencia F_y del acero o el espesor de la placa.

Para el diseño de una placa base sometida a carga axial de compresión (Figura B.1.1) se recomienda el procedimiento siguiente:

- 1) Del análisis de la estructura se obtiene la carga axial de diseño en la base de la columna, P_u .
- 2) Se calcula el área requerida de la placa base, $A_{pl req}$:

Comentario:

$A_{pl req}$: es el área que se requiere para que el concreto no falle por aplastamiento.

cuando $A_1 \leq A_2 < 4A_1$

$$A_{pl\ req} = \frac{1}{A_2} \left(\frac{P_u}{F_R (0.85 f_c)} \right)^2 \leq \frac{P_u}{F_R (1.7 f_c)} \quad (B.1.1)$$

cuando $A_2 \geq 4A_1$

$$A_{pl\ req} = \frac{P_u}{F_R (0.85 f_c)} \quad (B.1.2)$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.60

A_1 área de la placa base

A_2 área del dado de apoyo de la placa

3) Cálculo de las dimensiones de la placa base.

Comentario:

Obtenida el área de placa requerida, se dimensiona la placa, que dependerá de la forma del perfil que soportará. Para considerar la forma del perfil de la columna, se emplea el factor de incremento de longitud de la placa base Δ el cual contempla la relación del peralte d y ancho del patín b_p del perfil de la columna, y se obtiene empleando la ecuación (B.1.4).

$$N = \sqrt{A_{pl\ req}} + \Delta \quad (B.1.3)$$

$$\Delta = 0.50 (0.95d - 0.80b_p) \quad (B.1.4)$$

$$B = A_{pl\ req} / N \quad (B.1.5)$$

B ancho de la placa base

N longitud de la placa base

b_p ancho del patín de la columna

d peralte del perfil de la columna

4) Se determina el momento de diseño máximo, M_u , considerando una distribución uniforme de presiones:

Comentario:

El momento de diseño se obtiene empleando la ecuación B.1.6 de momento de una viga empotrada en voladizo, donde f_{pu} es la distribución de presión uniforme y l es la distancia del borde del perfil al borde de la placa.

$$M_u = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (B.1.6)$$

$$f_{pu} = P_u / BN \quad (B.1.7)$$

l longitud crítica de los volados de la placa base, igual al valor mayor de m , n o n' .

$$m = 0.50 (N - 0.95d) \quad (B.1.8)$$

$$n = 0.50(B - 0.80b_p) \quad (B.1.9)$$

$$n' = 0.25\sqrt{db_p} \quad (B.1.10)$$

Para perfiles HSS rectangulares, m y n se suponen iguales a $0.95d$ y $0.95b_p$. En caso de emplear perfiles circulares se usará $0.80D$, donde D es el diámetro exterior del perfil.

5) Grueso requerido de la placa base, t_p :

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_{yp}}} \quad (B.1.11)$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.90

F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa. M_u se ha definido anteriormente

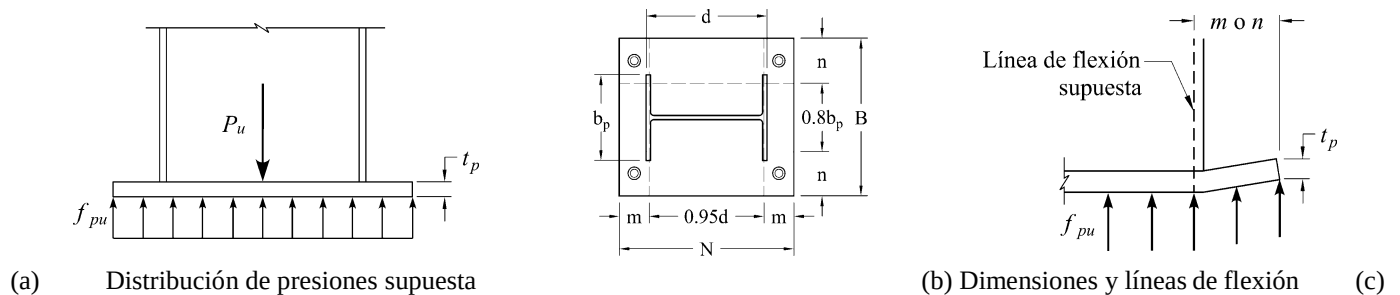


Figura B.1.1 Parámetros para el diseño de una placa base en compresión axial

6) Determinación del tamaño y ubicación de las anclas.

Por resistencia, las anclas no son necesarias cuando solo hay compresión, pero por seguridad durante el montaje deben colocarse, por lo menos, 4 anclas de 19 mm (3/4"), cerca de las esquinas de la placa, satisfaciendo las separaciones mínimas al borde de la placa y del dado de concreto.

B.1.2 En tensión axial

Comentario:

Cuando hay tensión, la placa base debe tener la resistencia y rigidez suficiente para transmitir la fuerza a las anclas.

Para el diseño de una placa base en tensión (Figura B.1.2) se recomienda el procedimiento siguiente:

- 1) Del análisis de la estructura se obtiene la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna, T_u .
- 2) Se determina el número de anclas, n , requerido para resistir la fuerza axial máxima de tensión:

$$n = \frac{T_u}{F_R (0.75F_u A_b)} \quad (B.1.12)$$

T_u fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna

A_b área del vástago de un ancla

F_R factor de resistencia, igual a 0.90

F_u resistencia en tensión mínima especificada del material de las anclas

Comentario:

El número de anclas se debe distribuir de forma simétrica con respecto a la carga.

3) Se determinan las dimensiones en planta de la placa base, su grueso y la soldadura adecuada para transferir la fuerza de tensión.

El grueso de la placa se determina como en la sección anterior.

Comentario:

Primeramente, se calcula el momento M_u utilizando la tensión de las anclas multiplicadas por la distancia c (ver Figura B.1.2 (b)). La distancia c se puede calcular utilizando la mayor de las distancias m , n y n' obtenidas con las ecuaciones B.1.8, B.1.9 y B.1.10 y restándole la distancia

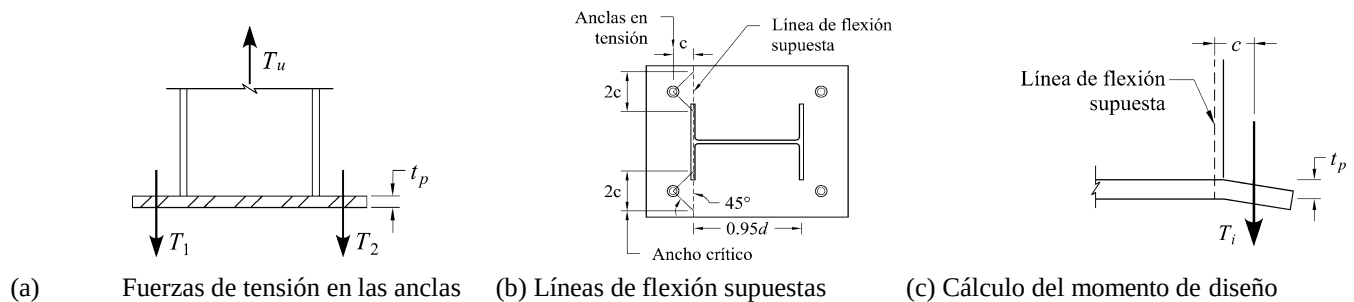
del ancla hacia el borde del tal forma que el momento M_u sería igual a $M_u = \sum_{i=1}^n T_i \cdot c$, una vez obtenido el momento M_u se puede utilizar la ecuación B.1.11.

La resistencia de la soldadura de la columna a la placa base debe ser capaz de resistir las tensiones del elemento y puede ser consultada en el apartado 10.2 de la norma. Los casos más comunes de soldaduras de placa base a columnas son de penetración completa (las soldaduras de penetración parcial no son adecuadas en zona sísmica) y de filete y pudiera también existir una combinación de ambas.

La resistencia de la soldadura debe ser suficiente para transmitir los esfuerzos generados por la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna.

4) Se revisa la resistencia del concreto correspondiente a los diferentes modos de falla posibles (arrancamiento de las anclas, desprendimiento del cono de concreto en tensión o separación al borde).

En caso de que la resistencia no sea adecuada se debe aumentar la longitud del anclaje y/o la separación entre anclas y la distancia a los bordes.



FiguraB.1.2 Parámetros para el diseño de placas base en tensión

B.1.3 En cortante

Las placas base en cortante se diseñan de acuerdo con el procedimiento siguiente:

1) Se determina el cortante máximo de diseño en la base de la columna, V_u .

2) Se selecciona el mecanismo de transferencia de la fuerza cortante de la columna a la cimentación (por fricción, por aplastamiento de la placa base o por cortante directo en las anclas).

a) Por fricción entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto (Figura B.1.13). La resistencia en cortante es igual a:

Comentario:

Este mecanismo depende en gran medida de la carga axial que tenga la columna, y es válido únicamente cuando no existan tensiones en las columnas.

$$F_R V_n = F_R \mu P_u \leq 0.20 F_R f'_c A_c \quad (B.1.13)$$

El coeficiente de fricción, μ , se toma igual a 0.55 para acero sobre mortero de baja contracción (grout), y 0.70 para acero sobre concreto; el factor de resistencia, F_R , igual a 0.75; se considera la combinación de acciones de diseño que produce en la columna la fuerza de compresión, P_u , más desfavorable.

A_c área de la superficie de contacto entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto

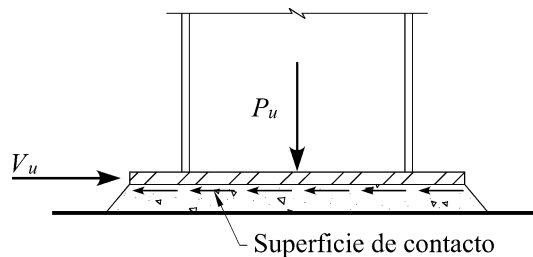


Figura B.1.3 Transmisión de cortante por fricción

b) Por aplastamiento de la placa base y parte de la columna, o de la llave o llaves de cortante, si las hay, en el concreto de la cimentación.

Comentario:

Este mecanismo requiere que la columna y su placa base, estén embebidas dentro de los elementos de concreto de la cimentación o colocar llaves de cortante o elementos por debajo de la placa base para transmitir el cortante mediante estas placas hacia el concreto como se muestra en la Figura B.1.5.

Cuando hay empotramiento de la columna y la placa base (Figura B.1.4), la resistencia es igual a:

$$R_v = R_{ap} + R_{vc} \quad (B.1.14)$$

$$R_{ap} = 0.55 f'_c A_{ap} \quad (B.1.15)$$

$$R_{vc} = F_R K_c (N_y - P_u) \quad (B.1.16)$$

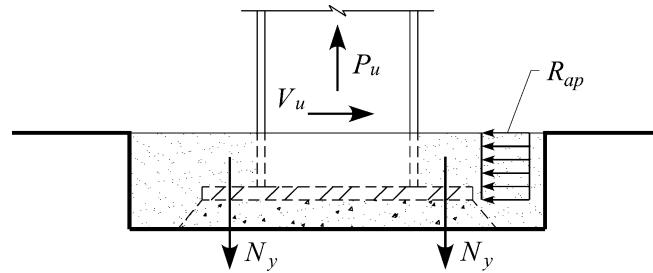
F_R factor de resistencia, igual a 0.75

A_{ap} área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto

N_y resistencia en tensión de las anclas en tensión, igual a $n A_b F_y$

P_u carga axial de diseño, positiva para tensión y negativa para compresión

$K_c = 1.6$



FiguraB.1.4 Transferencia de la fuerza cortante por aplastamiento en placa base y la columna metálica

Si se utiliza una o más llaves de cortante (Figura B.1.5) la resistencia lateral es igual a:

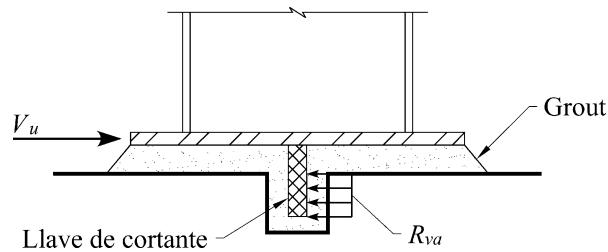
$$R_v = R_{va} + R_{vc} \quad (B.1.17)$$

$$R_{va} = F_R (1.3 f'_c A_l) \quad (B.1.18)$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.60

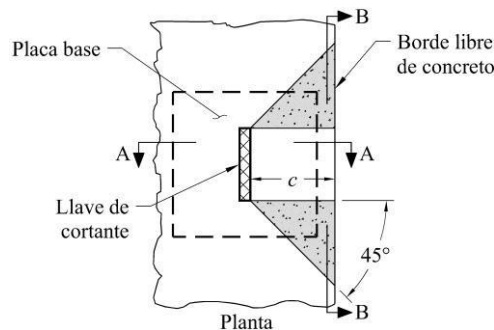
A_l área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de la cimentación

Las dimensiones de las llaves de cortante se determinan considerándolas en voladizo, con la fuerza producida por el aplastamiento que se genera entre ellas y el concreto (Figura B.1.5).



FiguraB.1.5 Transmisión de la fuerza por medio de una llave de cortante

Cuando la llave de cortante se encuentra cerca de un borde libre del concreto se debe hacer la revisión de la resistencia en tensión del concreto, considerando el área proyectada lateralmente en un plano de 45 grados desde los bordes de la llave menos el área de ésta. Se considera una resistencia del concreto igual a $F_R 0.33 \sqrt{f'_c}$ en MPa y mm ($F_R 1.06 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm² y cm), con $F_R = 0.75$.



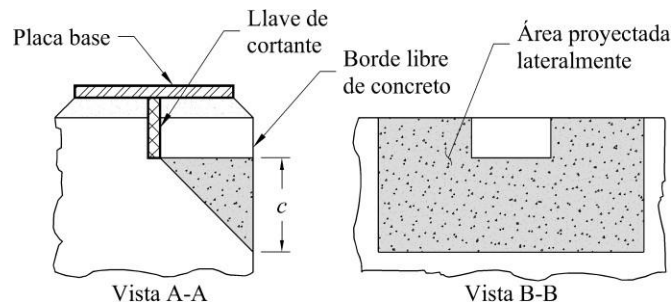


Figura B.1.6 Resistencia a tensión del concreto

c) Cortante directo en las anclas.

Si se considera que la fuerza cortante se transmite a través de las anclas, se debe revisar la resistencia en cortante en combinación con la tensión, la resistencia lateral del cono de concreto y el desprendimiento del concreto delante de las anclas.

Comentario:

Cuando las fuerzas de cortante son de una magnitud significativa o existen tensiones en las columnas es necesario colocar anclas que tomen la tensión y el cortante, dichos elementos deben ser revisados por las dos fuerzas trabajando en conjunto, es decir tensión y cortante, además de revisar la resistencia del concreto. En resumen, la resistencia a cortante se obtiene de la suma de todas las resistencias: anclas, llaves de cortante y aplastamiento.

3) Se determinan las dimensiones en planta de la placa base, su grueso y la soldadura necesaria para transferir la fuerza de cortante.

B.1.4 Bajo momento flexionante y carga axial

Cuando la excentricidad generada por el momento flexionante y la carga axial es pequeña, solo se revisa el estado límite de aplastamiento del concreto. Si la excentricidad es grande se debe revisar, además, la fuerza de tensión en las anclas (Figura B.1.7).

Se considera que el momento es pequeño cuando la excentricidad e es igual o menor que e_{crit} , y solo se toma en cuenta la resistencia en flexión de la placa. Si e es mayor e_{crit} , la resistencia en flexión de la placa no es suficiente, por lo que también se considera la resistencia de las anclas en tensión.

Para el diseño de una placa base sometida a momento flexionante y carga axial se recomienda el siguiente procedimiento:

1) Se determinan el momento flexionante, M_u , la carga axial de diseño, P_u , en la base de la columna, y la excentricidad:

$$e = M_u / P_u \quad (B.1.19)$$

2) Se eligen las dimensiones de la placa base, N y B .

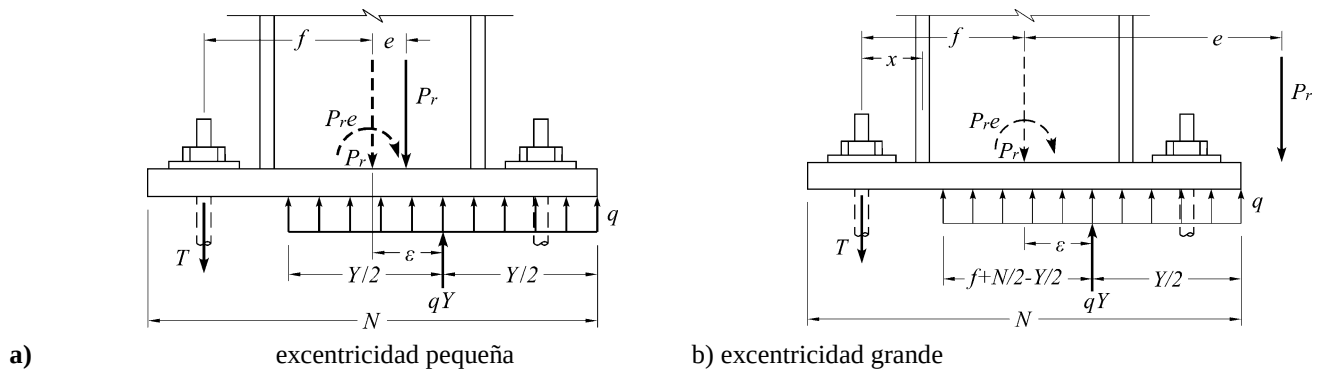


Figura B.1.7 Parámetros para el diseño de una placa base en flexocompresión

3) Se determina la excentricidad crítica, e_{crit} :

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2Bf_{pu}} \quad (B.1.20)$$

f_{pu} resistencia al aplastamiento del concreto, que se determina de acuerdo con la sección B.2.

Si $e \leq e_{crit}$, el momento en la placa base es equilibrado por aplastamiento del concreto; en caso contrario, si $e > e_{crit}$, es equilibrado por aplastamiento y tensión en las anclas.

4) Se calcula la longitud de aplastamiento del concreto, Y. Para ello, se considera una presión de aplastamiento uniforme contra la placa:

a) cuando $e \leq e_{crit}$:

$$Y = N - 2e \quad (B.1.21)$$

cuando $e > e_{crit}$:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P(e+f)}{Bf_{pu}}} \quad (B.1.22)$$

Para que haya una solución real se debe cumplir la condición:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P(e+f)}{Bf_{pu}} \quad (B.1.23)$$

De lo contrario se aumenta el tamaño de la placa.

5) Si $e > e_{crit}$, la fuerza de tensión en las anclas se calcula en la forma siguiente:

$$T_{ua} = Bf_{pu}Y - P_u \quad (B.1.24)$$

6) Se calcula el momento máximo de diseño, M_u . El momento de diseño en la placa base ocasionado por el aplastamiento se determina como sigue, considerando una presión uniforme:

Para $Y \geq l$

$$M_u = f_p \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (B.1.25)$$

Para $Y < l$

$$M_u = f_p Y \left(l - \frac{Y}{2} \right) \quad (B.1.26)$$

En las expresiones anteriores, si $e < e_{crit}$, el esfuerzo de aplastamiento es $f_p = P_u / BY$; cuando $e \geq e_{crit}$, $f_p = f_{pu}$, y la longitud crítica en el voladizo de la placa base, l , es igual al mayor de m o n , calculados como en el inciso B.1.1(4).

Si $e > e_{crit}$, el momento de diseño en la placa base ocasionado por tensión en las anclas es:

$$M_u = \frac{T_u c}{B} \quad (B.1.27)$$

c distancia desde el eje de las anclas hasta el eje medio del patín en tensión

7) Grueso de placa base:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_y}} \quad (B.1.28)$$

M_u mayor de los momentos de diseño por aplastamiento del concreto o por tensión en las anclas

8) Se determina el diámetro de las anclas, tomando como base la resistencia en tensión del acero.

Comentario:

La manera más sencilla para diseñar la placa base bajo momento flexionante y carga axial, es haciendo un modelo con elementos áreas, dándoles las propiedades de la placa, colocando rigideces –infinitas– (100 veces mayores) en la proyección y apoyada en las anclas. Esto también permite modelar y diseñar placas base con cartabones. En la figura C-B.1.1. Se muestra un ejemplo tomando como referencia el Manual de Naves industriales (CFE, 2008).

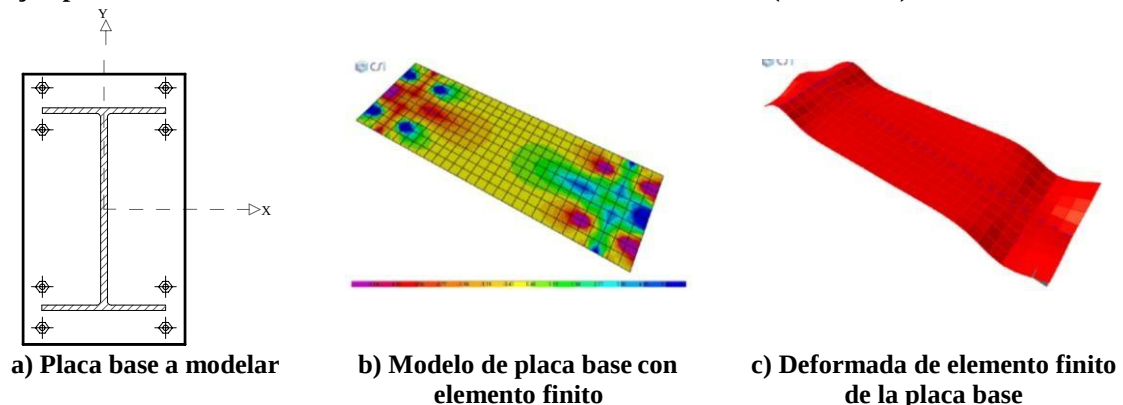


Figura C-B.1.1 Diseño de placa base con modelo de elementos finitos

B.2 Resistencia al aplastamiento del concreto

Comentario:

Debido a que el dado de concreto es el último elemento que transmite la carga a la cimentación y al suelo, es necesario revisar que el concreto que conforma el dado no falle por aplastamiento, es posible considerar el confinamiento que aporta el acero de refuerzo.

La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$R_c = F_R A_1 f_{pu} \quad (\text{B.2.1})$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.65
 f_{pu} resistencia al aplastamiento del concreto
 A_1 área de la placa base

La resistencia al aplastamiento del concreto se calcula considerando parte del confinamiento del pedestal, si existe, con la expresión siguiente:

$$f_{pu} = 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c \quad (\text{B.2.2})$$

A_2 área de la sección transversal del pedestal de concreto, $A_1 \leq A_2 \leq 4A_1$

B.3 Resistencia en flexión de la placa base

Comentario:

La placa base trabaja fundamentalmente a flexión y la zona de mayor momento se encuentra al paño del perfil metálico adosado a la placa base, es posible disminuir el espesor de la placa base mediante el uso de cartabones, para disminuir los esfuerzos en la placa.

El momento resistente por centímetro de ancho de la placa base (kg-cm/cm) es:

$$M_R = F_R t_p^2 F_{yp} / 4 \quad (\text{B.3.1})$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.90
 t_p espesor de la placa base
 F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa base

Para el diseño de placas base, se recomiendan los aceros de la tabla B.3.1.

Tabla B.3.1 Aceros recomendados para placas base

Espesor (t_p)	Acero disponible
$t_p \leq 101.6 \text{ mm (4 pulg.)}$	ASTM A36
	ASTM A572 Gr. 42 o 50
	ASTM A588 Gr. 42 o 50
$101.6 \text{ mm (4 pulg.)} < t_p \leq 152.4 \text{ mm (6 pulg.)}$	ASTM A36
	ASTM A572 Gr. 42
	ASTM A588 Gr. 42
$t_p > 152.4 \text{ mm (6 pulg.)}$	ASTM A36
	ASTM A588

B.4 Resistencia en tensión del sistema de anclaje

En las anclas en tensión se pueden presentar los modos de falla siguientes:

a) Ruptura por tensión

Comentario:

Este modo de falla ocurre cuando el ancla no tiene la capacidad suficiente para resistir las fuerzas y debido a esto, se presenta una fractura de la sección del ancla.

b) Extracción

Comentario:

Se presenta cuando la adherencia del ancla al concreto no es capaz de transmitir las tensiones al dado y el ancla es arrancada.

c) Desprendimiento de cono de concreto en tensión

d) Desprendimiento de cono de concreto debido a la separación entre las anclas o distancia a los bordes

e) Agrietamiento del concreto

Para reducir la probabilidad de ocurrencia de estas fallas, se sugiere:

a) Las anclas deben tener una separación mínima, entre centros, de $6d_o$.

b) La separación mínima al borde será de $6d_o$, pero no menor que 100mm.

Comentario:

Se recomienda aumentar la profundidad del ancla, aumentar la resistencia del concreto o aumentar la cabeza del anclaje dentro del concreto para que el área del cono crezca y los esfuerzos se distribuyan en una mayor área. Es necesario considerar la superposición de esfuerzos de las distintas anclas.

c) Si se utiliza un recubrimiento menor que $0.4h_{ef}$ se debe hacer la revisión por desprendimiento o descantillado del cono de concreto atribuible a la separación entre anclas y la distancia a los bordes.

d_o diámetro nominal del ancla

h_{ef} longitud de anclaje

En la tabla B.4.1 se dan valores recomendados para el diámetro de los agujeros en las placas base y en las arandelas, cuando son necesarias, para que la holgura durante el montaje de la estructura sea adecuada.

Tabla B.4.1 Diámetros recomendados para agujeros de anclas en placas base y tamaños de arandelas

Diámetro de las anclas, mm (pulg.)	Diámetro de los agujeros en la placa, mm (pulg.)	Dimensión mínima de la arandela, mm, (pulg.)	Espesor mínimo de la arandela, mm (pulg.)
19 ($\frac{3}{4}$)	33 ($1\frac{5}{16}$)	51 (2)	6 ($\frac{1}{4}$)
22 ($\frac{7}{8}$)	40 ($1\frac{9}{16}$)	64 ($2\frac{1}{2}$)	8 ($\frac{5}{16}$)
25 (1)	46 ($1\frac{13}{16}$)	76 (3)	10 ($\frac{3}{8}$)
32 ($1\frac{1}{4}$)	52 ($2\frac{1}{16}$)	76 (3)	13 ($\frac{1}{2}$)
38 ($1\frac{1}{2}$)	59 ($2\frac{5}{16}$)	89 ($3\frac{1}{2}$)	13 ($\frac{1}{2}$)
44 ($1\frac{3}{4}$)	70 ($2\frac{3}{4}$)	102 (4)	16 ($\frac{5}{8}$)
51 (2)	83 ($3\frac{1}{4}$)	127 (5)	19 ($\frac{3}{4}$)
64 ($2\frac{1}{2}$)	95 ($3\frac{3}{4}$)	140 ($5\frac{1}{2}$)	22 ($\frac{7}{8}$)

Notas:

1. Se aceptan arandelas circulares o cuadradas que tengan el tamaño especificado.
2. Se deben dar separaciones adecuadas, de acuerdo con el tamaño de arandela seleccionado.
3. En columnas en compresión axial el diseñador puede emplear agujeros de 27 mm ($1 \frac{1}{16}$ pulg.) para anclas de 19 mm ($\frac{3}{4}$ pulg.), y la placa base de espesor menor de 32 mm ($1 \frac{1}{4}$ pulg.).

B.4.1 Resistencia en tensión de las anclas

La resistencia de diseño de un ancla en tensión es igual:

$$R_t = F_R A_b F_t \quad (B.4.1)$$

- F_R factor de resistencia, igual a 0.75
 A_b área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada
 F_t esfuerzo resistente nominal de tensión, $0.75F_u$
 F_u esfuerzo de ruptura en tensión del ancla

B.4.2 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión

La resistencia de diseño del cono de concreto de anclaje en tensión (Figura B.4.1) se obtiene con una de las siguientes expresiones:

a) Para un ancla

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b \quad (B.4.2)$$

b) Para un grupo de anclas

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4 \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b \quad (B.4.3)$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de una sola ancla en tensión, embebida en concreto fisurado, R_b , no debe exceder de:

$$R_b = k_c \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{1.5}) \quad (B.4.4)$$

Alternativamente, para barras con cabeza preinstaladas con $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$, R_b no debe exceder de:

$$R_b = 3.9 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{5/3}), \text{ en N y mm} \quad (B.4.5)$$

$$(R_b = 5.8 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{5/3}), \text{ en kg y cm})$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.70

A_N área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas, que se considera igual a la base de la figura geométrica rectangular que resulta de proyectar la superficie de falla, de longitud $1.5h_{ef}$ a cada lado del eje del ancla o de los extremos de una línea que pasa por una hilera de anclas adyacentes. A_N no debe exceder de $n A_{No}$, donde n es el número de anclas en el grupo

A_{No} área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
 $= 9h_{ef}^2$

h_{ef} longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde c_{max} sea menor que $1.5h_{ef}$, se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual a $c_{max}/1.5$, en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm

k_c coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
= 10 para anclajes preinstalados
= 7 para anclajes pos-instalados

ψ_1 factor que toma en cuenta la distancia al borde
= 1.0 si $c_{min} \geq 1.5h_{ef}$
= $0.7 + 0.3c_{min}/1.5h_{ef}$ si $c_{min} < 1.5h_{ef}$

ψ_2 1.25 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$). Si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

ψ_3 factor para anclaje post instalado
= 1.0 si $c_{min} \geq c_a$
= $c_{min}/c_a \geq 1.5h_{ef}/c_a$ si $c_{min} < c_a$

ψ_4 factor que toma en cuenta la excentricidad de la fuerza de tensión respecto al grupo de anclas

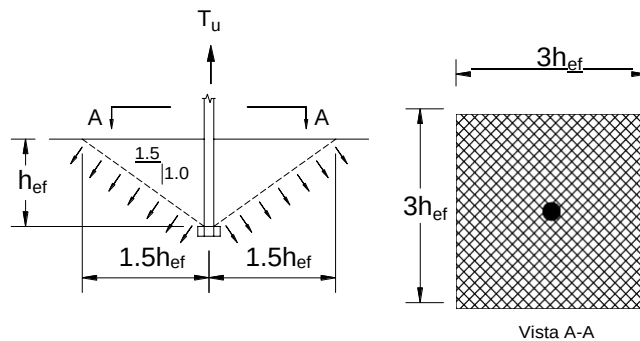
$$= \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0$$

e'_N excentricidad de la carga con respecto a las anclas en tensión

c_a distancia crítica, $4h_{ef}$

c_{min} distancia mínima al borde

c_{max} distancia máxima al borde



FiguraB.4.1 Cono de concreto resistente al desprendimiento para un ancla

B.4.3 Resistencia a extracción de las anclas

La resistencia de diseño de un ancla se calcula con las expresiones siguientes:

a) Para barras con gancho de anclaje (Figura B.4.2a):

$$R_t = F_R \psi_5 (0.90 f'_c e_h d_o) \quad (B.4.6)$$

b) Para barras con anclaje mecánico (Figura B.4.2b):

$$R_t = F_R \psi_5 (A_{up} 8 f'_c) \quad (B.4.7)$$

F_R	factor de resistencia, igual a 0.70
A_{ap}	área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca
d_o	diámetro nominal del ancla
e_h	longitud del gancho ($3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$)
ψ_5	1.4 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

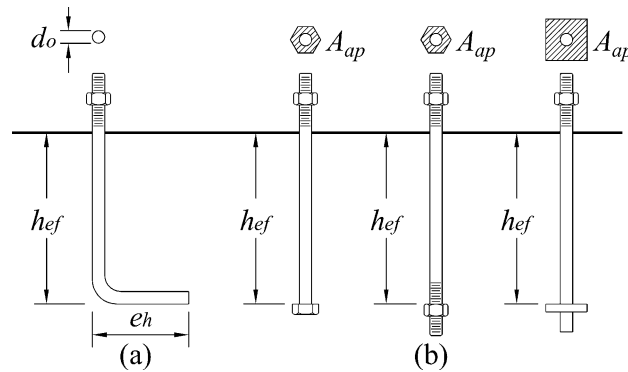


Figura B.4.2 Tipos de anclas: (a) barra con gancho de anclaje (b) barras con anclaje mecánico

Comentario:

Nuevas investigaciones han dado como resultado especificaciones para el diseño de anclas denominadas —cortasl. Los estados límite tienen relación con la falla propia del ancla, así como, del concreto que las rodea. En la Figura B.4.2a), la tensión es desarrollada a lo largo de la longitud del ancla, la cual puede ser recta o tener un doble de 90°, en la Figura B.4.2b) se muestra diversos tipos de anclajes mecánicos que consisten en tener una mayor área al final de la ancla para incrementar el área del cono de extracción en el concreto.

En la tabla B.4.2 se recomiendan las longitudes de anclaje y las distancias mínimas al borde para diferentes tipos de anclas.

Tabla B.4.2 Longitudes de anclaje y distancias mínimas al borde

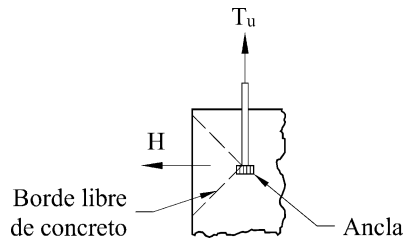
Material de las anclas	Longitud mínima de anclaje	Distancia mínima al borde
A307, A36 (H-118, B-254) A325, A449	$12d_o$	$5d_o > 100 \text{ mm}$
(H-124)	$17d_o$	$7d_o > 100 \text{ mm}$

B.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión

Cuando la distancia al borde de un ancla, c , es menor que $0.4h_{ef}$, y la separación entre anclas de un grupo, s_o , es menor que $6c$, se debe revisar la resistencia al desprendimiento lateral del borde (Figura B.4.3), con la expresión siguiente:

$$R_t = F_R \frac{42c}{\sqrt{A_{ap}}} \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{s_o}{6c} \right) \quad (B.4.8)$$

F_R	factor de resistencia, igual a 0.70
c	distancia mínima al borde desde un ancla o un grupo de ellas
s_o	separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza (igual a cero cuando solo hay una)
A_{ap}	área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca



FiguraB.4.3 Desprendimiento lateral del borde del concreto en anclas en tensión

B.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje

Comentario:

Cuando las anclas están sometidas a cortante y no se utilizan llaves de cortante en el sistema de placa base anclas dado, las anclas son los elementos que resisten las fuerzas cortantes transmitidas por la columna a la cimentación.

Cuando las anclas están sometidas a cortante se pueden presentar los siguientes modos de falla:

- a) Ruptura por cortante de las anclas

Comentario:

Este modo de falla puede ser solucionado al aumentar el número de anclas, aumentar el diámetro de las mismas, aumentar la resistencia del acero o una combinación de las anteriores. Es necesario determinar con precisión la sección donde el ancla está sujeta a cortante para considerar correctamente el área de la sección, puesto que puede darse el caso que las cuerdas estén ubicadas en ese plano de corte con la consecuente reducción del área.

- b) Desprendimiento lateral del cono de concreto cerca del borde

Comentario:

Este modo de falla únicamente puede solucionarse aumentando las dimensiones del dado o pedestal o incrementando la resistencia del concreto.

- c) Desprendimiento del concreto delante de las anclas lejos del borde

B.5.1 Resistencia en cortante de las anclas

La resistencia de diseño en cortante del ancla se tomará igual a la resistencia de un tornillo en cortante, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_v = F_R A_b F_v \quad (B.5.1)$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.75

A_b área nominal de la sección transversal del ancla

F_v esfuerzo resistente nominal en cortante

El esfuerzo resistente nominal en cortante se calcula de la siguiente forma:

- a) Parte roscada del ancla en el plano de corte:

$$F_v = 0.4F_u \quad (B.5.2)$$

- b) Parte roscada del ancla fuera del plano de corte:

$$F_v = 0.5F_u \quad (B.5.3)$$

En la tabla B.5.1 se presentan los valores del esfuerzo resistente nominal en tensión y en cortante de los diferentes tipos de anclas y diámetros máximos disponibles de acuerdo con el tipo de acero.

Tabla B.5.1 Acero para anclas

Acero ASTM ⁽²⁾		Resistencia MPa (kg/cm ²)	Resistencia nominal MPa (kg/cm ²)			Diámetro máximo mm (pulg)
		Tensión F _u	Tensión F _t = 0.75F _u	Cortante (Tipo X) ⁽³⁾ F _v = 0.50F _u	Cortante (Tipo N) ⁽⁴⁾ F _v = 0.40 F _u	
F1554	Gr. 36	400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
	Gr. 55	517 (5273)	388 (3955)	259 (2637)	207 (2109)	102 (4)
	Gr. 105	862 (8788)	646 (6591)	431 (4394)	345 (3515)	76 (3)
A449		827 (8437)	621 (6328)	414 (4218)	331 (3375)	25 (1)
		724 (7382)	543 (5537)	362 (3691)	290 (2953)	38 (1 1/2)
		621 (6328)	465 (4746)	310 (3164)	248 (2531)	76 (3)
A36		400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
A307		400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
A354 Gr. BD		1034 (10546)	776 (7910)	517 (5273)	414 (4218)	64 (2 1/2)
		965 (9843)	724 (7382)	483 (4921)	386 (3937)	102 (4)

(1) Esfuerzo nominal sobre la parte no roscada para anclas con rosca (en base a los principales diámetros para anclas en rosca laminadas).
(2) Especificación del material recomendado.
(3) Tipo X, cuando la rosca está excluida de los planos de corte
(4) Tipo N, cuando la rosca está incluida en los planos de corte

B.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto

La resistencia de diseño lateral del cono de concreto de anclaje en cortante se puede obtener mediante la ecuación siguiente:

$$R_v = F_R 2.8 \left(\frac{A_v}{A_{vo}} \right)^{\psi_6} \psi_7 \psi_8 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} \zeta^{1.5} \quad (B.5.4)$$

F_R factor de reducción de la resistencia, igual a 0.70

ψ₆ factor que toma en cuenta la excentricidad

$$= \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3c_1} \right)} \leq 1.0$$

ψ₇ factor que toma en cuenta la distancia al borde perpendicular a la carga

$$= 0.7 + 0.3c_2 / 1.5c_1 \leq 1.0$$

ψ₈ 1.40 para concreto no agrietado (f_t < f_{cr}); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

c₁ distancia al borde en la dirección de la carga

c₂ distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga

d_o diámetro nominal del ancla

A_v área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante

A_{vo} área del cono completo de concreto para un ancla en cortante, igual a 4.5c₁²

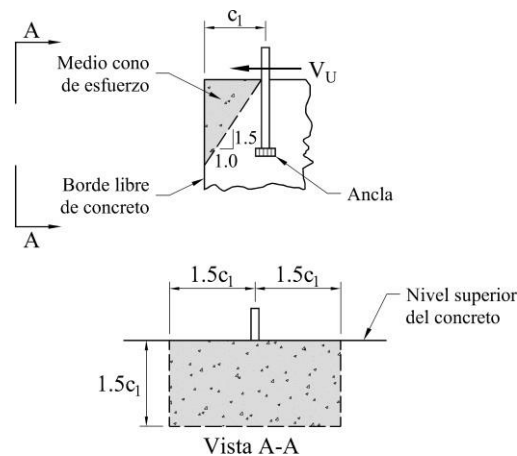


Figura B.5.1 Cono de concreto resistente al cortante para un ancla

B.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas

Las anclas sometidas a cortante también pueden fallar por un desprendimiento del concreto delante de ellas, debido a un efecto de palanca que se produce cuando se encuentran lejos de los bordes. Para calcular la resistencia al desprendimiento del concreto se utiliza la ecuación:

$$R_v = F_R k_{cp} R_t \quad (B.5.5)$$

- F_R factor de reducción de la resistencia, igual a 1.0
 R_t resistencia al desprendimiento por tensión del cono de concreto de un ancla o un grupo de anclas
 k_{cp} coeficiente que es igual a 1.0 para h_{ef} menor o igual que 63.5 mm e igual a 2.0 para h_{ef} mayor que 63.5 mm
 h_{ef} longitud de anclaje

B.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

Comentario:

Cuando las anclas tienen esfuerzos de tensión y de corte simultáneamente, su capacidad disminuye, es por ello que el sistema debe ser revisado con la combinación de estas dos acciones.

Cuando la cortante de diseño, V_u , es mayor que el 20 por ciento de la cortante resistente, R_v , y la tensión de diseño, T_u , actuando en conjunto con la cortante, es mayor que el 20 por ciento de la tensión resistente del anclaje, R_t , se debe verificar la interacción con la siguiente ecuación:

$$\frac{T_u}{R_t} + \frac{V_u}{R_v} \leq 1.20 \quad (B.6.1)$$

- T_u fuerza axial factorizada de diseño
 V_u fuerza cortante factorizada de diseño
 R_t la menor resistencia en tensión del anclaje
 R_v la menor resistencia en cortante del anclaje

APÉNDICE C. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS (HSS) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE GRUESO UNIFORME

Este apéndice se aplica a conexiones de perfiles tubulares (HSS), circulares o rectangulares, con paredes de grueso uniforme.

Nota: También se designan OR (rectangulares) y OC (circulares).

Está compuesto por las secciones siguientes:

- C.1. Tipos de nudos o conexiones
- C.2. Conexiones con placas (fuerzas concentradas)
- C.3. Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras
- C.4. Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS
- C.5. Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares

Comentario:

Este apéndice considera la resistencia de conexiones de perfiles estructurales huecos (HSS) y de sección cajón de paredes de grueso uniforme unidas con soldadura de penetración completa en la región de la conexión. También se considera que los ejes centroidales de los elementos principales y secundarios, yacen en un mismo plano de la conexión.

Estos comentarios dan una visión de los modos de falla que deberían ser considerados. Sin embargo, algunas de las discusiones presentadas posteriormente, conciernen cuáles estados límites deben de ser revisados, cuáles no y cuando podrían o no podrían emplearse fuera de los límites de aplicabilidad.

Las capacidades de las conexiones calculadas con el Apéndice C están basadas solamente en el estado límite de resistencia. En estas normas no se considera el estado límite por deformación de la conexión, sin embargo, en ciertas configuraciones podría ser importante.

Para ser consistentes con los requerimientos del Apéndice C, los elementos de sección cajón requerirían soldadura de penetración completa en la región de la conexión, para asegurar que cada cara del elemento actúa como un sólo elemento y sería apto para desarrollar su capacidad completa para todos los posibles modos de falla, dependiendo del tipo de conexión, parámetros geométricos y configuración de carga. Esta restricción garantiza que los elementos de sección en cajón tienen un comportamiento similar a conexiones de elementos de sección HSS, con modos de falla similares. La longitud de la región de la conexión, a lo largo de cada elemento, sería determinado en base a la extensión máxima de influencia de cada posible modo de falla de la conexión. Una distancia conservadora, igual a un ancho del elemento desde la cara del elemento intersectado en la conexión, podría ser usada para definir la región de la conexión, como se muestra en la Figura C-C.1.

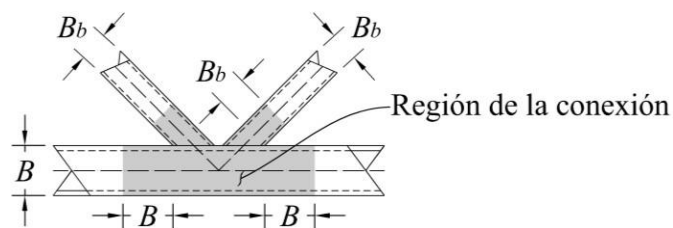


Figura C-C.1 Distancia conservadora para definir la región de la conexión.

C.1 Tipos de nudos o conexiones

Cuando las armaduras están formadas por perfiles HSS en cuerdas, como elemento principal, y diagonales, montantes o placas, como elementos secundarios soldados directamente a las cuerdas, que son continuas a través de las conexiones, éstas se clasifican, en función de la manera como se transfiere la carga, del modo siguiente:

- a) Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario, es equilibrado por cortante de viga en el elemento HSS principal, la conexión se clasifica como T cuando la fuerza es perpendicular a la cuerda, y como Y si no lo es (Figura C.1.1a).
- b) Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada esencialmente (dentro del 20 por ciento) por fuerzas normales de otro elemento secundario en el mismo lado de la conexión, se clasifica como K (Figura C.1.1b). Una conexión K con un elemento secundario perpendicular a la cuerda suele llamarse conexión N.
- c) Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario se transmite a través de la cuerda y es equilibrada por miembros del alma en el lado opuesto, se clasifica como a través (Figura C.1.1d).
- d) Cuando la conexión tiene más de dos elementos secundarios o secundarios en más de un plano, se clasifica como general o multiplanar.

Cuando los miembros del alma transmiten parte de su carga como conexiones K y parte como T, Y o a través, la capacidad de la conexión se determina por interpolación en proporción a las resistencias disponibles de cada uno.

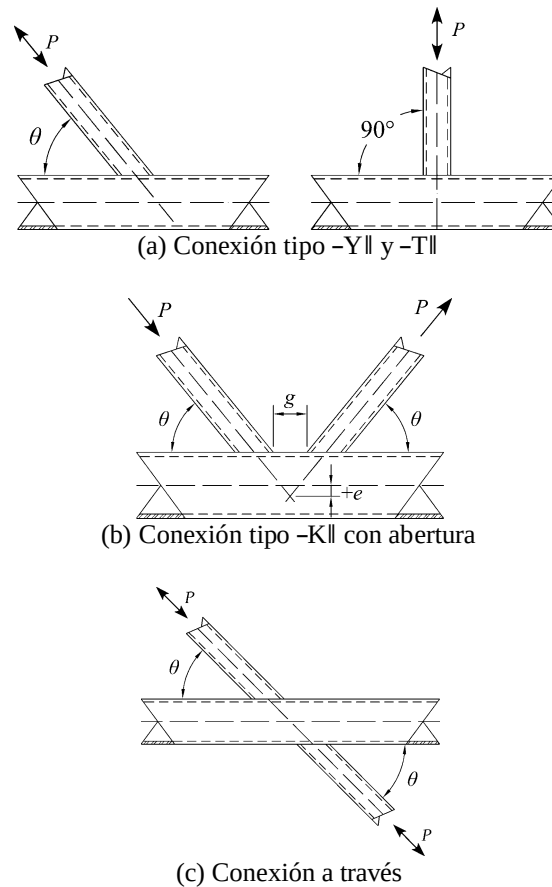


Figura C.1.1 Tipos de nudos o conexiones en armaduras formadas por perfiles HSS.

Comentario:

La clasificación de las conexiones de las armaduras, tipo -Y||, -T||, -K|| (que incluye -N||), y -a través||, está basada en el método de transferencia de la fuerza en la conexión, no en la apariencia física de ésta. Ejemplos de este tipo de clasificación se muestran en la Figura C-C.1.1.

Cuando los elementos secundarios transmiten parte de la carga como una conexión tipo -K|| y otra parte de la carga como una conexión tipo -Y||, -T||, o -a través||, la capacidad de cada elemento se determinaría considerando una interacción lineal entre cada tipo de transferencia de carga al que pertenece el elemento, distribuyendo proporcionalmente la carga. La Figura C-C.1.1b ilustra como la fuerza normal al elemento principal podría diferir hasta un veinte por ciento y aún considerarse que exhibe un comportamiento de conexión tipo -K||; esto permitiría el acomodo de variaciones ligeras en las fuerzas de los elementos secundarios. Sin embargo, en la conexión tipo -N|| de la Figura C-C.1.1c, la relación entre la fuerza de los elementos secundarios y la fuerza normal al elemento principal sería de 2 a 1; en este caso la conexión sería analizada tanto como tipo -K|| (con las fuerzas balanceadas en los elementos secundarios) y como tipo -a través|| (debido a que el resto de la fuerza de la diagonal se transfiere a través de la conexión), como se muestra en la Figura C-C.1.2.

Si el tamaño del espacio en una conexión tipo -K|| con abertura, por ejemplo, en la Figura C-C.1.1a, es más grande que el valor permitido por el límite de excentricidad, la conexión tipo -K|| debería ser diseñada como dos conexiones tipo -Y|| independientes. De forma similar, en conexiones tipo -K||, como en la Figura C-C.1.1d, donde un elemento secundario tiene poca o nula carga, la conexión podría ser considerada como tipo -Y||.

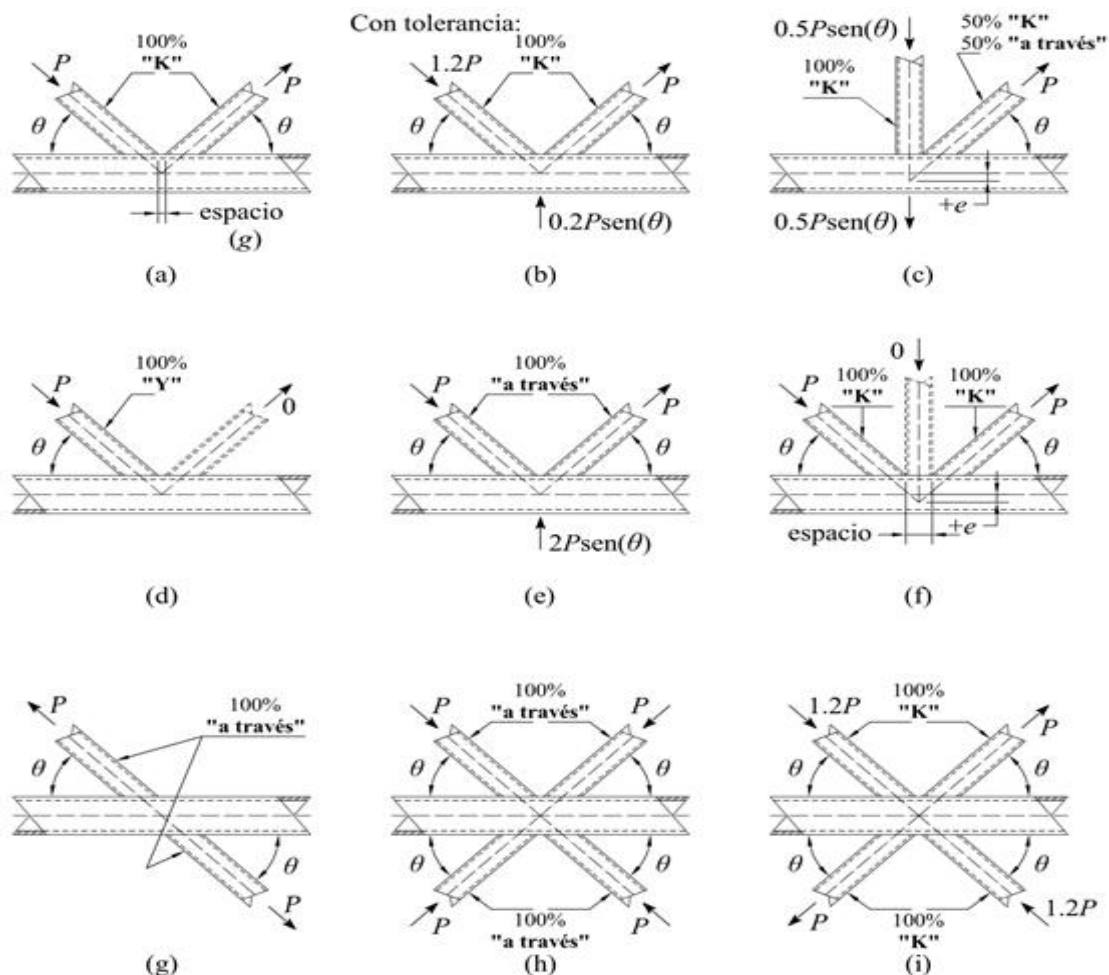


Figura C-C.1.1 Ejemplos de clasificación de conexiones HSS.

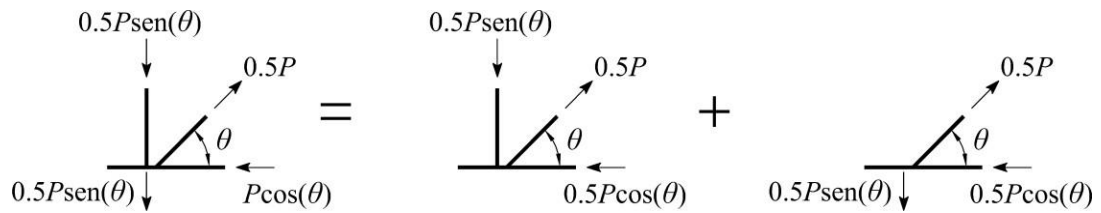


Figura C-C.1.2 Revisión de una conexión tipo -K con fuerzas no balanceadas por los elementos secundarios.

Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

a) En conexiones con placas, estas se clasifican, de acuerdo con su posición (sección C.2) respecto a la cuerda, en:

- 1) Placas transversales. Cuando el eje longitudinal de la placa es perpendicular al del perfil HSS (Figura C.1.2a).
- 2) Placas longitudinales. Cuando el eje longitudinal de la placa es paralelo al del perfil HSS (Figura C.1.2b).
- 3) Placas longitudinales a través. Cuando la placa longitudinal atraviesa completamente la sección transversal del perfil HSS, y se suelda por ambos lados (Figura C.1.2c).
- 4) Con placa en el extremo. Cuando la fuerza normal se aplica en el extremo del perfil HSS a través de una placa normal al perfil (Figura C.1.2d).

b) En conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS solo se consideran:

- 1) Conexiones tipo T, o Y, con un solo elemento secundario perpendicular, o en diagonal, a la cuerda.
- 2) Conexiones a través, que tienen dos elementos secundarios, conectados a caras opuestas de la cuerda.

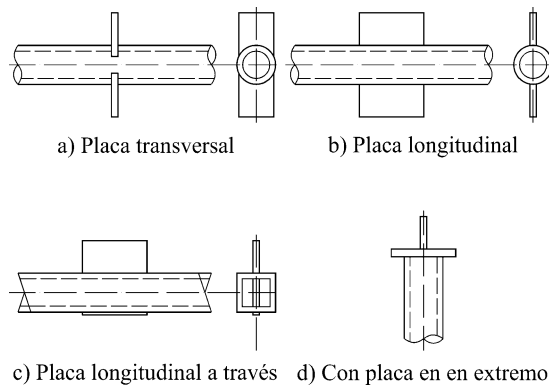


Figura C.1.2 Tipos de conexiones con placa

C.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)

La resistencia de diseño es $F_R R_n$

Definición de parámetros

- A área total de la sección transversal del miembro
 B ancho total de una sección tubular rectangular (HSS rectangular), medido a 90 grados respecto al plano de la unión
 B_p ancho de la placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión

D diámetro exterior del tubo (HSS circular)

F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la HSS

F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero

H peralte total de una HSS rectangular, medido en el plano de la conexión

S módulo de sección elástico de la HSS

k radio exterior de las esquinas de una sección HSS $\geq 1.5t$

l_b longitud de apoyo de la carga, medida paralelamente al eje del perfil HSS (o a través del ancho del tubo en el caso de placas en el extremo)

t grueso de diseño de la pared de la HSS

t_p grueso de la pared de la placa

C.2.1 Secciones circulares huecas (HSS circulares)

Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que estén dentro de los límites de la tabla C.2.2 se determinan como se indica en la tabla C.2.1.

C.2.2 Secciones rectangulares huecas (HSS rectangulares)

Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que están dentro de los límites de la tabla C.2.4 se determinan como se indica en la tabla C.2.3.

Comentario:

Las ecuaciones para la revisión de conexiones de placas transversales a elementos HSS también podrían ser adaptadas para conexiones a momento de vigas de patín ancho a elementos HSS, al considerar los patines como un par de placas transversales e ignorando el alma de la viga. Para estas conexiones de patín ancho el momento sería transferido por un par de fuerzas en los patines de la viga, y la resistencia en flexión de la conexión estaría dada por la resistencia de la conexión de la placa transversal al perfil HSS multiplicada por la distancia entre los centros del patín de la viga.

El modo de falla por cortante debido a la rotación del extremo de la viga, cuando una placa gruesa es unida a un elemento HSS de pared relativamente delgada, es evitada con la ecuación (C.2.3). Esta regla de diseño es válida siempre y cuando la pared del elemento HSS no sea clasificada como sección tipo 4 (esbelta).

En la Tabla C.2.3 no habría revisión del estado límite de la plastificación del elemento HSS en conexiones de placa transversal a HSS, porque este no regiría el diseño en casos prácticos. Sin embargo, en el caso de que exista una gran fuerza de compresión en el elemento HSS, como cuando este se usa como columna, el diseñador debe tener en consideración que la carga tiene una influencia negativa en la línea de fluencia de plastificación del modo de falla.

En la Tabla C.2.3 se dan dos estados límite de falla para la resistencia de la pared de un elemento HSS rectangular, o cuadrado, con transferencia de carga mediante una placa en el extremo, como se muestra en la Figura C-C.2.1. En general, el elemento HSS rectangular puede tener dimensiones $B \times H$, pero la ilustración en la tabla muestra la longitud soporte (ancho), l_b , orientado para la transferencia de carga hacia la pared de dimensión B. Una distribución conservadora, con una pendiente considerada de 2.5:1, desde cada cara de la placa en el extremo, lo cual produce una distribución de la carga de $(5t_p + l_b)$. Si esto es menor que B, sólo las dos paredes de dimensión B serán efectivas en resistir la carga, e incluso ellas serán parcialmente efectivas debido que la distribución de la carga no es en toda la pared. Si $(5t_p + l_b) \geq B$, las cuatro caras del elemento rectangular HSS recibirán de forma efectiva la carga, sin embargo, la placa tapón debe ser lo suficientemente gruesa para que esto suceda.

En las ecuaciones C.2.14 y C.2.15 se ha ignorado conservadoramente el tamaño de cualquier pierna de filete. Si dicho tamaño es conocido, se puede asumir que la dispersión de la carga inicia desde el borde de la soldadura. El mismo modelo de dispersión de carga, como se muestra en la Figura C-C.2.1, aplica para conexiones de placas extremas con elementos HSS.

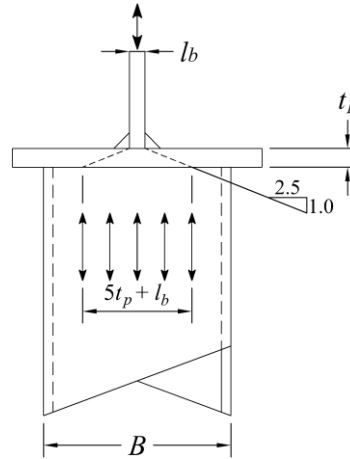
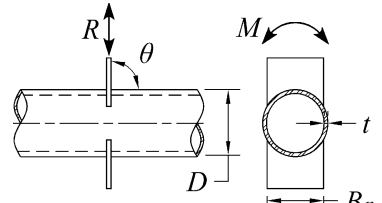
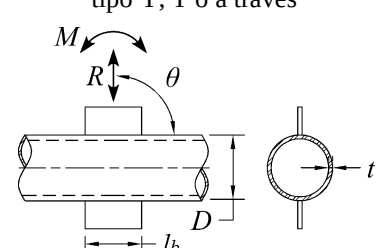


Figura C-C.2.1 Distribución de carga desde una fuerza concentrada a través de una placa extrema.

Tabla C.2.1 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS circulares

Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión	Flexión de la placa	
		En el plano	Fuera del plano
Conexiones con placa transversal tipo T o a través 	Estado límite: fluencia local de la HSS por carga axial en la placa $R_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f \quad (C.2.1)$ $F_R = 0.90$	-	$M_n = 0.5 B_p R_n$
Conexiones con placa longitudinal tipo Y, T o a través 	Estado límite: plastificación de la HSS por carga axial en la placa $R_n \sin \theta = 5.5 F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f \quad (C.2.2)$ $F_R = 0.90$	$M_n = 0.8 l_b R_n$	-

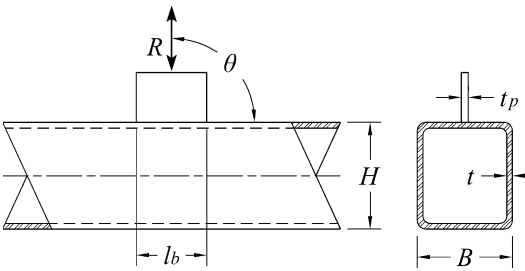
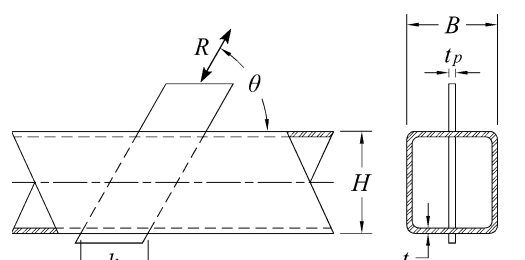
Conexiones con placa longitudinal tipo T	Estados límites: de la placa y de penetración en la HSS por carga cortante en la placa Para R_n, ver Capítulo 10 Además, se debe cumplir la siguiente desigualdad: $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (C.2.3)$	-	-
Conexiones con placa en el extremo	Estado límite: fluencia local de la HSS por carga axial $R_n = 2F_y t (5t_p + l_b) \leq F_y A \quad (C.2.4)$ $F_R = 1.00$	-	-
Funciones			
$Q_t = 1.0$ para perfiles HSS en la cara en que la conexión está en tensión (C.2.5^a) $Q_t = 1.0 - 0.3U(1 + U)$ para perfiles HSS en la cara en que la conexión está en compresión (C.2.5b)			
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $ donde P_u y M_u se determinan en la cara de la conexión en la que los esfuerzos de compresión son más bajos. P_u y M_u se refieren a las resistencias requeridas en el perfil HSS (acciones de diseño). (C.2.6)			

Tabla C.2.2 Límites de aplicación de la tabla C.2.1

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de las paredes de la HSS	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T bajo carga axial o flexión en la placa $D/t \leq 40$ para conexiones a través con carga axial o flexión en la placa $D/t \leq 0.11 E/F_y$ bajo fuerza de cortante aplicada por la placa $D/t \leq 0.11 E/F_y$ para conexiones con placa en compresión en el extremo
Relación de anchos	$0.2 < B_p/D \leq 1.0$ para conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ Mpa (3600 kg/cm}^2\text{)}$
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$
Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.	

Tabla C.2.3 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa	Estado límite: fluencia local de la placa, para todos los valores de β $R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_y t B \quad (C.2.7)$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: penetración por fluencia en cortante de la HSS, cuando $0.85B \leq B_p \leq B - 2t$ $R_n = 0.6F_y t (2t_p + 2B_{ep}) \quad (C.2.8)$ $F_R = 0.95$

$\beta = B_p / B$	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la HSS, cuando $\beta = 1.0$ $R_n = 2F_y t (5k + l_b) \quad (C.2.9)$ $F_R = 1.00$
Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa(Continuación)	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS, cuando $\beta = 1.0$ y la placa está en compresión, para conexiones tipo T $R_n = 1.6t^2 \left(1 + \frac{3l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{EF_y Q} \quad (C.2.10)$ $F_R = 0.75$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS, cuando $\beta = 1.0$ y la placa está en compresión, para conexiones a través $R_n = \left(\frac{48t^3}{H - 3t} \right) \sqrt{EF_y Q_f} \quad (C.2.11)$ $F_R = 0.90$
Conexión con placa longitudinal tipo Y, T o a través, con carga axial en ella 	Estado límite: plastificación de la HSS $R_n \sin \theta = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (C.2.12)$ $F_R = 1.00$
Conexión con placa longitudinal que atraviesa la sección tipo T o Y, con carga axial en ella 	Estado límite: plastificación de las paredes de la HSS $R_n \sin \theta = \frac{2F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (C.2.13)$ $F_R = 1.00$

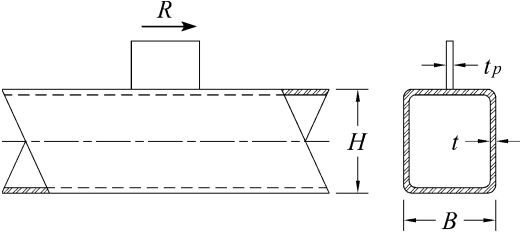
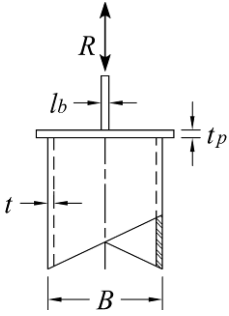
Conexión longitudinal con placa tipo T, con fuerza cortante en ella 	Estados límites: de la placa y de penetración por cortante en la HSS R_n, (Capítulo 10) Además, se debe cumplir la condición siguiente: $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (C.2.3)$
Conexión con placa en el extremo y carga axial en ella 	Estado límite: plastificación local de las paredes laterales de la HSS $R_n = 2F_y t (5t_p + l_b), \text{ cuando } (5t_p + l_b) < B \quad (C.2.14a)$ $R_n = F_y A, \text{ cuando } (5t_p + l_b) \geq B \quad (C.2.14b)$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS cuando la placa está en compresión $R_n = 1.6t^2 \left[1 + \frac{6l_b}{B} \left(\frac{t}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{EF_y \frac{t_p}{t}} \quad (C.2.15)$ cuando $(5t_p + l_b) < B$ $F_R = 0.75$
Funciones	
$Q_f = 1.0$ para superficies de conexión de la HSS en tensión (C.2.5a)	
$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$ para superficies de conexión de la HSS en compresión, para uniones con placa transversal (C.2.16)	
$= \sqrt{1 - U^2}$ para superficies de conexión de la HSS en compresión, para placas longitudinales y placas longitudinales a través (C.2.17)	
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $ P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de las HSS (C.2.6)	
$B_{ep} = \frac{10B_p}{B/t} \leq B_p$ (C.2.18)	
k = radio exterior de las esquinas de la HSS $\geq 1.5t$	

Tabla C.2.4 Límites de aplicación de la tabla C.2.3

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la HSS	B/t o $H/t \leq 35$ para la pared cargada, en conexiones con placa transversal B/t o $H/t \leq 40$ para la pared cargada, conexiones con placa longitudinal o a través $(B-3t)/t$ o $(H-3t)/t \leq 1.4\sqrt{EF_y}$ la pared cargada, cuando la placa transmite fuerza cortante
Relación de anchos	$0.25 < B_b/B \leq 1.0$ en conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa (3600 kg/cm)}$
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$
Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.	

C.3 Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras

Para fines de esta especificación, los ejes de las cuerdas y de los miembros del alma deben estar en un mismo plano; además, en conexiones con HSS rectangulares las caras de todos los miembros deben ser paralelas a ese plano.

En el diseño de las conexiones de armaduras en las que los miembros del alma están conectados a las cuerdas con soldadura, no se consideran los momentos producidos por excentricidades que estén dentro de los límites de aplicación.

La resistencia es $F_R P_n$

La resistencia nominal, $P_n \sin \theta$, se calcula para el estado límite que rige la falla de la conexión y el tipo de ésta, según que los perfiles sean circulares o rectangulares.

Definición de parámetros

- A área total de la sección transversal del miembro
- B ancho total del miembro principal, HSS rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- B_b ancho total del miembro del alma (diagonal o montante) rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- D diámetro exterior del miembro principal HSS circular
- D_b diámetro exterior de una diagonal o montante circular
- F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda
- F_{yb} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de las diagonales o montantes
- F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión de las HSS
- H peralte total del de la cuerda HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
- H_b peralte total del elemento del alma HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
- O_v $l_{ov}/l_p \times 100$, en porcentaje
- S módulo de sección elástico del miembro
- e excentricidad de la conexión, positiva cuando se aleja de los elementos del alma
- g separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura
- k radio exterior de las esquinas de una sección HSS $\geq 1.5t$
- l_b $H_b/\sin \theta$
- l_{ov} longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
- l_p longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
- t grueso de diseño de la pared de un miembro HSS principal (cuerda)
- β relación de anchos; para miembros HSS circulares, cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda = D_b/D ; para miembros HSS rectangulares, cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda = B_p/B
- β_{ef} relación efectiva de anchos; suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida ocho veces el ancho de la cuerda
- γ relación de esbeltez de la cuerda; en miembros HSS circulares, cociente de la mitad del diámetro entre el espesor de la pared = $D/2t$; en miembros rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared = $B/2t$

η parámetro de la longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros HSS rectangulares; cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda = l_b/B

θ ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda, en grados

ξ relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda = g/B en miembros HSS rectangulares

Comentario:

El diseño de conexiones soldadas de elementos HSS está basada en el estado límite que potencialmente puede ocurrir para la geometría de una conexión y la forma de la carga, lo cual representa posibles modos de falla que pueden ocurrir dentro de los límites de aplicación prescritos. En la Figura C-C.3.1 se muestran algunos modos de falla típicos para conexiones directas entre perfiles HSS rectangulares en armaduras.

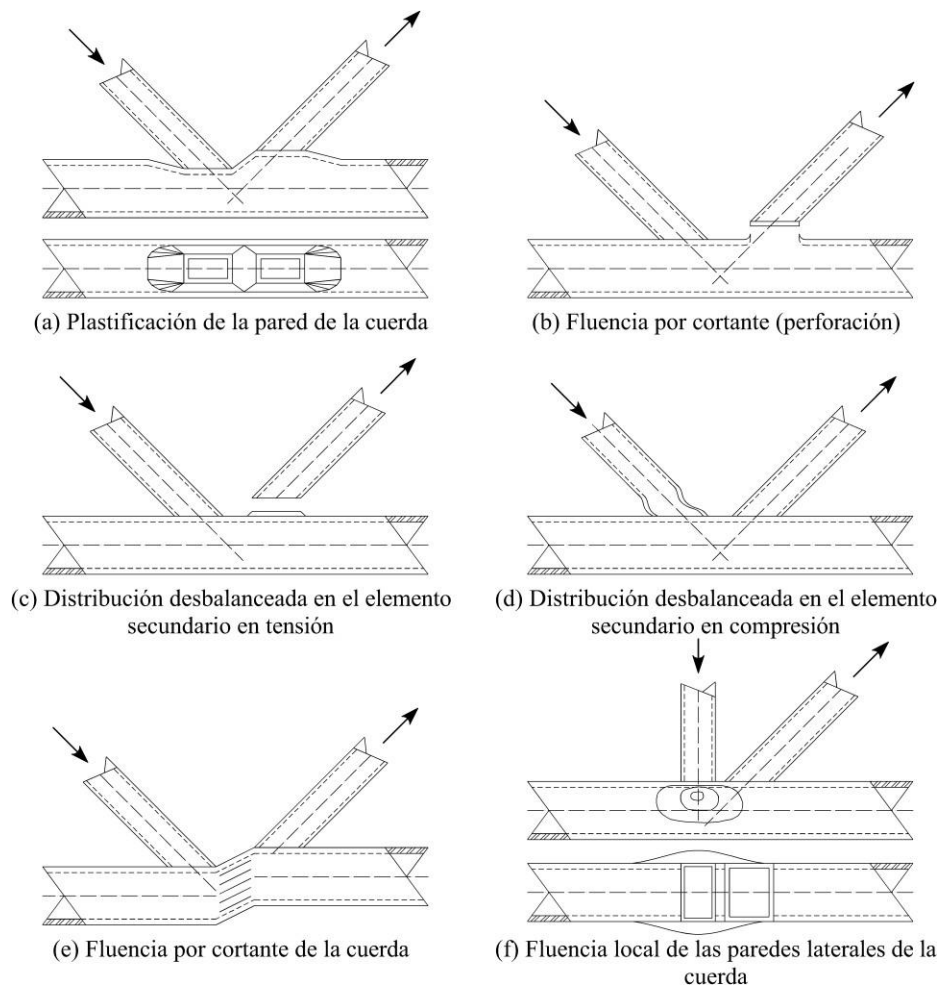


Figura C-C.3.1 Estados Límite típicos para conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras.

C.3.1 Elementos HSS circulares

Las resistencias de conexiones de armaduras entre miembros HSS circulares que están dentro de los límites de la tabla C.3.2 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla C.3.1.

Comentario:

Los límites de aplicación de la Tabla C.3.2 representan, generalmente, el rango de parámetros en el cual las ecuaciones han sido verificadas experimentalmente. A continuación, se mencionan limitaciones con las explicaciones correspondientes.

- El ángulo mínimo de las barras del alma es un límite práctico para una buena fabricación.
- El límite de la esbeltez de la pared para el elemento secundario en compresión es una restricción para asegurar que la resistencia de la conexión no sea condicionada por pandeo local.
- La restricción de la distancia mínima en la separación de conexiones tipo -K $\parallel$, está dada para asegurar un espacio correcto que permita ejecutar satisfactoriamente la soldadura en los extremos de los elementos secundarios.
- La restricción en el traslape mínimo, de conexiones tipo -K $\parallel$, es para asegurar una adecuada interconexión entre los elementos secundarios y para permitir una transferencia efectiva de la fuerza cortante de un elemento a otro.
- En conexiones tipo -K $\parallel$, axialmente cargadas con elementos HSS circulares, el tamaño del elemento secundario en compresión es el que determina la resistencia de la conexión. Por lo tanto, en la Ecuación C.3.4 el término $D_{b \text{ comp}}$ pertenece sólo al elemento en compresión, y no es el promedio de los dos. De esta forma, si se requiere la resistencia de la conexión expresada como una fuerza en el elemento a tensión, se puede sustituir el resultado de la ecuación C.3.4 en la ecuación C.3.5, por lo que no es necesario repetir un cálculo similar al de la ecuación C.3.4 para el D_b del elemento secundario en tensión.

C.3.2 Elementos HSS rectangulares

Las resistencias de conexiones de armaduras entre HSS rectangulares que están dentro de los límites de la tabla C.3.4 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla C.3.3.

Comentario:

En la Tabla C.3.4 los límites de aplicación son similares a los establecidos para elementos HSS circulares en la Tabla C.3.2.

En la Tabla C.3.4 hay dos límites para la dimensión mínima de la separación en conexiones -K $\parallel$. El límite (g/B) en la separación, sirve para asegurar que hay suficiente transferencia de carga, de un elemento secundario, a las paredes laterales del elemento principal. Limitar g a ser al menos la suma del espesor de los elementos secundarios es para asegurar que hay un adecuado espacio para poder soldar de manera eficiente los extremos de los elementos HSS.

La ecuación C.3.7 representa una solución analítica de la línea de fluencia para flexión en la cara del elemento principal de la conexión. Esta ecuación nominal sirve para limitar la deformación en la conexión y está por debajo de la resistencia última de la conexión. Cuando el ancho del elemento secundario excede del 85 por ciento del ancho de la cara del elemento principal, el mecanismo de falla de la línea de fluencia resultará en una carga no crítica de diseño.

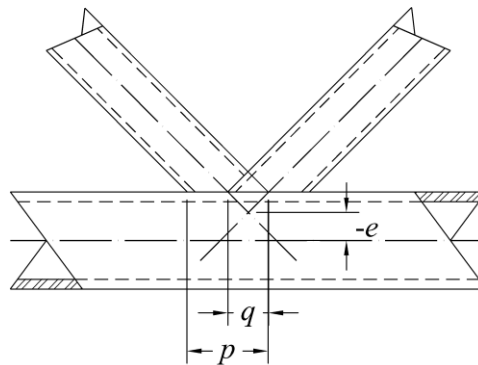
El estado límite de penetración por cortante, evidente en las ecuaciones C.3.8 y C.3.15, está basado en el perímetro efectivo de penetración por cortante alrededor del elemento secundario. El término β_{eop} representa la relación del ancho efectivo por penetración por cortante en la cara del elemento principal, adyacente a uno (Ecuación C.3.15) o dos (Ecuación C.3.8) elementos secundarios.

Para conexiones tipo -KII se incluye tanto la revisión de conexiones traslapadas y con separación. Las primeras son más difíciles y más costosas de fabricar en comparación con conexiones con separación. Sin embargo, en general una conexión traslapada producirá una conexión con mayor resistencia estática y una resistencia a la fatiga, al igual que una sección de armadura más rígida, en comparación con su contraparte.

Los límites aplicados en las conexiones tipo -KII con traslape, permiten controlar un sólo modo de falla y no tener la falla de un elemento secundario, por ejemplo, perforando o extrayéndose del otro elemento secundario. El elemento secundario traslapado, en conexiones tipo -KII, debe ser aquel con el mayor ancho. Si ambos elementos secundarios tienen el mismo ancho, el de mayor espesor debe ser el elemento traslapado.

La aplicación de las ecuaciones C.3.18 y C.3.19, depende de la cantidad de traslape, O_v (del término en inglés de overlapping), donde $O_v = (q/p) \times 100\%$. Es importante notar que el término p es la longitud proyectada del elemento secundario que traslapa, en la cara del elemento principal de la conexión, incluso si este no está en contacto físico con el elemento principal. También, el término q es la longitud de superposición medida a lo largo de la cara del elemento principal debajo de la región de los elementos superpuestos. Esto se ilustra en la Figura C-C.3.2.

Un traslape del 100 por ciento ocurre cuando un elemento secundario se apoya completamente sobre el otro elemento. En algunos casos, el elemento que traslapa se requiere mover hacia arriba ligeramente para soldar con filete el extremo del perfil HSS a la cara del elemento traslapado. Si la conexión es fabricada de esta manera, se obtiene una superposición ligeramente mayor al 100 por ciento y, en estos casos, la resistencia de la conexión para un elemento HSS rectangular puede ser calculada usando la ecuación C.3.19 reemplazando el término B_{bi} por otro término b_{ov} .



$$\text{Traslape} = (q / p) \times 100\% = O_v$$

Figura C-C.3.2 Notación de una conexión tipo -KII traslape.

Tabla C.3.1 Resistencia de conexiones entre miembros HSS circulares

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T, a través y K abiertas Cuando $D_{b(\text{tensión/compresión})} < (D - 2t)$	Estado límite: fluencia por cortante (penetración) $P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \quad (C.3.1)$ $F_R = 0.95$

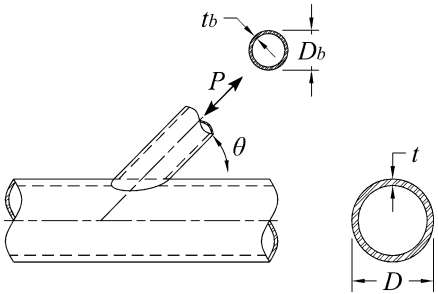
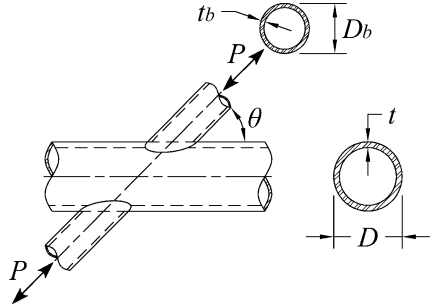
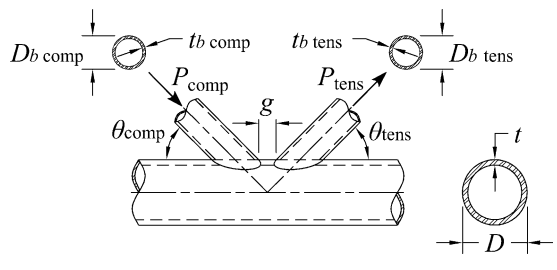
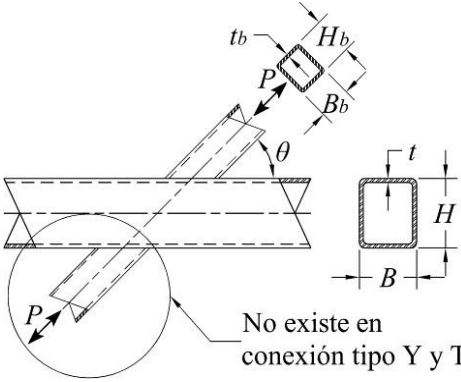
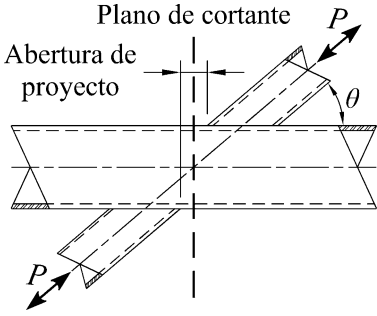
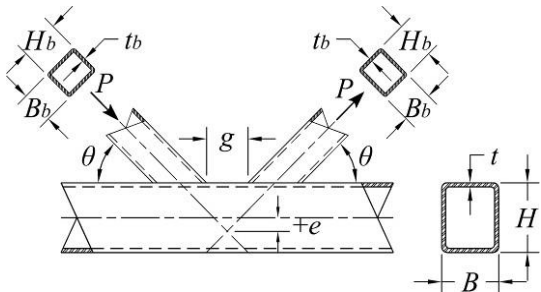
Conexiones tipo Y y T 	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(3.1 + 15.6 \beta^2 \right) \gamma_f^{0.2} Q_f \quad (C.3.2)$ $F_R = 0.90$
Conexiones tipo a través 	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.7}{1 - 0.81 \beta^2} \right) Q_f \quad (C.3.3)$ $F_R = 0.90$
Conexiones tipo K con separación o con translapse 	Estado límite: plastificación de la cuerda $(P_n \sin \theta)_{\text{diagonal en compresión}} = F_y t^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{D_{b \text{ comp}}}{D} \right) Q_f \quad (C.3.4)$ $(P_n \sin \theta)_{\text{diagonal en tensión}} = (P_n \sin \theta)_{\text{diagonal en compresión}} \quad (C.3.5)$ $F_R = 0.90$
Funciones	
$Q_f = 1.0$ cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión	(C.2.5a)
$= 1.0 - 0.3U(1+U)$ cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión	(C.2.5b)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	(C.2.6)
$Q_g = \gamma_f^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma_f^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33 \right) + 1}} \right]$	(C.3.6)

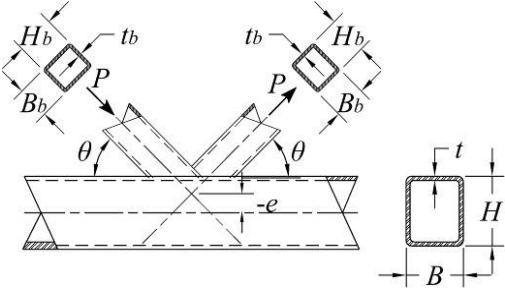
Tabla C.3.2 Límites de aplicación de la tabla C.3.1

Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$ en conexiones tipo K
Ángulo de las barras del alma	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ en conexiones tipo Y, T y K $D/t \leq 40$ en conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ en las barras del alma en tensión $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$ en las barras del alma en compresión
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas. $0.4 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo K abiertas
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_{b \text{ comp}} + t_{b \text{ ten}}$ en conexiones tipo K abiertas
Traslape de elementos del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ en conexiones tipo K con traslape entre diagonales.
Espesor de la pared del miembro de la diagonal	$t_b \text{ traslapando} \leq t_b \text{ traslapada}$ en de conexiones tipo K traslapadas
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$ (3600 kg/cm ²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$
Nota: El acero ASTM A500 grado C es aceptable.	

Tabla C.3.3 Resistencias de conexiones entre miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T y a través  No existe en conexión tipo Y y T	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left[\frac{2\eta}{(1-\beta)} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right] Q \quad (C.3.7)$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $0.85 < \beta \leq 1 - 1/\gamma$ o $B/t < 10$ $P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B (2\eta + 2\beta_{eop}) \quad (C.3.8)$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ $P_n \sin \theta = 2 F_y t (5k + l_b) \quad (C.3.9)$ $F_R = 1.00$

Caso en que se revisa el estado límite por cortante en las paredes laterales de la cuerda 	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ y el miembro del alma está en compresión, en conexiones tipo Y y T $P_n \sin \theta = 1.6 t^2 \left(1 + \frac{3 l_b}{H - 3 t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (C.3.10)$ $F_R = 0.75$ Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ y los miembros del alma están en compresión, en conexiones a través $P_n \sin \theta = \left(\frac{48 t^3}{H - 3 t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (C.3.11)$ $F_R = 0.90$ Estado límite: fluencia local del miembro o miembros del alma debida a una distribución local desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$ $P_n = F_{yb} t_b (2 H_b + 2 b_{eoi} - 4 t_b) \quad (C.3.12)$ $F_R = 0.95$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B \leq B \quad (C.3.13)$ Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda en conexiones a través con $\theta < 90^\circ$, cuando se crea una abertura de proyecto (ver figura) $P_n \sin \theta$ se determina de acuerdo con la Sección 7.5
Conexiones tipo K con separación entre las diagonales 	Estado límite: plastificación de las paredes de la cuerda para todas las β $P_n \sin \theta = F_y t^2 (9.8 \beta_{ef} \gamma^{0.5}) Q_f \quad (C.3.14)$ $F_R = 0.90$ Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $B_b < B - 2 t$ No se revisan miembros del alma de sección cuadrada $P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B (2 \eta + \beta + \beta_{ep}) \quad (C.3.15)$ $F_R = 0.95$ Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda, en la apertura entre diagonales $P_n \sin \theta$ se determina de acuerdo con la Sección 7.5 No se revisa para cuerdas de sección cuadrada.

	Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas. No se revisa para miembros del alma de sección cuadrada o cuando $B/t \geq 15$ $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b) \quad (C.3.16)$ $F_R = 0.95$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B \leq B_b \quad (C.3.13)$
Conexión tipo K con traslape  Las direcciones de las fuerzas pueden tener sentido contrario al indicado. Los índices i y j identifican los miembros	Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$; $P_{n,i} = F_{yb_i} t_{b_i} \left[\frac{O_v}{50} (2H_{b_i} - 4t_{b_i}) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \quad (C.3.18)$ Cuando $50\% \leq O_v < 80\%$; $P_{n,i} = F_{yb_i} t_{b_i} (2H_{b_i} - 4t_{b_i} + b_{eoi} + b_{eov}) \quad (C.3.18)$ Cuando $80\% \leq O_v \leq 100\%$; $P_{n,i} = F_{yb_i} t_{b_i} (2H_{b_i} - 4t_{b_i} + B_{b_i} + b_{eov}) \quad (C.3.19)$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb_i} t_{b_i}} \right) B \leq B_{b_i} \quad (C.3.20)$ $b_{eov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}} \left(\frac{F_{yb_j} t_{b_j}}{F_{yb_i} t_{b_i}} \right) B \leq B_{b_i} \quad (C.3.21)$ El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo. $P_{n,j} = P_{n,i} \left(\frac{F_{yb_j} A_{b_j}}{F_{yb_i} A_{b_i}} \right) \quad (C.3.22)$ $F_R = 0.95$

Funciones		
Q_f	= 1.0 cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión	(C.2.5a)
	= $1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$ para conexiones tipo T, Y y a través cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión	(C.2.16)
	= $1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta_{ef}} \leq 1.0$ para conexiones tipo K abiertas cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión	(C.3.23)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más altos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles HSS	(C.2.6)
$\beta_{ef} = \left[(B_b + H_b)_{\text{diagonal en compresión}} + (B_b + H_b)_{\text{diagonal en tensión}} \right] / 4B$		(C.3.24)
$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \leq \beta$		(C.3.25)

Tabla C.3.4 Límites de aplicación de la tabla C.3.3

Excentricidad de la conexión	-0.55 ≤ e/H ≤ 0.25 para conexiones tipo K
Ángulo de los elementos del alma	θ ≥ 30°
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	B/t _y H/t ≤ 35 para conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través B/t ≤ 30 para conexiones tipo K con traslape H/t ≤ 35 para conexiones tipo K con traslape
Relación de esbeltez de las paredes de los elementos del alma	B _b /t _b yH _b /t _b ≤ 35 para las barras del alma en tensión B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.25 \sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras del alma en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través B _b /t _b yH _b /t _b ≤ 35 para las barras en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.1 E F_y$ para las barras en compresión de conexiones tipo K con traslape
Relación de anchos	B _b /B y H _b /B ≥ 0.25 para conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas
Relación de aspecto	0.5 ≤ H _b /t _b ≤ 2.0 y 0.5 ≤ H/t ≤ 2.0
Traslape entre elementos del alma	25% ≤ O _v ≤ 100% para conexiones tipo K con traslape entre diagonales
Relación entre anchos de las paredes de los miembros del alma	B _{bi} /B _{bj} ≥ 0.75 para conexiones tipo K con traslape El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo.
Relación entre gruesos de las paredes de los miembros del alma	t _{bi} /t _{bj} ≤ 1.0 para conexiones tipo K con traslape El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo.
Resistencia del material	F _y y F _{yb} ≤ 360 MPa (3600 kg/cm ²)
Ductilidad	F _y /F _u y F _{yb} /F _{ub} ≤ 0.8
Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.	
Límites adicionales para conexiones tipo K abiertas	
Relación de anchos	B_b/B y $H_b/B \geq 0.1 + \gamma/50$ $\beta_{ef} \geq 0.35$
Relación de la separación entre elementos del alma y el ancho de la cuerda	$\zeta = g/B \geq 0.5(1 - \beta_{ef})$
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_b \text{ diagonal en compresión} + t_b \text{ diagonal en tensión}$

Tamaño del miembro de la diagonal	la menor $B_b \geq 0.63$ (la mayor B_b), si ambas diagonales son rectangulares

Nota: El tamaño máximo de la separación entre elementos del alma estará controlado por el límite de la relación e/H . Si la separación es mayor que el límite, se considerará como dos conexiones tipo Y.

C.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS

Su resistencia de diseño, $F_R M_n$, se determina siguiendo las indicaciones de este Apéndice y del Capítulo 10.

Las conexiones que transmiten momento flexionante entre elementos HSS consisten en uno o dos miembros del alma soldados directamente a una cuerda continua, que pasa a través de la conexión, sobre la que aplican momentos flexionantes.

Este Apéndice es aplicable a conexiones en las que los ejes de todos los elementos están en el mismo plano.

Comentario:

Los límites que gobiernan los estados límite para revisar las conexiones con carga axial (Sección C.3) han sido usadas como base para los posibles estados límite en conexiones a momento de esta sección. Esto es debido a la poca cantidad de resultados de pruebas en conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS, en comparación con la extensa cantidad para conexiones con carga axial.

Definición de parámetros

- A área total de la sección transversal de la cuerda
- B ancho total de cuerdas HSS rectangulares, medido a 90 grados del plano de la conexión
- B_b ancho total de miembros HSS rectangulares del alma, medido a 90 grados del plano de la conexión
- D diámetro exterior de la cuerda HSS circular
- D_b diámetro exterior de miembros HSS circulares del alma
- F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda HSS
- F_{yb} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del miembro HSS del alma
- F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material de la HSS
- H peralte total de la cuerda HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
- H_b peralte total del miembro del alma HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
- S módulo de sección elástico del miembro
- Z_b módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
- t grueso de diseño de la pared del miembro HSS de la cuerda
- t_b grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma
- β relación de anchos; para miembros HSS circulares, relación del diámetro del miembro del alma entre el de la cuerda = D_b/D ; para miembros HSS rectangulares, relación del ancho total del miembro del alma entre la de la cuerda = B_p/B
- γ relación de esbeltez de la cuerda; para miembros HSS circulares, cociente de la mitad del diámetro al grueso de la pared = $D/2t$; para miembros HSS rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el grueso de la pared = $B/2t$
- η parámetro de longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros HSS rectangulares = l_b/B ; relación de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda, donde $l_b = H_b/\sin\theta$
- θ ángulo agudo entre los miembros del alma y la cuerda, en grados

C.4.1 Elementos HSS circulares

Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla C.4.2 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla C.4.1.

C.4.2 Elementos HSS rectangulares

Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla C.4.4 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla C.4.3.

Tabla C.4.1 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros HSS circulares

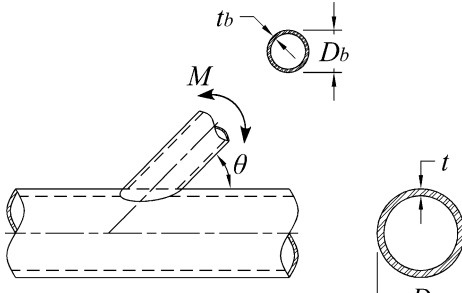
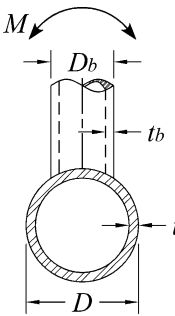
Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
Conexiones tipo Y, T y a través con flexión en el plano de las diagonales 	Estado límite: plastificación de la cuerda $M_n \sin \theta = 5.39 F_y t_y^{0.5} \beta D_b Q \quad (C.4.1)$ $F_R = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $D_b < (D - 2t)$ $M_n = 0.6 F_y t_y D_b^2 \left(\frac{1 + 3 \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) \quad (C.4.2)$ $F_R = 0.95$
Elementos del alma en flexión fuera del plano en conexiones tipo Y, T y a través. 	Estado límite: plastificación de la cuerda $M_n \sin \theta = F_y t_y^2 D_b \left(\frac{3.0}{1 - 0.81 \beta} \right) Q \quad (C.4.3)$ $F_R = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $D_b < (D - 2t)$ $M_n = 0.6 F_y t_y D_b^2 \left(\frac{3 + \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) \quad (C.4.4)$ $F_R = 0.95$
En conexiones tipo Y, T, y a través, con los elementos del alma bajo la combinación de carga axial, momento flexionante en el plano y fuera de él, o cualquier combinación de estos efectos: $\frac{P_c}{P} + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right)^2 + \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \leq 1.0 \quad (C.4.5)$ M_{c-ip} = $F_R M_n$ resistencia de diseño en flexión en el plano, tabla C.4.1 M_{c-op} = $F_R M_n$ resistencia de diseño en flexión fuera del plano, tabla C.4.1 M_{r-ip} resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables M_{r-op} resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables P_c = $F_R P_n$ resistencia axial de diseño, tabla C.3.1 P_r resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables	
Funciones	
Q_f	= 1.0 cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión (C.2.5a) = $1.0 - 0.3U(1+U)$ cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en compresión (C.2.5b)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles (C.2.6)

Tabla C.4.2 Límites de aplicación de la tabla C.4.1

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T o Y $D/t \leq 40$ para conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3600 kg/cm ²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$
Nota: El acero ASTM A500 grado C es aceptable.	

Tabla C.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
Miembros del alma en flexión en el plano de la armadura. Conexiones tipo T y a través No existe en conexiones tipo T	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad (C.4.6)$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (C.4.7)$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = F_{yb} \left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) B H t \right] \quad (C.4.8)$ $F_R = 0.95$
Miembro o miembros del ama en flexión fuera del plano de la armadura. Conexiones T y a través	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $M_n = F_y t^2 \left[\frac{0.5 H_b (1 + \beta)}{(1 + \beta)} + \frac{2 B B_b (1 + \beta)}{\sqrt{(1 - \beta)}} \right] Q_f \quad (C.4.9)$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (C.4.10)$ $F_R = 1.00$

Miembro o miembros del alma en flexión fuera del plano de la armadura Conexiones T y a través (continuación)	Estado límite: fluencia local del o los miembros del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$ $M_n = F_y Z_b - 0.5 \left(1 - \frac{b_{ei}}{B_b} \right)^2 B_b^2 t_b \quad (C.4.11)$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: falla por distorsión de la cuerda en conexiones tipo T y conexiones a través desbalanceadas $M_n = 2F_y t_b \left[H_b t_b + \sqrt{B_b H_b (B_b + H_b)} \right] \quad (C.4.12)$ $F_R = 1.0$
En conexiones tipo T y a través con elemento/elementos del alma bajo la combinación de fuerza axial, momento flexionante en o fuera del plano de la armadura, o cualquier combinación de estos efectos: $\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} + \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \leq 1 \quad (C.4.13)$ M_{c-ip} = $F_R M_n$, resistencia de diseño en flexión en el plano, de la tabla C.4.3 M_{c-op} = $F_R M_n$, resistencia de diseño en flexión fuera del plano, de la tabla C.4.3 M_{r-ip} resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables M_{r-op} resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondientes a las combinaciones de carga aplicables P_c = $F_R P_n$, resistencia axial de diseño de la tabla C.3.3 P_r resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables	
Funciones	
$Q_f = 1.0$ cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión	(C.2.5a)
$Q_f = 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$ cuando la superficie en la que se hace la conexión está en compresión	(C.2.16)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $ donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles	(C.2.6)

Tabla C.4.4 Límites de aplicación de la tabla C.4.3

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \cong 90^\circ$
Esbeltez de la pared de la cuerda	$B/t_y H/t \leq 35$
Esbeltez de las paredes de los elementos del alma	$B_b/t_b y H_b/t_b \leq 35$
	$B_b/t_b y H t \leq 1.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$
Relación de anchos	$B_b/B \geq 0.25$

Relación de aspecto	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360\text{MPa}$ (3600 kg/cm ²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$
Nota: El acero ASTM A500 grado C es aceptable.	

C.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares

Sus resistencias de diseño, $F_R R_n$, $F_R M_n$ y $F_R P_n$, se determinan siguiendo las indicaciones de este apéndice y del Capítulo 10.

Las resistencias de las conexiones de los elementos del alma se determinarán para el estado límite de la transferencia no uniforme de fuerzas a lo largo de la línea de la soldadura, debida a diferencias en la rigidez relativa de las paredes de las HSS en conexiones entre miembros HSS y entre miembros HSS y placas transversales. Estas resistencias se calculan como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{ns} t_s l_e \quad (\text{C.5.1})$$

$$M_{n-ip} = F_{ns} S_{ip} \quad (\text{C.5.2})$$

$$M_{n-op} = F_{ns} S_{op} \quad (\text{C.5.3})$$

Para cargas combinadas se utiliza la ecuación C.4.13.

a) Para soldaduras de filete $F_R = 0.75$

b) Para soldaduras de penetración parcial $F_R = 0.8$

F_{ns} resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga

S_{ip} módulo de sección elástico de las soldaduras para flexión en el plano (Tabla C.5.1)

S_{op} módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano (Tabla C.5.1)

l_e longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros HSS rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura

t_s la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de la diagonal o placa

Cuando una conexión tipo K con traslape se ha diseñado de acuerdo con la tabla C.3.3 y las componentes de las fuerzas en los miembros del alma, normales a la cuerda, están balanceadas en un 80 por ciento (las componentes de las fuerzas en los miembros del alma normales a la cara de la cuerda difieren en no más del 20 por ciento), la soldadura oculta debajo de la diagonal que traslapa puede ser omitida si las demás soldaduras con los miembros del alma traslapados desarrollan toda la capacidad de las paredes del miembro mencionado.

Las revisiones de las soldaduras en la tabla C.5.1 no se requieren si son capaces de desarrollar la resistencia completa de la pared del miembro del alma a lo largo de todo su perímetro (o con una placa a lo largo de su longitud completa).

Nota: El enfoque utilizado para permitir la disminución del tamaño de las soldaduras considera que son del mismo tamaño en el perímetro completo de la HSS de los miembros del alma. Se requiere especial atención en conexiones de HSS de anchos iguales, o casi iguales, que combinan soldaduras de penetración parcial a lo largo de esos bordes con soldaduras de filete a través de la cara del miembro principal.

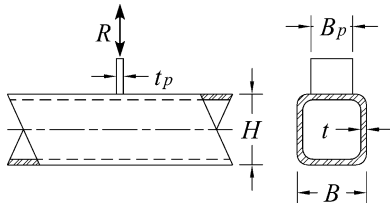
Comentario:

La Sección C.5 consolida todas las reglas de soldadura para placas y elementos secundarios a la cara de elementos principales HSS. El diseño de las soldaduras de los elementos secundarios puede ser realizado bajo dos filosofías de diseño:

a) La soldadura es proporcionada para desarrollar la resistencia del elemento secundario conectado, en todos los puntos a lo largo de la soldadura. Esto puede ser apropiado si la carga en el elemento es compleja o si se desconoce la carga para el diseñador de la soldadura. Las soldaduras dimensionadas bajo esta filosofía representan un límite superior de la soldadura requerida y pueden ser excesivamente conservadoras en algunas situaciones.

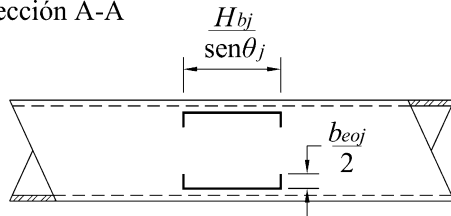
b) Las soldaduras deben ser diseñadas para ser —adecuadas para el propósito—, para resistir las fuerzas en los elementos secundarios que son típicamente conocidas en conexiones entre perfiles HSS en armaduras, usando la —longitud efectiva—. Sin embargo, la carga no uniforme del perímetro de la soldadura, debido a la flexibilidad de la cara del elemento HSS conectando, debe de ser tomada en cuenta. Longitudes efectivas de soldaduras para placas y elementos HSS rectangulares sujetos a carga axial (y/o momento en algunos casos) son dadas en la Tabla C.5.1. Este enfoque de diseño de soldadura toma en consideración que una conexión de elemento secundario a elemento principal es más rígida a lo largo de sus bordes, relativo al centro de la cara del perfil HSS, conforme el ángulo del elemento secundario y/o la relación de anchos aumenta. Por lo tanto, la dimensión de la longitud efectiva puede disminuir conforme el ángulo o el ancho del elemento secundario aumenta. Es importante mencionar que, para facilitar los cálculos y porque el error es insignificante, las esquinas de las soldaduras han sido asumidas como rectangulares para determinar las propiedades de la línea de la soldadura en algunos casos.

Tabla C.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
Conexiones transversales con placa tipo T o a través con fuerza axial en la placa 	Propiedades efectivas de la soldadura $l_e = 2 \left(\frac{10}{B/t} \right) \left(\frac{F_y t}{F_{yp}} \right) B \leq 2B \quad (C.5.4)$ l_e = longitud total efectiva de las soldaduras colocadas en los dos lados de la placa transversal

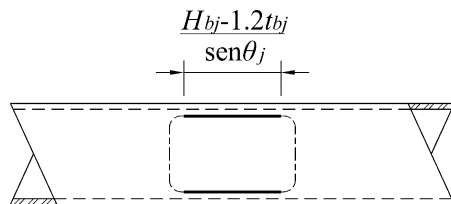
Conexiones tipo Y, T y a través con fuerzas axiales o flexión en el elemento o elementos del alma Sección A-A Soldadura efectiva	Propiedades efectivas de la soldadura $l_e = \frac{2H_b}{\sin \theta} + 2b_{eoi} \quad (C.5.5)$ $S_{ip} = \frac{t_s}{3} \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right)^2 + t_s b_{eoi} \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) \quad (C.5.6)$ $S_{op} = t_s \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) B_b + \frac{t_s}{3} (B_b^2) - \frac{\left(\frac{t_s}{3} \right) (B_b - b_{eoi})^3}{B_b} \quad (C.5.7)$ $b_{eoi} = \frac{10 \left(F_y t \right)}{B/t \left(\frac{F_y t}{F_y t_b} \right)} B \leq B \quad (C.3.13)$ Cuando $\beta > 0.85$ o $\theta > 50^\circ$, $b_{eoi}/2$ no debe exceder de $2t$
Conexión tipo K abierta con fuerzas axiales en los elementos del alma Sección A-A Cuarto lado Soldadura efectiva $\theta \geq 60^\circ$, cuarto lado efectivo cuando $\theta \leq 50^\circ$	Propiedades efectivas de la soldadura Cuando $\theta \leq 50^\circ$ $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (C.5.8)$ Cuando $\theta \geq 60^\circ$ $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (C.5.9)$ Cuando $50^\circ < \theta < 60^\circ$, l_e se determina por interpolación lineal
Conexión tipo K con traslape entre los miembros del alma con fuerzas axiales Sección A-A Soldadura efectiva $\theta \geq 60^\circ$, cuarto lado efectivo cuando $\theta \leq 50^\circ$	Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados (todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, i) Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$; $l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\frac{O}{100} \left(\frac{H}{\sin \theta_i} \right) + \frac{O}{100} \left(\frac{H}{\sin (\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (C.5.10)$ Cuando $50\% \leq O_v < 80\%$;

Sección A-A



/

/



—

/

/

APÉNDICE D.DISEÑO POR FATIGA

Este Apéndice se refiere al diseño de miembros y conexiones sometidas a un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga.

Se da especial atención a los elementos estructurales que soportan a las grúas viajeras.

No están incluidos los puentes

El apéndice está compuesto por las secciones siguientes:

- D.1. Aspectos generales
- D.2. Diseño por fatiga
- D.3. Grúas viajeras

Comentario:

El diseño por fatiga al que se refiere el Apéndice D consiste en evaluar la resistencia de los elementos y conexiones ante un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos que deberían permanecer dentro del intervalo de comportamiento elástico, pero con magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga. No se debería considerar dentro de las cargas que generan fatiga aquellas de corta duración o instantáneas (viento, sismo o impacto).

La fatiga depende de varios factores como son:

- a) Números de ciclos de carga en tensión y amplitud de estos.
- b) Acumulación de ciclos de carga de servicio en tensión. Los intervalos de esfuerzos a compresión no necesitan ser revisados por fatiga.
- c) Geometría y configuración del detalle o conexión a revisar.

La fatiga en la norma se considera como un estado límite de servicio y no de falla. De esa forma el diseño se realiza de manera convencional con factores de carga y resistencia para posteriormente hacer la revisión correspondiente por medio de esfuerzos permisibles.

Por tal razón, si se estima que un componente estructural está sometido a efectos de fatiga, es importante evaluar si esta es una condición crítica, ya que si se diseña solamente ante condiciones regulares de carga (estática o dinámica), los elementos podrían no tener capacidad suficiente para ofrecer niveles adecuados de seguridad ante los efectos por fatiga. Para cada caso (por ejemplo, patín en tensión) y cada detalle (por ejemplo, alguna soldadura), se determina un esfuerzo a partir de la expresión experimental y se compara con el permisible.

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. En general se aplica, entre otros casos, a trabes carril de grúas viajeras.

El diseño de elementos estructurales y conexiones que quedan 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.

En el Apéndice se da especial atención a los elementos estructurales que soportan grúas viajeras, debido a que este tipo de elementos son los más comunes en la práctica que requieren revisión por fatiga.

D.1 Aspectos generales

Las recomendaciones de este Apéndice se aplican a esfuerzos calculados con cargas de servicio, el esfuerzo máximo producido por esas cargas no debe exceder de $0.66F_y$.

Comentario:

Con la finalidad de mantener los esfuerzos de los elementos dentro del rango elástico, se establece como esfuerzo máximo permisible igual a $0.66F_y$ ya que es posible que ante los efectos de cargas variables a largo plazo dichos elementos fallen a un esfuerzo menor al de resistencia.

El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud del cambio de esfuerzos producidos por la aplicación o remoción de la carga viva de servicio. Cuando haya inversión de esfuerzos, el intervalo es la suma de los valores absolutos de los esfuerzos máximos repetidos de tensión o compresión, o la suma de los valores absolutos de los esfuerzos cortantes máximos de sentidos contrarios en el punto probable de iniciación de la grieta.

Comentario:

La resistencia a la fatiga de un componente se define como el rango de tensión que, fluctuando a una amplitud constante, originaría el agotamiento del componente tras un número especificado de ciclos (N). El rango o carrera de tensión es la diferencia entre los puntos máximo y mínimo del ciclo (Figura C-D.1.1).

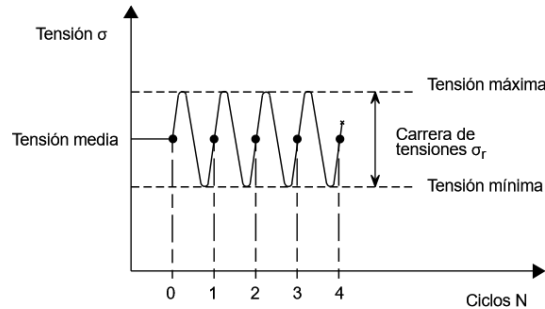


Figura C-D.1.1 Historia de tensión cíclica y sus características.

No se requiere evaluar la resistencia a la fatiga cuando:

- a) El intervalo de esfuerzos producidos por la carga viva de servicio es menor que el umbral admisible de intervalos, F_{TH} , que es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión. (Ver tablas D.2.1 a D.2.7)

Comentario:

Este intervalo a su vez, es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión (indicada en las mismas tablas) y se obtuvo a partir de resultados de múltiples pruebas de carga cíclica aplicada a diversas probetas que se llevaron a la falla por fatiga.

- b) El número de ciclos de aplicación de la carga viva en miembros formados por placas o perfiles es menor de 20,000 durante su vida útil.

Comentario:

Debido a que las cargas estacionarias no generan propagación de las fisuras y por consiguiente efectos de fatiga, se establece que para aquellos elementos donde el número de ciclos en condiciones normales de servicio sean menores a 20,000 no se requeriría realizar la revisión por fatiga.

La resistencia ante cargas cíclicas determinada aquí es aplicable sólo a estructuras protegidas contra la corrosión de manera adecuada o construidas en atmósferas poco corrosivas.

Comentario:

Es importante diseñar las estructuras ante efectos de corrosión de modo que esta no sea un efecto de posible acumulación de esfuerzos residuales, por lo que es necesario revisar que los elementos que trabajaran para fatiga también cumplan con los requisitos de durabilidad indicados en la Sección 11.8.

Cuando haya elementos móviles en la estructura, como en el caso de grúas viajeras o maquinarias con vibraciones estacionarias, se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Identificar los elementos estructurales y conexiones que estarán sometidos a un número elevado de veces, durante su vida útil, a la acción de cargas variables repetidas.

Comentario:

Un detalle que es particularmente susceptible a los efectos de fatiga son las conexiones soldadas, esto se debe a que comúnmente la mayor parte de sus procesos dejan minúsculas discontinuidades metalúrgicas, a partir de las que pueden generarse micro fisuras que tienden a propagarse en los procesos de fatiga (Figura C-D.1.2). Por tal razón, se debería poner particular atención a las conexiones con mayor susceptibilidad a la falla por fatiga, las características principales que afectan al tipo de conexión son:

- Forma del elemento: pared delgada, perfil laminado, armaduras que trabajan en sección compuesta con elementos de concreto, etc.
- Dimensiones principales: tamaño del cordón de la soldadura, dimensiones de los perfiles, proximidad de los bordes, cambios abruptos en la sección transversal, etc.
- Fabricación: tipo de proceso de soldadura, rugosidad de las partes a conectar, habilidad de los soldadores, etc.

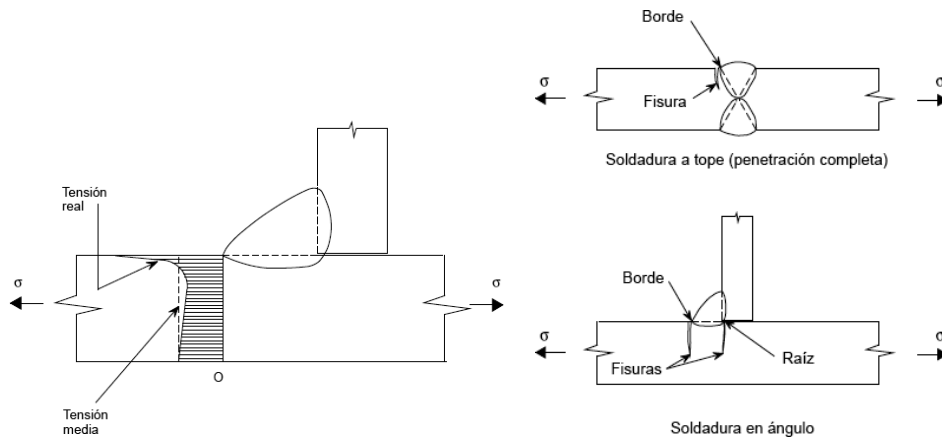


Figura C-D.1.2 Distribución de esfuerzos en conexión soldada y formación de microfisuras en los elementos.

Debe tenerse presente que, si la fatiga resulta crítica en el diseño, los controles extra del trabajo de taller podrían aumentar significativamente el costo total al correspondiente, con el diseño sin considerar cargas móviles.

Se sugiere que las áreas con una relación de tensiones dinámicas/estáticas elevada sean las primeras en inspeccionarse. La verificación debería cubrir todas las conexiones soldadas a un elemento, aunque sea insignificante, y no limitarse a las conexiones estructurales principales. Teniendo en cuenta que esta verificación debería incluir las adiciones soldadas a la estructura en servicio.

Si la fatiga es crítica, la elección de conexiones se verá limitada. Se debe buscar la simplicidad de las conexiones y la uniformidad del trayecto de los esfuerzos en tensión.

b) La amplitud de los esfuerzos, calculada con la teoría elástica lineal, usando las propiedades de la sección total, sin considerar concentraciones de esfuerzos en el punto o detalle que se revisa. La amplitud de esfuerzos se define como el cambio en su valor producido por la fluctuación de la carga viva de servicio (Figura D.1.1). Si los esfuerzos variables son siempre compresiones, la revisión por fatiga no es necesaria. Al estudiar la fatiga no se consideran acciones producidas por viento o sismo.

Comentario:

Se considera como un estado límite de servicio, pues se genera durante operación normal y continua, por lo que se estudia considerando las cargas sin amplificar por factores de carga.

c) El número de ciclos de carga y descarga con inversión de signo para cada amplitud de esfuerzos de los miembros estructurales que soportan a los elementos o equipos que pueden producir la fatiga. Los registros de cargas y el número de ciclos son proporcionados, en cada caso, por las especificaciones particulares del equipo.

Comentario:

Una forma de prevenir la falla del elemento, es por medio de la regla de Palmgren-Miner donde se estipula que la acumulación de daños debidos a todos los ciclos del espectro de carga (bandas) no debe ser superior a la unidad, es decir:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_n}{N_n} \leq 1 \quad (\text{C-D.1.1})$$

d) Espectro de carga, que se define como la frecuencia para cada por ciento de carga durante un periodo determinado de tiempo; que se toma como base para calcular el número de ciclos de carga completa equivalente de diseño.

Comentario:

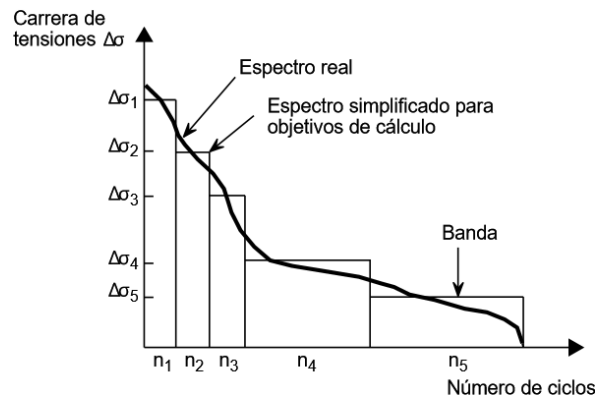


Figura C-D.1.3 Simplificación del espectro de tensiones.

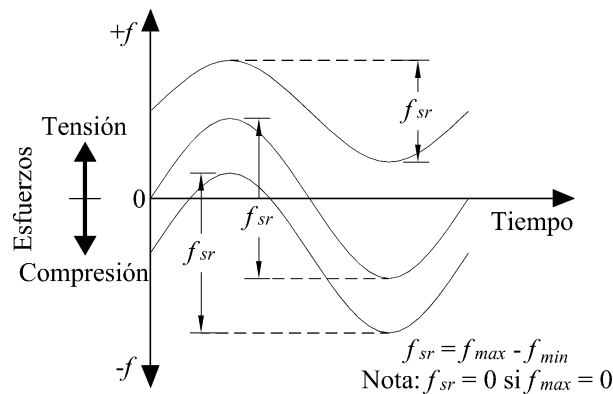


Figura D.1.1 Amplitudes de esfuerzos en curvas de variación de carga.

D.2 Diseño por fatiga

D.2.1 Material simple y juntas soldadas

En material simple y en juntas soldadas, el intervalo de esfuerzos producido por cargas de servicio no debe ser mayor que el permitido, calculado con la ecuación D.2.1.

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{m}} \times (329)^{\frac{1}{3}} \geq F_{TH} \quad (D.2.1)$$

$$\left[F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{m}} \times 70.3 \geq F_{TH} \right] \text{ (S.M.D.)}$$

- C_f constante que se toma de las tablas D.2.1 a D.2.7, para la categoría de fatiga correspondiente
 F_{SR} amplitud de esfuerzos permisibles, MPa (kg/cm²)
 F_{TH} umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles, amplitud de esfuerzos máximos para la que la vida de diseño no está controlada por fatiga (Tablas D.2.1 a D.2.7)
 n_{SR} número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil (variación por día por 365 días por los años de vida útil)
 m exponente que depende de la categoría en estudio (3 para todas las categorías excepto la F, y 6 para ésta)

Nota: El diseño involucra al material base de los elementos estructurales y a las conexiones, que pueden ser soldadas o atornilladas. También influyen aspectos relacionados con el proceso de fabricación y montaje. Por ello la expresión anterior conduce a diferentes resultados que dependen del concepto particular por revisar.

Comentario:

El diseño por fatiga se resumiría mediante la siguiente ecuación:

$$f_{sr} \leq F_{SR} \quad (C-D.2.1)$$

f_{sr} amplitud constante del esfuerzo de servicio por fatiga calculado para un determinado número de ciclos de carga, Figura D.1.1, en kg/cm².

El cálculo de la amplitud constante del esfuerzo resistente se presenta en la ecuación D.2.1. Dicha ecuación permite relacionar de forma directa el número de ciclos de carga (N) y el esfuerzo resistente (F_{SR}), mediante la cual es posible trazar la curva S-N en escala logarítmica que permite observar la resistencia a fatiga del elemento en análisis, tal como se ejemplifica en la Figura C-D.2.1.

A medida que se disminuye la amplitud de esfuerzo S_N , aumenta el número de ciclo resistente a fatiga, N , hasta llegar a una amplitud límite, S_{TH} , tras lo cual una nueva disminución en la amplitud de esfuerzo no tendría ningún efecto sobre la resistencia a fatiga.

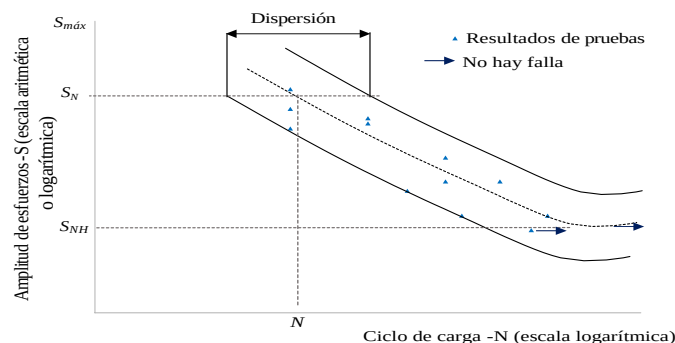


Figura C-D.2.1 Ejemplo de curva S-N para la resistencia a fatiga.

Dependiendo del tipo de detalle por revisar se definen ocho categorías con diferentes valores de la constante C_f y del umbral del intervalo de esfuerzos permisibles (máxima amplitud de esfuerzos para la que no se presenta la falla por fatiga), F_{TH} . Las tablas D.2.1 a D.2.7 contienen los parámetros de diseño por fatiga correspondientes a las distintas categorías.

Comentario:

Las ocho categorías dependen directamente de la forma de la conexión y de los niveles de esfuerzo a esperar en los elementos. A partir de los parámetros mostrados en las tablas D.2.1 a D.2.7, se podrían trazar las curvas para las ocho categorías, tal como se muestra en la Figura C-D.2.2.

En el código europeo se dan valores de la amplitud de esfuerzo resistente para 2×10^6 ciclos de carga, basado en ensayos de fatiga sobre probetas a gran escala que incluyen los efectos geométricos y de imperfecciones estructurales debidas a la fabricación y montaje de la estructura. En este manual se adopta el formato del AISC, utilizado también por CISC para el cálculo de la amplitud de esfuerzo resistente equivalente. En este formato se da directamente el valor de la constante C_f que depende del tipo de detalle estudiado a fatiga. Para 2×10^6 ciclos de carga la constante C_f tendrá un valor de:

$$C_f = F_c^m (2 \times 10^6) \quad (\text{C-D.2.2})$$

Si se evalúa el valor C_f con los valores de la amplitud de esfuerzo resistente recomendado por las normas europeas para 2×10^6 ciclos de carga, se obtendrían los mismos valores que recomienda el AISC para los diferentes detalles.

En las tablas D.2.1 a D.2.7 se establecen las diversas categorías a emplear para las ocho clasificaciones, cuyos esfuerzos permisibles y constante de la categoría se resumen en la Tabla C-D.2.1.

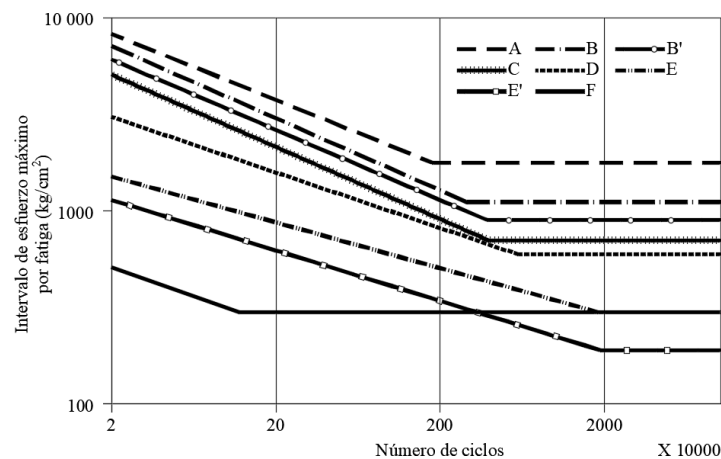


Figura C-D.2.2 Curvas de la resistencia a fatiga para las diferentes categorías de esfuerzos (Curvas S-N).

Tabla C-D.2.1 Esfuerzos permisibles para las categorías de detalle de una conexión.

Categoría	C_f	F_{TH} kg/cm ²
A	250×10^8	1 680
B	120×10^8	1 120
B'	61×10^8	840
C	44×10^8	700
D	22×10^8	490

E	11×10^8	315
E'	3.9×10^8	182
F	150×10^{10}	315

Cuando se revisa algún detalle de elementos planos en tensión con soldadura de penetración parcial o filete que está en la categoría C, la amplitud constante del esfuerzo resistente en el pie de la soldadura de la sección transversal del elemento plano se revisa con la expresión:

$$F_{SR} = R_F \left(\frac{(14.4 \times 10^{11})^{\frac{1}{3}}}{n_{SR}} \right) \quad (D.2.2)$$

$$\left[F_{SR} = R_F \left(\frac{(15.3 \times 10^{14})^{\frac{1}{3}}}{n_{SR}} \right) \right] \quad (S.M.D)$$

El factor de reducción, R_F , es igual a:

a) En detalles de la categoría C, con inicio de la grieta en el pie de la soldadura, el esfuerzo permisible, F_{SR} , es mayor o igual que 69 MPa (700 kg/cm²), y R_F es igual a 1.0.

b) En detalles de la categoría C' con soldadura de penetración parcial (PJP) transversal con o sin refuerzo, con inicio de la grieta en la raíz de la soldadura, el factor de reducción es:

$$R_F = \left(\frac{1.12 + 1.01(2a/t_p) + 1.24(w/t_p)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (D.2.3)$$

c) En detalles de la categoría C'' con un par de soldaduras de filete transversal e inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = \left(\frac{0.10 + 1.24(w/t_p)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (D.2.4)$$

2a longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa sometida a tensión (mm)

t_p espesor de la placa en tensión (mm)

w tamaño nominal del filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión (mm)

Nota: En caso de que $R_F = 1$, usar categoría C.

En el análisis de un elemento con amplitudes de esfuerzos no constantes, cada amplitud tiene un número de ciclos que contribuyen a la falla por fatiga del elemento. Conocido el número de ciclos para cada amplitud de esfuerzos a la que va a estar sometida la estructura (espectro de carga), se obtiene un valor del número de ciclos de amplitud constante de esfuerzos para el diseño de la estructura, de acuerdo con la ecuación:

$$n_{SR} = \sum N_i \alpha_i^3 \quad (D.2.5)$$

N_i número de ciclos para el porcentaje de la carga máxima i

α_i relación de la amplitud de esfuerzos i, respecto a la amplitud máxima (f_{SR}/f_{SRmax})

D.2.2 Fabricación especial y requisitos de montaje

Las barras longitudinales de respaldo, que no es necesario remover, deben ser continuas. Si se requieren empalmar en juntas largas, los tramos de las barras longitudinales de respaldo se unen entre sí con soldadura a tope de penetración completa, cuyo refuerzo se alisa antes de ensamblar la conexión. Cuando se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan, se ligan con soldaduras de filete continuas.

En conexiones transversales en tensión se remueven las barras de respaldo, se limpia la raíz de la unión hasta descubrir material sano, y se vuelve a soldar.

En soldaduras transversales de penetración completa en T y en esquina, las esquinas entrantes se refuerzan con soldadura de filete de tamaño no menor de 6 mm.

La rugosidad de las superficies de los bordes cortados térmicamente, sujetos a intervalos de esfuerzos cíclicos que incluyen tensión, no deberá de exceder de 25 μm .

Las esquinas entrantes en cortes y en agujeros para acceso de soldaduras tendrán un radio igual o mayor que 10 mm, formado petraladrando o subpunzonando y escariando un agujero, o con corte térmico, para formar el radio de la esquina. En este último caso, la superficie cortada debe pulirse hasta obtener un metal brillante.

En soldaduras a tope transversales en regiones en tensión, deben colocarse extensiones del metal base (-weld tabs) que permitan terminar la soldadura en cascada fuera de la junta terminada. No se deben usar barreras verticales. Las placas de extensión deben removerse, y el extremo de la soldadura se esmerila para que quede en el mismo plano del borde de la placa.

Tabla D.2.1 Parámetros para diseño por fatiga

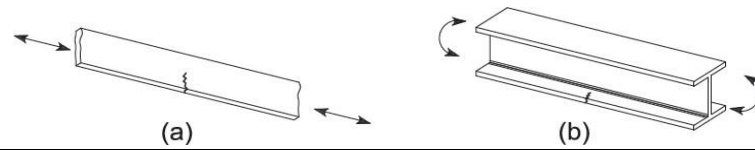
Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA				
1.1. Metal base, excepto acero intemperizable sin protección, laminado o con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 25 μm o menor, y sin esquinas entrantes.	A	250×10^8	165 (1680)	Lejos de toda soldadura o conexión.
1.2 Metal base, acero intemperizable sin protección, con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 2.5 μm o menor, sin esquinas entrantes.	B	120×10^8	110 (1120)	Lejos de toda soldadura o conexión
1.3 Miembros con agujeros punzonados o escariados. Miembros con discontinuidades geométricas, que cumplen los requisitos del inciso D.2.2. Se excluyen agujeros de acceso para soldaduras.	B	120×10^8	110 (1120)	En cualquier borde exterior o en el perímetro de un agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura que cumplan los requisitos de los incisos 10.2.2 y D.2.2. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen tornillos para conectar diagonales de contraventeo ligeras, donde hay una pequeña componente longitudinal de la fuerza en la diagonal.	C	44×10^8	69 (700)	En la esquina entrante de agujeros de acceso para soldaduras o en cualquier agujero pequeño (pueden contener tornillos para conexiones menores).
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE				
2.1 Área total del metal base en juntas traslapadas conectadas con tornillos de alta resistencia en juntas que satisfacen todos los requisitos de conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110 (1120)	A través del área total cercana al agujero.

2.2 Metal base en la sección neta de conexiones con tornillos de alta resistencia, diseñados al aplastamiento, pero fabricados e instalados cumpliendo todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110 (1120)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
2.3 Metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, excepto barras de ojo y placas para pasadores.	D	22×10^8	48 (490)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
2.4 Metal base en la sección neta de las cabezas de barras de ojo y placas para pasadores.	E	11×10^8	31 (315)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.

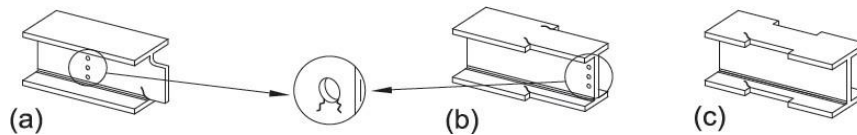
Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA

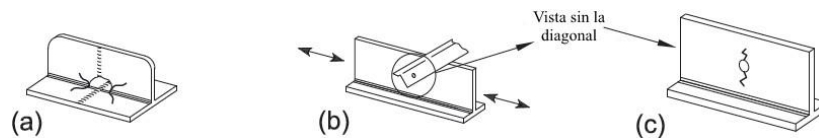
1.1 y 1.2



1.3

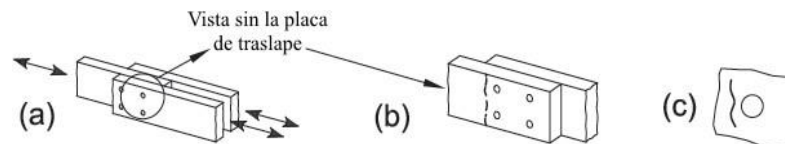


1.4



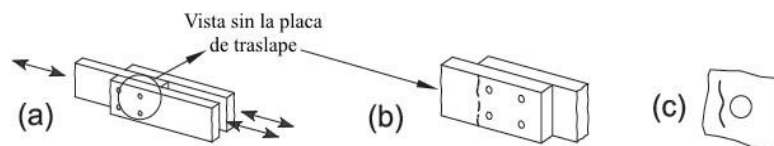
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE

2.1



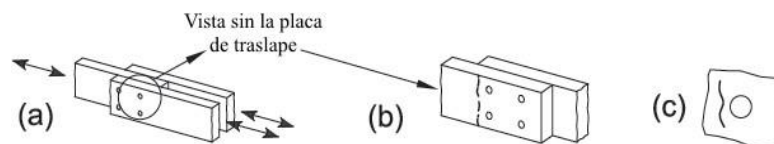
Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas de deslizamiento crítico

2.2



Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas diseñadas por aplastamiento, que reúnen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico

2.3



Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas con apriete ajustado u otros conectores mecánicos

2.4

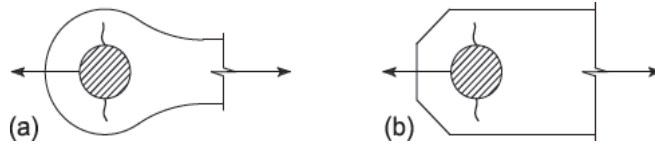


Tabla D.2.2 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales de penetración completa, con la raíz preparada para colocar una soldadura por el lado opuesto (back gouged), o unidas con soldaduras de filete continuas.	B	120×10^8	110 (1120)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura lejos de su extremo.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados entre sí con soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las placas de respaldo, o unidos con soldadura continua de penetración parcial.	B'	61×10^8	83 (840)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo la que liga las barras de respaldo.
3.3 Metal base en los extremos del metal de soldadura en agujeros de acceso para soldaduras longitudinales en uniones entre elementos que forman parte de miembros compuestos.	D	22×10^8	48 (490)	Desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín.
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales de soldadura de filete intermitentes.	E	11×10^8	31 (315)	En el material conectado, en los lugares de inicio y terminación de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en los extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más angostas que el patín, con extremos cuadrados o trapezoidales, con o sin soldaduras transversales en los extremos, y cubreplacas, más anchas que el patín, con soldaduras transversales en los extremos. Grueso del patín ≤ 20 mm Grueso del patín > 20 mm	E E'	11×10^8 3.9×10^8	31 (315) 18 (180)	En el patín al pie de la soldadura en el extremo, en el patín en la terminación de soldaduras longitudinales o en el borde del patín con cubreplacas anchas.
3.6 Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, sin soldadura transversal en los extremos.	E'	3.9×10^8	18 (180)	En el borde del patín en el extremo de la soldadura de la cubreplaca.

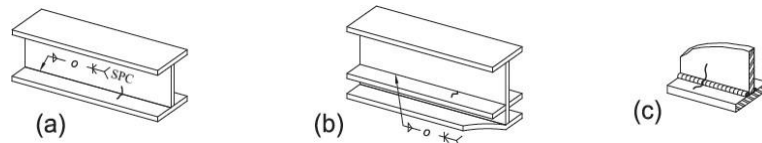
SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES

4.1 Metal base en la unión de miembros cargados axialmente, con conexiones en los extremos soldadas longitudinalmente. La soldadura debe depositarse en los dos lados del miembro para balancear los esfuerzos en ella. $t \leq 12 \text{ mm}$ $t > 12 \text{ mm}$	E E'	11×10^8 3.9×10^8	31 (315) 18 (180)	El extremo de cualquier soldadura, con extensión en el metal base.

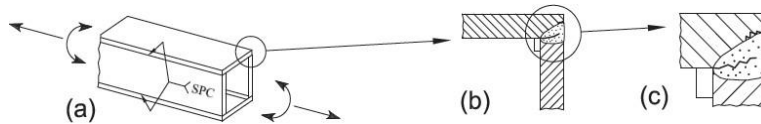
Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS PARA MIEMBROS ARMADOS

3.1



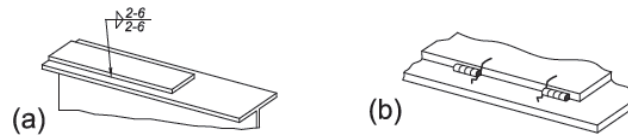
3.2



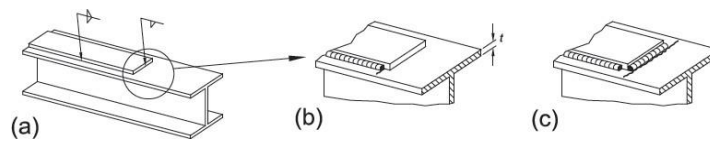
3.3



3.4



3.5



3.6



SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES

4.1

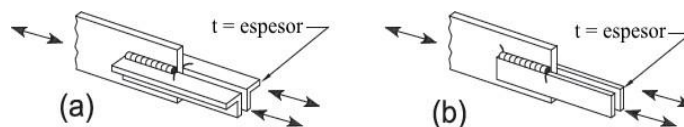


Tabla D.2.3 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCION 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, y con sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	120×10^8	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de soldadura o a lo largo de la frontera de la fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en espesor o ancho hechas con una pendiente no mayor de 1 en 2.5, y con la sanidad de la soldadura establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. $F_y < 620$ MPa (6330 kg/cm ²) $F_y \geq 620$ MPa (6330 kg/cm ²)	B B'	120×10^8 61×10^8	110 (1120) 83 (840)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera del límite de fusión, o en el inicio de la transición cuando $F_y \geq 620$ MPa (6330 kg/cm ²).
5.3 Metal base con F_y igual o mayor que 620 MPa (6330 kg/cm ²) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en ancho hechas con un radio no menor que 600 mm, con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	120×10^8	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera de la zona de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de soldaduras de penetración completa en uniones en T, en esquina o en empalmes, con o sin transiciones en grueso, con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se quita el refuerzo de la soldadura, y su sanidad se establece por inspección radiográfica o ultrasónica.	C	44×10^8	69 (700)	Discontinuidades en la superficie, en el pie de la soldadura, que se extienden en el metal base o de soldadura.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de los extremos de elementos planos cargados en tensión, usando soldaduras de penetración parcial con filetes de refuerzo o contorno, en juntas en T o en esquina. F_{SR} es la menor de las variaciones de esfuerzos permisibles que corresponden a la iniciación de la grieta en el pie o en la raíz de la soldadura. Inicio de la grieta en el pie de la soldadura Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura	C C'	44×10^8 Ecuación D.2.2	69 (700) N.A.	Discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base. Raíz de la soldadura sujeta a tensión; se extiende en la soldadura y a través de ella.

Ejemplos ilustrativos típicos	
5.1	
5.2	
5.3	
5.4	
5.5	

Tabla D.2.4 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales en los extremos de elementos planos en tensión, con un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la placa. F_{SR} es el menor de los intervalos de esfuerzos permisibles correspondientes al agrietamiento en el pie o en la raíz de la soldadura.				Una discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura, que se propaga en el metal base.
Inicio de la grieta en el pie de la soldadura	C	44×10^8	69 (700)	La raíz de la soldadura sujeta a tensión. Se propaga en y a través de la soldadura.
Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura	C''	Ecuación D.2.2	N.A.	

5.7 Metal base de placas en tensión o de trabes armadas y en almas y patines de vigas laminadas, en el pie de soldaduras de filete transversal, adyacentes a atiesadores transversales soldados.	C	44×10^8	69 (700)	Discontinuidades geométricas en el pie del filete; se extienden en el metal base.

SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.1 Metal base en detalles unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a fuerza longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. $R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110 (1120)	Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.
$600 \text{ mm} > R \geq 150 \text{ mm}$	C	44×10^8	69 (700)	
$150 \text{ mm} > R \geq 50 \text{ mm}$	D	22×10^8	48 (490)	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31 (315)	

Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS

5.6				

5.7				

SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.1				

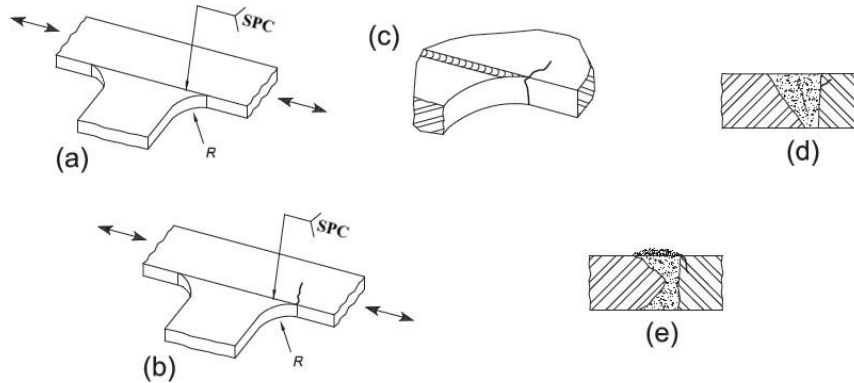
Tabla D.2.5 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
6.2 Metal base en detalles del mismo grueso unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura: $R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110 (1120)	Cerca de los puntos de tangencia del radio, en la soldadura o en el borde del material fundido, en el miembro o en la pieza unida. En el pie de la soldadura, a lo largo del borde del miembro o de la pieza unida.
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	44×10^8	69 (700)	
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	22×10^8	48 (490)	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31 (315)	
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura: $R \geq 600$ mm	C	44×10^8	69 (700)	
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	44×10^8	69 (700)	
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	22×10^8	48 (490)	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31 (315)	
6.3 Metal base en detalles de gruesos desiguales unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura: $R > 50$ mm	D	22×10^8	48 (490)	En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado. En la terminación de la soldadura en radios pequeños. En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.
$R \leq 50$ mm	E	11×10^8	31 (315)	
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura: Cualquier radio	E	11×10^8	31 (315)	

Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.2



6.3

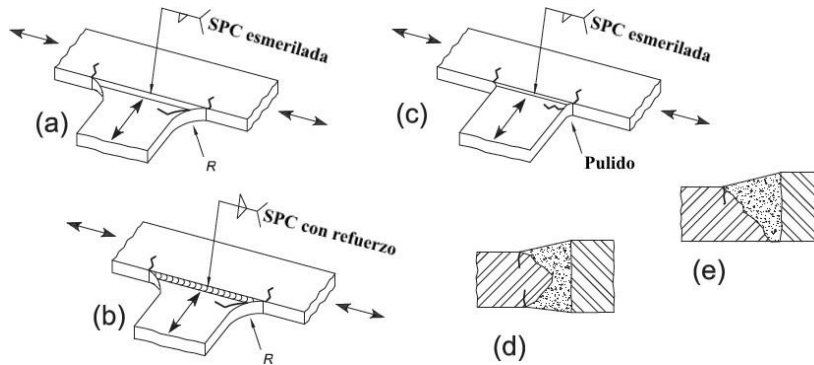


Tabla D.2.6 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
6.4 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en miembros transversales, con o sin esfuerzo transversal, unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, paralela a la dirección del esfuerzo cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa:				En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.
R > 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31 (315)	

SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS¹

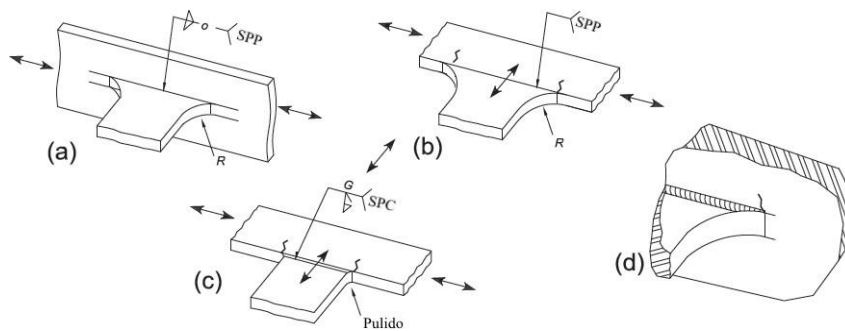
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles con soldaduras paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo, cuando el detalle no incluye radio de transición, de longitud en la dirección del esfuerzo a y grueso b: a < 50 mm	C	44×10^8	69 (700)	En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende dentro del metal base.
50 mm ≤ a ≤ menor de entre 12 b o 100 mm	D	22×10^8	48 (490)	
a > 100 mm cuando b > 20 mm	E	11×10^8	31 (315)	
a > menor de entre 12 b o 100 mm, cuando b ≤ 20 mm	E'	3.9×10^8	18 (180)	
7.2 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en detalles unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando éste incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa: R > 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	En el metal base, en la terminación de la soldadura. Se extiende dentro del metal base.
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31 (315)	

¹ Los –elementos ligados se definen como cualquier detalle de acero soldado a un miembro que, por su sola presencia, e independientemente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de esfuerzos en el miembro, por lo que reduce su resistencia a la fatiga.

Ejemplos ilustrativos típicos

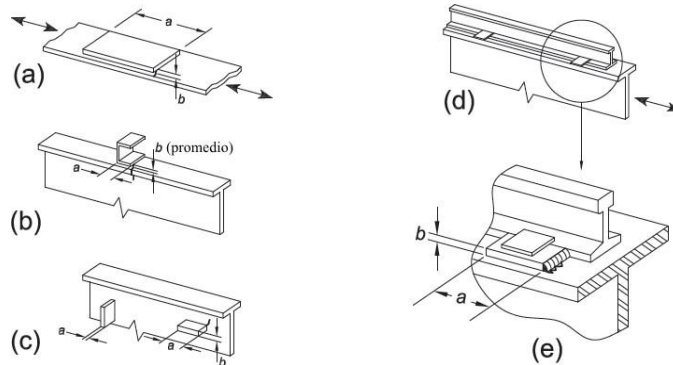
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.4



SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS

7.1



7.2



Tabla D.2.7 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS				
8.1 Metal base en conectores de cortante unidos con soldadura de filete o automática.	C	44×10^8	69 (700)	El metal base, en el pie de la soldadura.
8.2 Cortante en la garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes, longitudinales o transversales.	F	150×10^{10}	55 (560)	La raíz de la soldadura de filete; se extiende en la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	11×10^8	31 (315)	En el metal base, en el extremo de la soldadura. Se propaga en el metal base.
8.4 Cortante en soldaduras de tapón o de ranura.	F	150×10^{10}	55 (560)	La soldadura en la superficie de falla; se propaga en la soldadura.
8.5 Tornillos de alta resistencia de apriete ajustado, tornillos comunes, barras de anclaje roscadas y barras para colgantes con rosca cortada, -grounded o laminada. La amplitud de la variación del esfuerzo en el área de tensión debida a carga viva más acción de palanca se considerará cuando corresponda.	G	3.9×10^8	48 (490)	En la raíz de las roscas; se propaga en el sujetador.

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS	
8.1	
8.2	
8.3	
8.4	
8.5	

D.3 Grúas viajeras

D.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte

En la tabla D.3.1 se presenta el número estimado de ciclos de diseño para una amplitud uniforme de carga completa a la que va a estar sometida la estructura de soporte, determinado con un análisis de ciclos de servicio de la grúa.

Nota: La clasificación de la estructura según el tipo de servicio proviene de la clasificación para grúas viajeras establecida por asociaciones de fabricantes de grúas.

Nota: Se cuenta con criterios para clasificar las grúas viajeras de acuerdo con la magnitud y frecuencia de la carga en relación con su capacidad. Estos criterios son estimados, por lo que los ciclos de carga para un equipo específico deben ser proporcionados por el fabricante del equipo y el propietario de la estructura.

TablaD.3.1 Número de ciclos recomendados para el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Clasificación del servicio de la estructura	Número de ciclos de carga completa recomendados, N	Servicio de la grúa
SA	20,000	Mantenimiento
SB	40,000	Ligero
SC	100,000	Mediano
SD	400,000	Pesado

Clasificación del servicio de la estructura	Número de ciclos de carga completa recomendados, N	Servicio de la grúa
SE	1,000,000	Cíclico
SF	> 2,000,000	Continuo

Comentario:

La clasificación del servicio de las grúas se define de la forma siguiente:

CLASE SA. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: plantas generadoras, cuarto de turbinas, cuarto de motores y estación de transformadores, donde es necesario manejar cargas de mucho valor y con mucha precisión a muy bajas velocidades y con tiempos muertos muy largos entre cada operación.

En estas grúas se puede emplear la capacidad máxima de carga durante la fase de instalación de la maquinaria o bien para fines de mantenimiento con periodos largos poco frecuentes. Aunque el número de operaciones por hora no es frecuente, las grúas para ese tipo de servicios deben ser confiables a modo de contar con ellas en el momento que sea necesario. El peso de las cargas por operación puede variar desde cero (en vacío) hasta plena capacidad con una frecuencia de unos cuantos usos por día o por mes.

CLASE SB. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: talleres de reparaciones de armados ligeros, servicio en almacenes de baja capacidad, talleres mecánicos o líneas de procesos con bajo nivel de producción y en todas aquellas instalaciones donde las necesidades de servicio son ligeras y las velocidades de operación bajas. El peso de las cargas por operación puede variar desde cero (en vacío) hasta plena capacidad con un promedio de dos a cinco operaciones por hora con cargas cuyo peso corresponda a un valor promedio de 50% de la carga de plena capacidad y una altura de levantamiento promedio de cinco metros. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual al de la capacidad de la grúa no debe ser mayor del 50% del número especificado.

CLASE SC. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: talleres de maquinado, líneas de proceso con nivel medio de producción, cuarto para maquinaria de molinos de papel y en todas aquellas instalaciones en donde las necesidades de servicio son moderadas. En este tipo de servicio, la grúa puede hacer de 5 a 10 operaciones por hora manejando cargas con un valor promedio del 50% del rango de plena capacidad y para una altura de levantamiento promedio de cinco metros. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual al de plena capacidad de la grúa no debe ser mayor del 50% del número de operaciones especificadas.

CLASE SD. Este tipo de servicio incluye grúas, normalmente operadas desde cabina, utilizadas en instalaciones tales como: talleres pesados de maquinado, fundiciones, plantas de fabricación, almacenes para aceros, aserraderos, y para operaciones normales con electroimán o almeja, en donde las necesidades de servicio para la producción son pesadas; pero en las cuales no existe un ciclo de operación específico. En este tipo de servicio la grúa puede ser operada durante el ciclo de trabajo, cargas con un valor aproximado al 50% del rango de capacidad de la grúa. El número de operaciones por hora permitido es de 10 a 20 con un promedio de cinco metros de altura y con una carga cuyo valor sea en promedio igual al 50% del valor de la carga, a plena capacidad. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual al de plena capacidad de la grúa no debe ser mayor del 65% del número de operaciones especificadas.

CLASE SE. Este tipo de servicio incluye grúas con capacidad de operar continuamente, cargas con un valor igual al de plena capacidad de la grúa, a muy altas velocidades y con un ciclo de operación severo, repetidamente durante el periodo de trabajo establecido por día, en un ciclo predeterminado. Las aplicaciones de este tipo de grúas incluyen servicio con electroimán, con almeja, combinación de electroimán y almeja, servicios en patios de chatarra, molinos de

aserraderos, plantas fertilizantes y ciertas áreas de plantas siderúrgicas, con un rango de 20 o más operaciones por hora, todos ellos con cargas cuyo valor sea igual al de la capacidad de la grúa. En este tipo de servicio debe especificarse siempre el ciclo de operación completo.

CLASE SF. Las grúas incluidas dentro de este tipo de servicio se aplican normalmente en plantas siderúrgicas o similares, en donde además de tener un ciclo de operación excesivamente severo, trabajan en forma continua durante todo el año, excepto los períodos de mantenimiento, con una carga cuyo valor es igual al de la capacidad de la grúa.

D.3.2 Cargas dinámicas

En el diseño de naves industriales con grúas viajeras se deben considerar las acciones sobre la estructura de soporte debidas a efectos dinámicos producidos por las grúas. Entre ellas están las debidas a impacto, empuje lateral y frenado. Las fuerzas de estas acciones pueden determinarse como un porcentaje de la carga de diseño, tabla D.3.2.

Tabla D.3.2 Cargas, como porcentajes de la carga máxima, que deben considerarse en el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Tipo de grúa viajera	Carga vertical (incluye impacto)	Carga lateral total (en cualquiera de los dos sentidos) la mayor de:		Fuerza de frenado ^g	
	Carga máxima por rueda ^a	Carga levantada ^b	Carga total levantada ^b más carro de traslación	Carga total levantada ^b más peso propio de la grúa	Máxima fuerza sobre la rueda de tracción
1. Operada por cabina o radiocontrol	125	40 ^c	20	10 ^c	20
2. Grúa de electroimán o de cuchara bivalva ^d	125	100	20	10	20
3. Grúa de brazo guía o con estibador	125	200	40 ^e	15	20
4. Grúa de mantenimiento	120	30 ^c	20	10 ^c	20
5. Grúa de control colgante	110	—	20	10	20
6. Grúa de cadena ^f	105	—	10	—	10
7. Monopuente	115	—	10	—	10

a) Ocurre con el carro de rodadura sobre uno de los extremos del puente.

b) La carga levantada corresponde a la carga máxima que puede levantar la grúa, a menos que se indique otra cosa. No incluye a la columna, corredera, u otro dispositivo de manipulación del material que sirva de guía en la dirección vertical durante el izaje.

c) Grúas viajeras en plantas siderúrgicas

d) Servicios severos, como depósitos de chatarra; no incluye levantamiento de productos como bobina y placas en operaciones de almacenamiento.

e) Carga levantada incluyendo brazo rígido.

f) Debido a la naturaleza lenta de la operación, las fuerzas dinámicas son menores que para una grúa de control colgante.

g) Si el número de ruedas de tracción es desconocido, considerar como fuerza de frenado el 10% de la carga total sobre todas las ruedas.

Comentario:

Para considerar los efectos de las cargas dinámicas del paso de las grúas, se debería estimar la carga de diseño y sus efectos dinámicos, las cuales podrían tomarse como un porcentaje de dicha carga con una magnitud (según el caso) igual a las mostradas en la Tabla D.3.2.

La carga de diseño se obtiene por medio de un análisis de envolventes o en su caso de líneas de influencia de los diagramas de momento y cortante de las cargas en diferentes posiciones del claro de los elementos que trabajan a flexión, de manera que se diseñe con las magnitudes donde la posición de la carga sea más crítica.

Una vez definida la carga de diseño, se identificarían los efectos dinámicos que aplican para el caso en análisis y se definirían los porcentajes correspondientes de la Tabla D.3.2, los cuales se incrementarían a la carga original de diseño.

Dado que es posible que existan varias condiciones dinámicas para una misma grúa, aunque no necesariamente actuando al mismo tiempo, sería necesario definir una serie de combinaciones y encontrar la más desfavorable para el diseño. De ese modo si se tiene el caso donde se quiere considerar la fuerza de frenado en conjunto con tres niveles de carga, se generaría una combinación independiente para cada nivel.

APÉNDICE E. EDIFICIOS DE UN PISO

Nota: Los edificios de un piso se utilizan con fines industriales, bodegas y almacenes: también es común su empleo en tiendas de autoservicio, gimnasios y, en general, en todos los casos en que se requieren espacios cubiertos de grandes dimensiones, con el menor número posible de columnas intermedias. En las secciones que siguen se tratan los edificios industriales, pero mucho de lo que se dice en ellas es también aplicable a las otras estructuras de un piso.

Este Apéndice está compuesto por las secciones siguientes:

- E.1. Edificios industriales
- E.2. Acciones
- E.3. Estructuración
- E.4. Diseño de las armaduras
- E.5. Diseño de las columnas
- E.6. Diseño de las columnas
- E.7. Análisis

Comentario:

Se trata de edificios cuya configuración geométrica, por su uso y operación, tienen claros grandes de más de 20 metros y la cubierta, que suele ser ligera (por ejemplo, lámina), tiene alturas por arriba de 6 metros. Estos se pueden clasificar en dos tipos: ligeros y pesados.

a) Edificios ligeros: destinados fundamentalmente a almacenamiento (bodegas) de productos que se mueven con equipos ligeros (montacargas, diablos, etc.) y cuya carga se aplica directamente al piso que suele estar formado por un firme. La carga es del orden de 5 t/m². También se incluyen en esta categoría los edificios con cubierta y paredes ligeras destinados a comercios, mercados y similares.

b) Edificios pesados: para usos industriales que requieren grúas conectadas a la estructura del edificio, destinadas al manejo de mercancía y material propios de la función con pesos de varias toneladas. Dentro de esta clasificación se tienen los edificios para la industria siderúrgica, minera, petrolera, etc.

E.1 Edificios industriales

En algunos casos, su función se limita a crear espacios cubiertos adecuados para desarrollar determinadas actividades; en otros, forman parte del proceso industrial que se efectúa en su interior y en construcciones anexas; cuando es así, suelen estar provistos de grúas viajeras, soportadas por la estructura, que modifican y complican el diseño.

Comentario:

En estos comentarios se utiliza el término nave industrial, o solamente nave, para referirse a los edificios industriales de un solo piso que corresponden a este apéndice.

E.2 Acciones

Se consideran las de todas las estructuras (cargas gravitacionales, viento, sismo, etc.) más, cuando hay grúas viajeras o equipos especiales, las producidas por su operación. Algunas acciones de tipo general pueden ser más importantes que en construcciones convencionales:

a) **Granizo.** Como el peso propio de la cubierta suele ser pequeño, el granizo constituye una parte muy importante de la carga gravitacional total. Esto es especialmente cierto en cubiertas con pendientes reducidas, o con valles en los que puede acumularse el granizo (dientes de sierra, por ejemplo).

b) **Viento.** Además de presiones, el viento produce succiones en las cubiertas; si éstas son ligeras, la carga neta resulta hacia arriba, lo que puede ocasionar problemas en la cubierta (láminas, largueros) y en la estructura principal; si está formada por armaduras, las acciones en las cuerdas, diagonales y montantes pueden cambiar de signo.

c) **Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras.** Además de su peso, producen acciones dinámicas como impacto, frenaje y cabeceo. El fabricante del equipo proporciona los valores de diseño de estas acciones.

d) **Fatiga.** Puede presentarse, principalmente, en las trabes carril por las que circulan las grúas viajeras y en los elementos de la estructura que las soportan. Su importancia es capital cuando las grúas forman parte del proceso industrial, pues funcionan de manera continua y producen un número muy elevado de ciclos de carga y descarga en poco tiempo.

También hay otros tipos de maquinaria que pueden propiciar este problema.

e) **Temperatura.** Puede presentarse en estructuras con grandes longitudes, por ejemplo 100 m o más. Para tomar en cuenta estos efectos se hará un análisis de temperatura incluyendo todos los elementos que formen la estructura.

Comentario:

Para el diseño del edificio industrial deberían tomarse en cuenta todas las acciones a las cuales estaría sometido durante su vida útil. Las acciones se definen como permanentes, variables y accidentales; ejemplos de cada categoría se muestran en la Tabla C-E.2.1.

Tabla C-E.2.1 Categorías de acciones de diseño.

Acciones permanentes	Acciones variables	Acciones accidentales
Peso propio	Cargas vivas (personal, mercancía, maquinaria, montacargas, estantes, etc.)	Sismo
Acabados		Viento
Sistemas de piso		Granizo
Lámina y aislante (colchoneta)	Efectos por cambio de temperatura	Incendios
Instalaciones	Asentamientos diferenciales	
Empujes estáticos del suelo	Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras	
	Impacto, frenaje, cabeceo y acciones dinámicas en general	

Las magnitudes de las cargas vivas, así como las acciones de sismo, viento y granizo, se deberían establecer según corresponda a las Normas Técnicas correspondientes. En lo que respecta a las cargas de granizo, sismo y viento se emiten los siguientes comentarios:

Granizo: Puede ser, en algunos casos, una condición de diseño y se consideraría como una acción accidental que substituye a la carga viva por lo que no es aditiva a esta; tampoco se debe de sumar a otras acciones accidentales como son viento y sismo.

Viento: Dada la velocidad regional de la Ciudad de México la acción del viento no suele regir el diseño de los elementos principales (dependerá de la geometría de la nave), pero puede ser una condición importante en elementos particulares expuestos, recubrimientos de fachada o bien para anclajes como los de los canalones y de la lámina de cubierta por citar dos ejemplos.

Sismo: Aunque el peso sea ligero, para ciertas zonas de la Ciudad de México el diseño de naves industriales puede quedar regido por sismo. Las acciones por sismo se determinarían de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo empleando el programa SASID con la ubicación del predio y a partir de la estructuración, definiendo los factores de comportamiento sísmico (Q), el de irregularidad y el de sobrerresistencia que depende del factor básico de sobrerresistencia R_o y del factor k_1 que es el de hiperestaticidad.

E.2.1 Combinaciones de acciones

Se consideran las combinaciones de carga incluidas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones que sean aplicables. Además, cuando el edificio esté provisto de grúas viajeras se añaden combinaciones adicionales en las que se incluyen sus efectos.

E.3 Estructuración

La mayoría de las estructuras que se tratan en este apéndice son de planta rectangular, de longitud varias veces mayor que el ancho. En las paredes longitudinales es posible, casi siempre, colocar elementos estructurales, lo que no sucede en la dirección transversal, pues el claro que se elige es el mínimo requerido para el funcionamiento de la fábrica, almacén, u otro tipo de instalación. También es frecuente que se coloquen una o varias hileras longitudinales de columnas en el interior de la nave, que deben estar libres en toda la altura.

Comentario:

La configuración de la nave es función del área por cubrir y de los claros. Las naves pueden estar formadas por una sola cumbrera, varias cumbreras o por un arreglo tipo diente de sierra. En lo que respecta a la estructura, esta puede estar constituida por armaduras o trabes de sección constante o variable. De esta forma se pueden tener, por ejemplo, las siguientes configuraciones:

- a) Marco rígido de sección constante o variable de un solo o múltiples claros
- b) Marco con armaduras de peralte constante o variable de un solo o múltiples claros

Por otra parte, para el diafragma del techo y considerando el bajo o nulo aporte de la lámina, es necesario definir un sistema estructural que pueda transportar las fuerzas horizontales, viento y sismo, a los marcos longitudinales, lo que se puede lograr con contraventeos. En caso de que la nave sea muy ancha es posible colocar diagonales en los marcos transversales a una altura que no impida el funcionamiento del inmueble.

En cuanto a la relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no debe ser mayor que 200. Para miembros en tensión la relación L/r puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, esto particularmente 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 pretensarlo para evitar vibraciones, deformaciones o desplazamientos excesivos.

E.3.1 Dirección transversal

En esta dirección se utilizan estructuras de diversos tipos, entre ellas:

- a) Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, articuladas en la base.

Nota: Este sistema, isostático puede ser adecuado en construcciones sobre terreno de muy baja capacidad de carga, para evitar o reducir los efectos de hundimientos diferenciales de las cimentaciones. La estabilidad se proporciona por medio de contraventeos colocados en las dos direcciones.

- b) Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, empotradas en la base.
- c) Marcos rígidos con cabezal de armadura.
- d) Marcos rígidos formados por perfiles I laminados o compuestos por tres placas, de peralte constante o variable.

En cualquiera de los casos anteriores el cabezal puede ser casi horizontal, con pendiente en una sola dirección, o de dos aguas. También se construyen estructuras con varios marcos continuos.

Excepto en el primer caso, los sistemas transversales son estables en su plano y pueden resistir las fuerzas perpendiculares a la dirección longitudinal del edificio, producidas por viento o sismo, pero requieren contraventeo lateral.

Comentario:

Es necesario proporcionar a los marcos elementos para transportar las fuerzas a la cimentación; esto se puede lograr por medio de marcos rígidos o bien colocando elementos de contraventeos que trabajen en tensión, con elementos horizontales, denominados puntales de compresión, que resistan las compresiones para transmitir las fuerzas horizontales de viento o sismo, a la cimentación. También se pueden utilizar contraventeos robustos a compresión. En Figura C-E.3.1 se muestra el esquema de fuerzas ante acciones horizontales, viento o sismo, actuando perpendicular a los marcos principales.

En la Figura C-E.3.2 se muestran posibles configuraciones de sistemas estructurales empleados para marcos transversales de naves industriales y en la Figura C-E.3.3 configuraciones de cumbreras para la sección transversal de la nave. Una configuración adecuada corresponde a la pendiente simple o doble (—dos aguas—) debido a que facilita la salida del agua al tener los desagües en los extremos, lo que evita la existencia de canalones y desagües internos que puede ocasionar acumulación de agua o granizo generando posiblemente filtraciones de agua al interior de la nave o incluso una falla local de la cubierta. La configuración en —diente de sierra— (Figura C-E.3.3e) en la actualidad se usa muy poco dado que tenían como objetivo el proporcionar luminosidad al interior lo que ha sido resuelto por láminas acrílicas translúcidas.

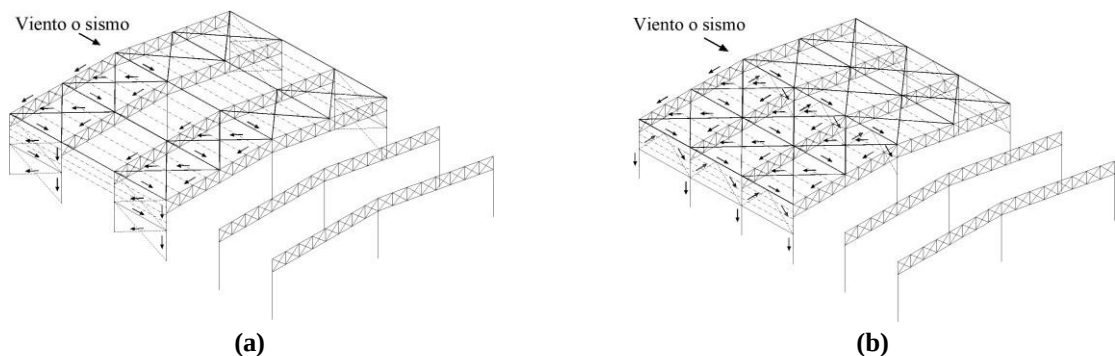
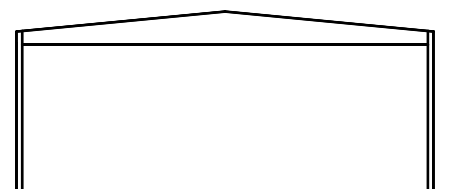
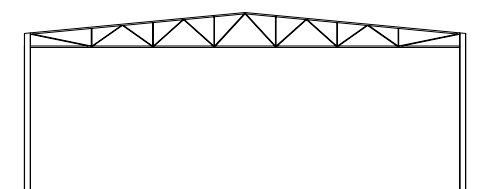


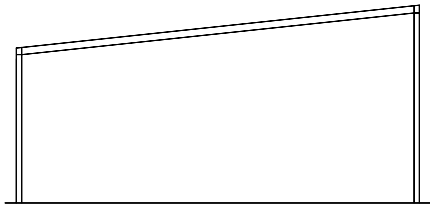
Figura C-E.3.1 Distribución de fuerzas ante acciones horizontales perpendiculares a los marcos principales de una nave industrial con (a) contraventeos en diagonal y (b) contraventeos en —V— invertida.



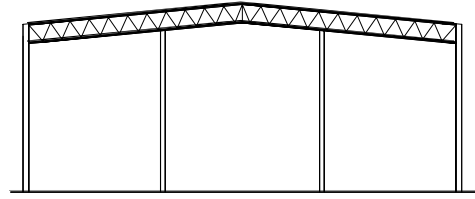
(a) Marco con trabe de sección variable



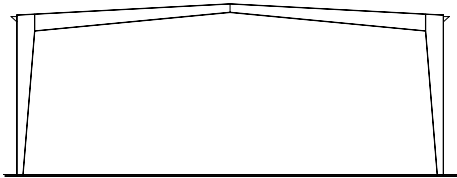
(b) Marco con armadura de sección variable



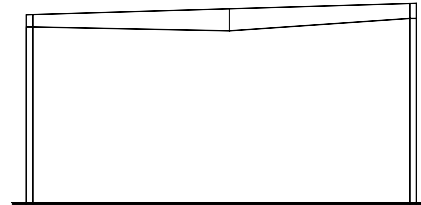
(c) Marco con trabe y columnas de sección constante



(d) Marco con armadura de sección constante

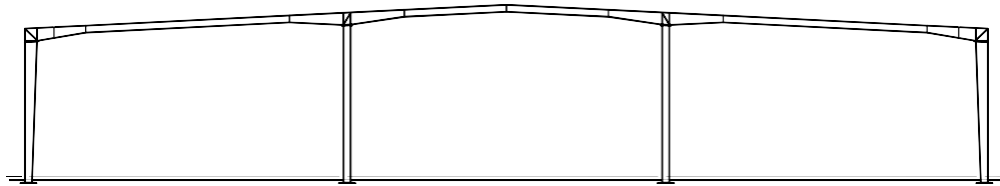


(e) Marco con trabe y columnas de sección variable

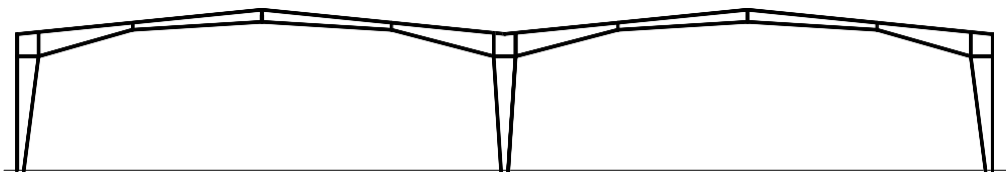


(f) Marco con trabe de sección variable

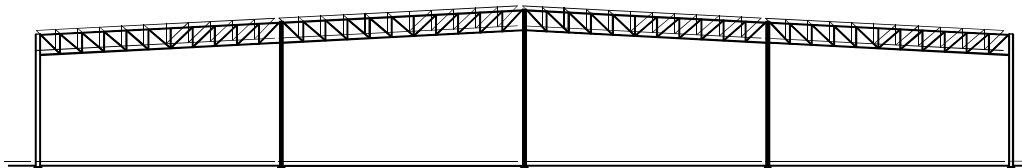
Figura C-E.3.1 Posibles configuraciones de marcos para marcos transversales.



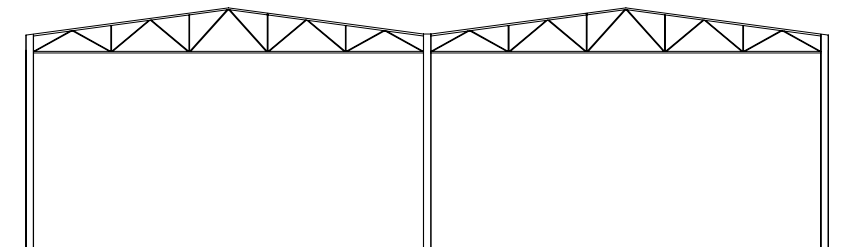
(a) Marco de sección variable con una sola cumbrera



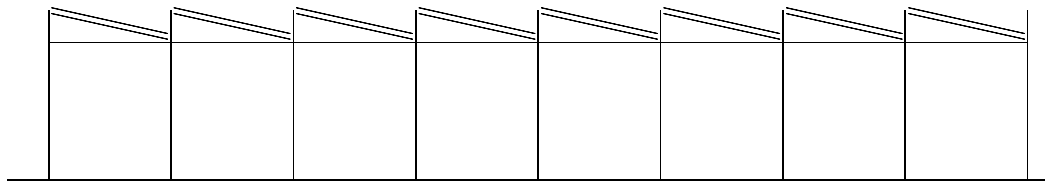
(b) Marco de sección variable con cumbreras múltiples



(c) Marco con armaduras de sección constante con una sola cumbrera



(d) Marco con armaduras de sección variable con dos cumbreras



(e) Marco en —diente de sierra

Figura C-E.3.3 Posible configuraciones de cumbreras para marcos transversales.

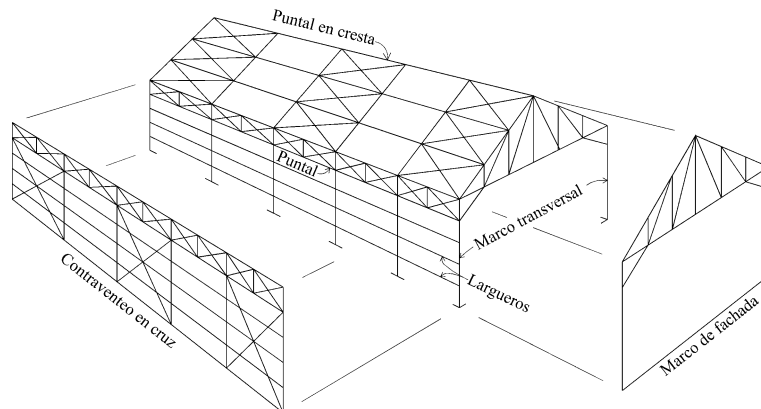
E.3.2 Dirección longitudinal

En esta dirección se colocan, en planos verticales, diagonales cruzadas, generalmente de esbeltez elevada (redondos, ángulos) que trabajan sólo en tensión y que, junto con los puntales situados entre ellas, desempeñan múltiples papeles:

- Proporcionan la rigidez necesaria para que la construcción sea estable en la dirección longitudinal.
- En combinación con el contraventeo de la cubierta, resisten y transmiten a la cimentación las fuerzas longitudinales producidas por viento o sismo.
- Reducen la longitud libre de pandeo de las columnas de la fachada; para ello, su longitud se divide en varios tramos, definidos por contraventeos y puntales.

Nota: Esto permite que las columnas se orienten con su mayor resistencia en el plano perpendicular a la fachada, donde no se pueden colocar elementos que reduzcan la longitud libre; desde luego, no puede hacerse lo mismo en columnas interiores, cuando las haya.

- En todos los casos debe colocarse un puntal corrido en el extremo superior de las columnas, que puede ser una armadura (Figura E.3.1); además de formar parte del contraventeo general de la nave, de él se cuelga la lámina vertical que forma la fachada.



FiguraE.3.1 Estructuración general

- Las armaduras de contraventeo de la cubierta suelen ser dos, formadas por puntales y diagonales colocados, en general, entre las cuerdas de las dos primeras armaduras transversales (Figura E.3.2). Pueden estar en las dos cuerdas, superior o inferior, o en cualquiera de ellas.
- Proporcionan soporte lateral a las cuerdas de las dos primeras armaduras y, partiendo de ellas, a todas las intermedias; pueden utilizarse elementos esbeltos, que sólo trabajan en tensión, ya que están anclados en los dos extremos.

g) Cuando estén en una sola cuerda, deben tomarse medidas para que sirvan también para dar soporte lateral a la otra.

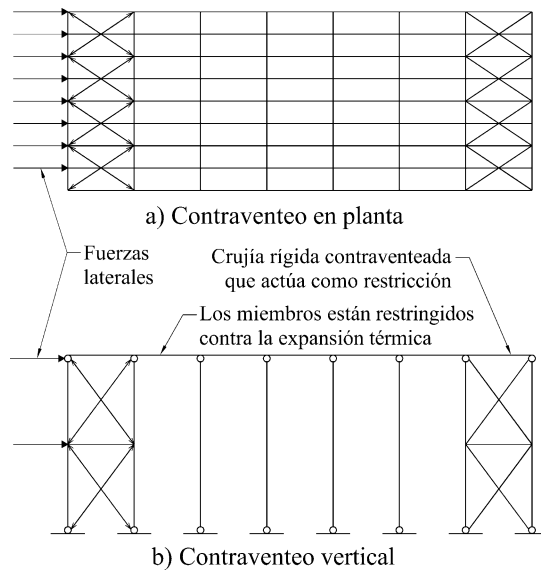


Figura E.3.2 Contraventeo en las crujías extremas

h) Si se quieren reducir los efectos de los cambios de temperatura, se puede contraventear la o las crujías centrales, para permitir que la longitud de la estructura cambie sin restricciones (Figura E.3.3), con el inconveniente de que para dar soporte lateral a las armaduras restantes deben emplearse elementos que puedan trabajar en compresión.

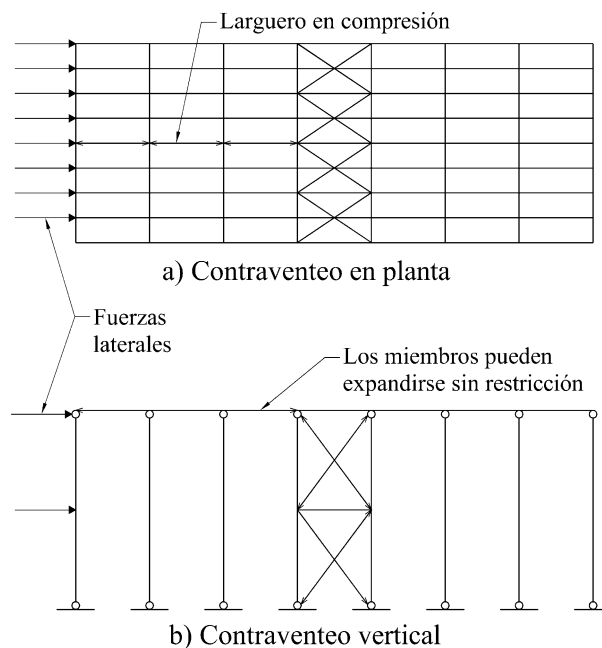


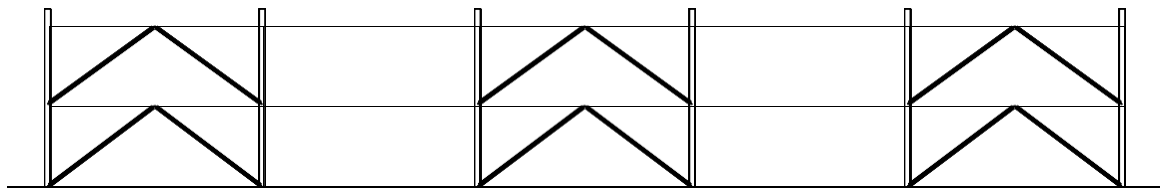
Figura E.3.3 Contraventeo en la crujía central

i) En edificios muy largos conviene colocar contraventeos cada cuatro o cinco crujías.

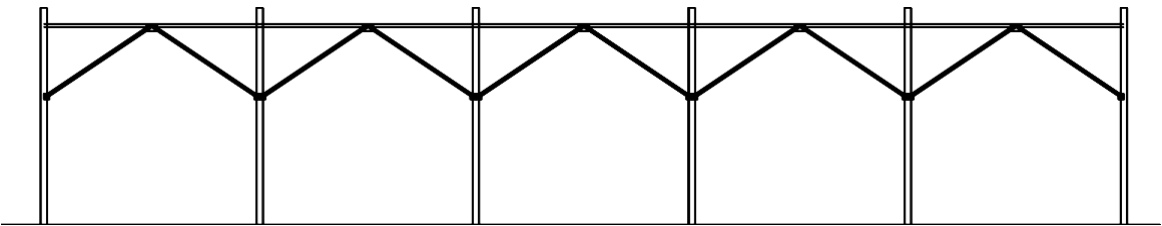
j) Cuando no puedan colocarse contraventeos en las paredes, porque interfieran con la operación de la planta industrial, pueden sustituirse por marcos rígidos, colocados en las paredes longitudinales, que proporcionan la rigidez y resistencia necesarias.

Comentario:

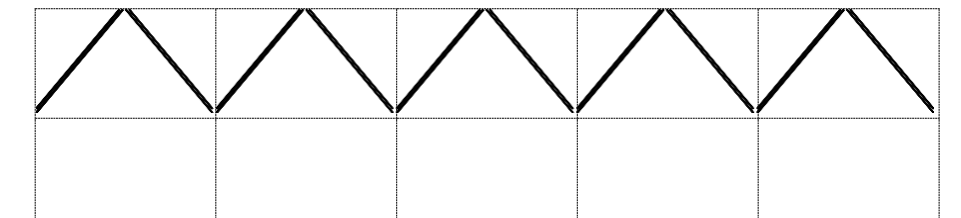
En la Figura C-E.3.4 se muestran posibles configuraciones para proporcionar rigidez a los marcos longitudinales.



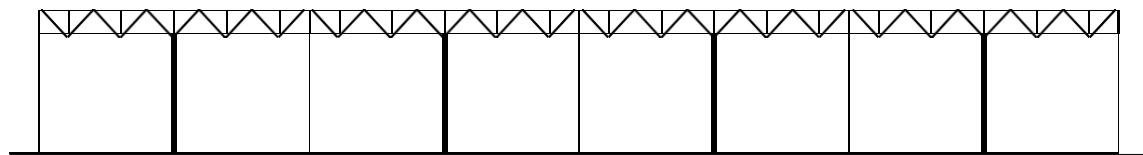
(a) Arriostramiento en $-V$ invertida en algunas de las crujiás en marcos de fachada



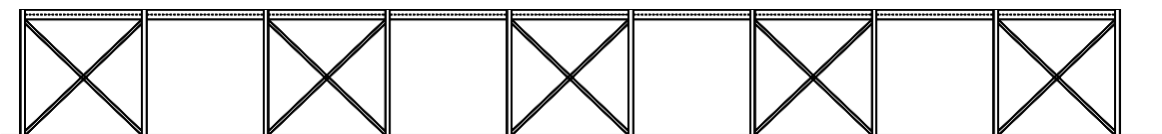
(b) Arriostramiento en $-V$ invertida en marcos de fachada



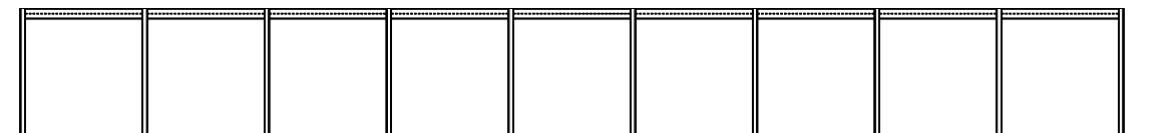
(c) Arriostramiento en $-V$ invertida con elementos horizontales



(d) Marco rigidizado por medio de armaduras



(e) Marco con contravanteos en diagonal en los ejes de fachadas



(f) Marco rígido colocado en los ejes longitudinales de la nave

Figura C-E.3.2 Posibles configuraciones para proporcionar rigidez a los marcos longitudinales.

E.4 Diseño de las armaduras

Se supone que los elementos que componen las armaduras están articulados entre sí; si las cargas están aplicadas en los nudos, cuerdas, diagonales y montantes trabajan en tensión o compresión puras.

Sin embargo, en las armaduras modernas las cuerdas pasan corridas a través de los nudos, las diagonales y montantes se unen a ellas con soldadura o tornillos y, a veces, con placas de nudo, sus ejes no coinciden en el mismo punto, y no todas las cargas están aplicadas en nudos.

Como consecuencia de lo anterior, deben considerarse tres fenómenos adicionales:

a) Esfuerzos secundarios. La rigidez de los nudos obliga a que los ángulos entre los extremos de las barras que concurren en ellos se conserven sin cambio cuando la armadura se deforma, las barras se flexionan, lo que crea esfuerzos adicionales, a los que se ha llamado –secundarios–.

Estos esfuerzos se desprecian en el diseño de las armaduras de cubierta de forma y dimensiones ordinarias, pero pueden ser importantes cuando las placas de nudo son de grandes dimensiones y los miembros muy robustos (lo que sucede, con más frecuencia, en puentes). Cuando es así, las armaduras se analizan y diseñan como –marcos rígidos–, con miembros sujetos a fuerza axial, flexión y cortante combinados.

b) Cargas fuera de los nudos. La cuerda cargada (generalmente la superior) se analiza como una viga continua apoyada en los nudos, y las reacciones se aplican en ellos, además de las cargas directas; la armadura se analiza como si los nudos estuviesen articulados, y todos los miembros se diseñan en tensión o compresión, excepto la cuerda, en la que se consideran los momentos determinados en el análisis como viga continua.

Cuando hay cargas importantes colgadas de la cuerda inferior fuera de los nudos, debidas al proceso industrial, conviene puntearlas con una viga que recibe la carga y la transmite a los nudos.

c) Excentricidades en las juntas. Por las dimensiones reales de las piezas, en muchos casos no se puede lograr que los ejes de todas las barras que concurren en un nudo se intercepten en el mismo punto. Esto ocasiona un momento que, cuando es significativo, se distribuye entre cuerdas y elementos del alma, en proporción a sus rigideces I/L .

Las cuerdas se diseñan con la esbeltez más grande, en el plano de la armadura, o fuera de él. La longitud libre es, en el primer caso, la distancia entre nudos y, en el segundo, la distancia entre puntos soportados lateralmente, que suele ser igual a la longitud de dos o tres tableros.

Comentario:

Los elementos de armaduras que forman marcos de naves industriales se deberían diseñar tomando en cuenta los estados límite de resistencia que les correspondan: tensión, compresión, flexocompresión, etc. y considerando los arriostramientos físicos que se tienen. Los puntos de inflexión de las cuerdas de armaduras no se deben considerar como arriostramientos laterales (Figura C-E.4.1), así mismo para aquellos elementos que se flexionan en curvatura doble los puntos de inflexión tampoco son arriostramientos. Para la cuerda inferior de la armadura es conveniente en el nudo donde la fuerza axial cambia de signo, de compresión a tensión, colocar una diagonal unida a los largueros (—pata de gallol) de tal forma de tener elementos bien definidos en compresión y en tensión, de lo contrario se debería determinar la carga crítica de un elemento que tiene a lo largo de su longitud.

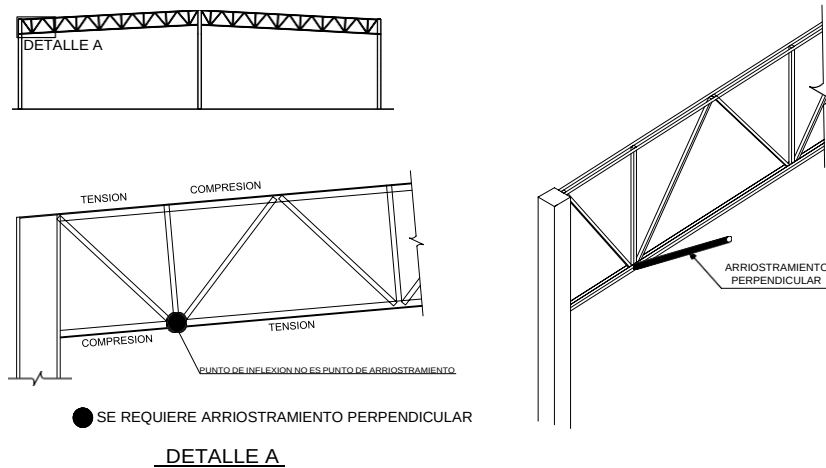


Figura C-E.4.1 Puntos de inflexión en armaduras que requieren arriostramiento lateral.

Si las cargas están aplicadas en los nudos, los centroides de los elementos que forman la armadura son concurrentes y forman elementos triangulares, los momentos flexionantes son despreciables. Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, necesariamente se deberían determinar los momentos flexionantes y tomarlos en cuenta en el diseño. Una situación frecuente es cuando la carga está aplicada de manera repartida a lo largo de la cuerda superior, por lo que se genera flexión en los elementos, esto es, son elementos en flexocompresión o flexotensión, por ejemplo, cuando se apoya una losa de concreto de manera continua.

En el diseño de armaduras se deberán verificar los siguientes estados límite o modos de falla:

- Fluencia de la cuerda en tensión.
- Pandeo lateral de la cuerda en compresión en el plano o fuera del plano de la armadura.
- Pandeo lateral a flexión o flexotorsión de elementos individuales que conforman la armadura.
- Flujo plástico o pandeo por flexión o flexotorsión de diagonales y montantes.
- Falla por flexocompresión o flexotensión de las cuerdas.
- Pandeo local de algún elemento.
- Falla de la conexión de alguno de los elementos.

Para el diseño de las cuerdas de las armaduras se deben tomar en cuenta las longitudes respecto a las formas de pandeo las cuales se ilustran en las Figura C-E.4.2 y C-E.4.3.

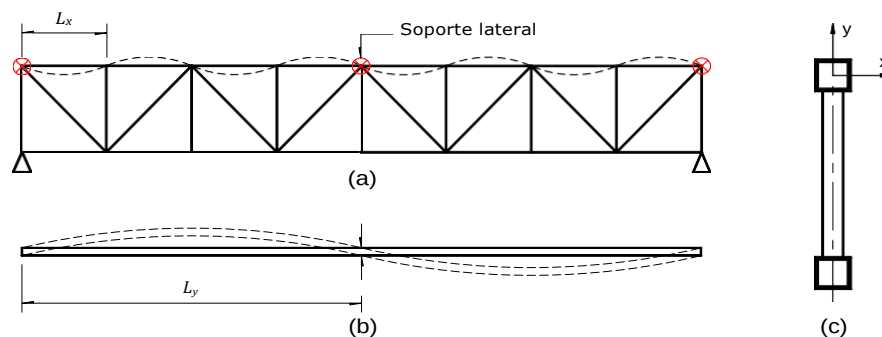


Figura C-E.4.2 Pandeo lateral en armaduras empotradas, longitudes a considerar.

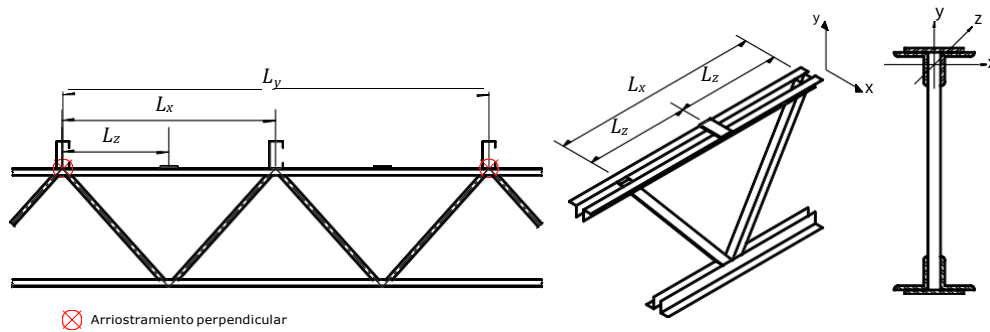


Figura C-E.4.3 Armadura con cuerdas formadas por ángulos dobles, longitudes libres.

E.5 Diseño de las columnas

Cuando el edificio no tiene grúas viajeras su diseño es como el de cualquier otra columna, considerando la longitud libre de pandeo en dos direcciones ortogonales.

Cuando soportan grúas viajeras se utilizan geometrías como las de la figura E.5.1; la grúa se apoya en un punto intermedio, y la columna se prolonga hacia arriba para recibir la cubierta.

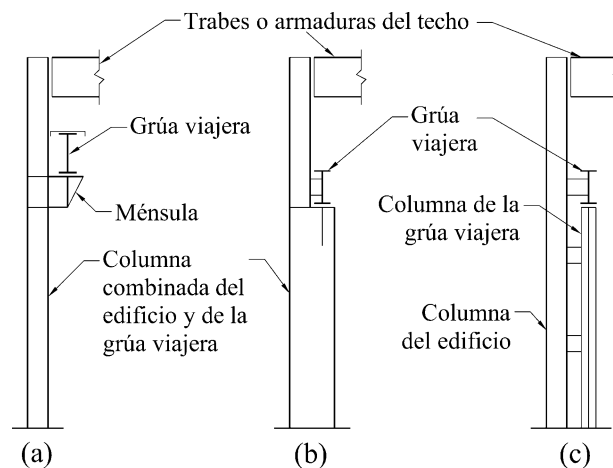


Figura E.5.1 Distintos tipos de columnas con grúas viajeras

Comentario:

Para el diseño de estas columnas se deberá consultar la literatura especializada, por ejemplo, la guía de diseño del CISC (MacCrimmon, 2015).

E.6 Diseño por sismo

E.6.1 Dirección longitudinal

Si la resistencia y rigidez son proporcionadas por contraventeos esbeltos, que solo trabajan en tensión, el análisis debe ser elástico lineal, sin incluir las diagonales que trabajarían en compresión.

Se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario ($Q = 1$), dado que al sobrepasar el límite elástico se tendrían deformaciones permanentes importantes y, además, estos sistemas tienen una capacidad de energía muy reducida, por lo que su respuesta debe ser elástica.

Si la rigidez se proporciona con marcos rígidos se emplearán factores Q definidos en la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Comentario:

Los sistemas de marcos rigidizados únicamente por contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión, de gran esbeltez (acero redondo de pequeñas dimensiones), tendrían deformaciones inelásticas (permanentes) en un número pequeño de ciclos, al sobrepasar el límite elástico del sistema, como se aprecia en la Figura C-E.6.1. Por lo que en el análisis se deberá garantizar su respuesta elástica ante sismos, considerando que las diagonales no resisten compresión. Las distorsiones máximas están limitadas a los valores indicados en la Tabla 4.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

En estructuras de naves cuyo diseño quede regido por viento, se permitiría utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

El factor de comportamiento sísmico puede ser diferente en cada dirección de análisis, dependiendo del sistema estructural. En la Tabla C-E.6.1 se muestran, como ejemplo, algunos casos. En cuanto a las condiciones de regularidad, los contraventeos del sistema de techo harán la función del sistema de piso de tal forma que las fuerzas por sismo se distribuyan proporcionalmente a las rigideces de los elementos.

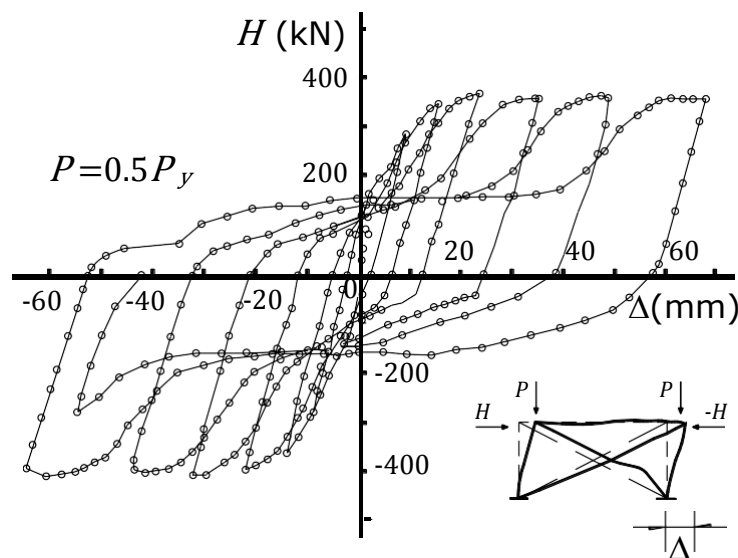
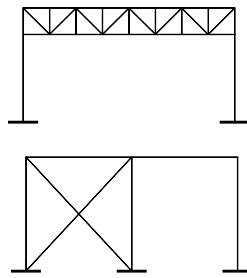


Figura C-E.6.1 Ciclos de histéresis de un marco contraventado con elementos esbeltos
 (Bruneau, 2011).

Tabla C-E.6.1 Ejemplos de factores de comportamiento sísmico.

Configuración estructural	Factor Q	Descripción
	$\geq 2.0^{(1)}$	Marcos rígidos en las que sus elementos principales tienen capacidad de deformación.



$\geq 2.0^{(1)}$ Marcos con vigas de alma abierta.

1.5

Estructuras contraventeadas con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión (contraventeos esbeltos).

⁽¹⁾ Dependerá del grado de detallado y que se satisfagan los requisitos correspondientes.

E.6.2 Dirección transversal

El factor Q depende del sistema estructural que se utilice en esta dirección.

E.7 Análisis

Se utiliza alguno de los métodos del Capítulo 2.

Cuando el terreno sea muy deformable, se tendrá en cuenta la interacción sueloestructura, sobre todo cuando las columnas se apoyen en zapatas aisladas, sin trabes de liga ni contratraveses, lo que tiende a crear una condición de apoyo parcialmente restringido.

Comentario:

Los análisis se deberían realizar considerando los efectos siguientes:

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

Para modelar la cimentación se debe representar adecuadamente la rigidez al giro del sistema. En general, dado los claros entre columnas, en muchas ocasiones no es posible colocar trabes de liga que puedan restringir el giro de la columna en su base y dependería exclusivamente del proporcionado por el sistema de cimentación, por ejemplo, la restricción al giro de la zapata.

La interacción entre el suelo y la estructura puede ser trascendental en algunos casos, cabe mencionar que, por ejemplo, un pequeño giro de la cimentación puede abatir el momento flexionante sobre la columna y por tanto acercarse a una condición de articulación, es decir, se cambia la condición de empotramiento del apoyo lo que incrementa los desplazamientos laterales y modifica la distribución de elementos mecánicos y su magnitud.

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelar la interacción entre estructura de cimentación y terreno dentro del análisis estructural es el método de Winkler donde se supone el suelo equivalente a un número determinado de resortes elásticos. Los resortes elásticos, resultado de la modelización, se caracterizarán por una constante K_s , que representa la rigidez de estos a la deformación en su eje y que se denomina módulo de reacción del suelo. En la Figura C-E.7.1 se representa una forma de modelar una cimentación con zapatas aisladas.

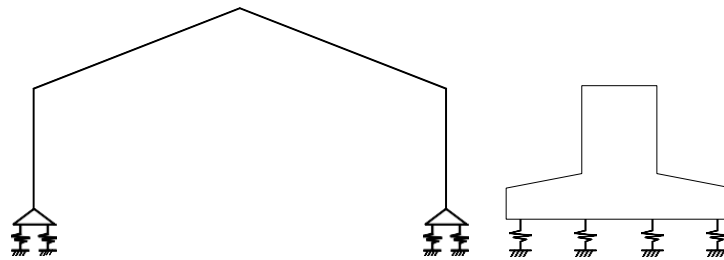


Figura C-E.7.1 Ejemplos de uso de resortes elásticos.

APÉNDICE F. ANÁLISIS SÍSMICO

F.1 Aspectos generales

El análisis sísmico de las estructuras de acero se realizará con alguno de los métodos descritos en los Capítulos 2, 6 y 7 y en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Cuando se utilicen métodos de análisis dinámico no lineal, el modelo matemático de la estructura incluirá directamente las características carga-deformación no lineales de los miembros que la componen; para ello, se introducirán elementos que describan el comportamiento de las articulaciones plásticas en las secciones en las que pueden aparecer al formarse el mecanismo de colapso, principalmente, aunque no exclusivamente, en las bases de las columnas y los extremos de las vigas. Se supondrá que la respuesta del resto de la estructura es elástico lineal.

Comentario:

Cuando el daño en los elementos estructurales es moderado (incursión en el intervalo inelástico controlada), los modelos de plasticidad concentrada, pueden ser una representación racional del comportamiento del edificio si se pretende estudiar la evolución del daño y redistribuciones de carga. El comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales de acero que se dañen predominantemente en flexión y que formen parte de sistemas estructurales cuyas demandas máximas de distorsión no excedan las restricciones para el estado límite de seguridad contra colapso (tablas 4.2.1 y 4.2.2 de las NTC-DS-17) pueden establecerse con los diagramas que se discuten en este Apéndice.

F.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas

Se utilizará la curva fuerza-deformación generalizada de la Figura F.2.1, con los parámetros a , b y c definidos en las tablas F.2.1 y F.2.2.

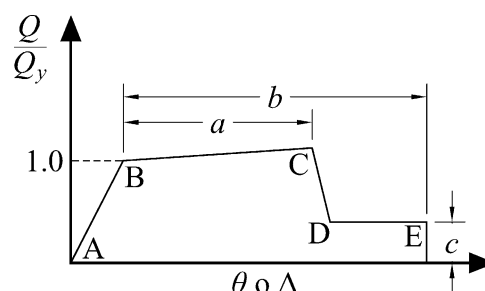


Figura F.2.1 Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero

En vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona BC una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica.

Los parámetros Q y Q_y de la Figura F.2.1 son los componentes generalizados de la carga y de la resistencia esperada.

En vigas y columnas, θ es la rotación total, suma de la elástica y la plástica, y θ_y la rotación en el inicio del flujo plástico; Δ y Δ_y tienen significados semejantes, referidos a los desplazamientos.

Comentario:

Las curvas de histéresis de un elemento estructural son una representación de la capacidad en el intervalo elástico e inelástico. Esas curvas se obtienen mediante pruebas experimentales o analíticamente para las secciones más comunes. Sin embargo, calcular e incluir las curvas de histéresis en los programas de análisis es un procedimiento muy complejo, por lo que se suele incluir envolventes de su respuesta (Figura C-F.2.1). Entonces, en las tablas F.2.1 y F.2.2 del Apéndice F, establecen los criterios para definir curvas envolventes de secciones IR y secciones cajón ante demandas en flexión y cargas axiales, respectivamente.

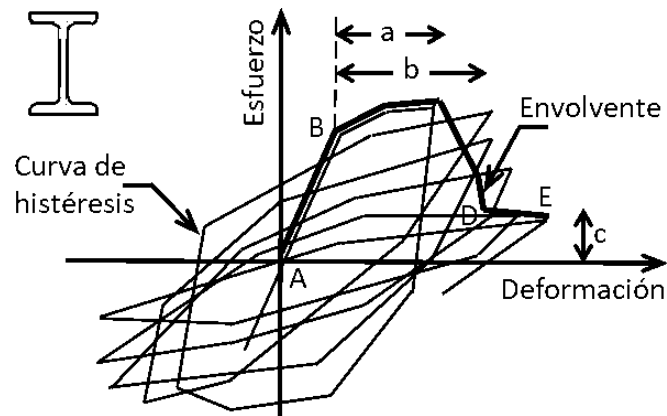


Figura C-F.2.1 Curva de histéresis de un elemento estructural.

Con las ecuaciones F.2.1 y F.2.2 se calcula la rotación de fluencia, θ_y , cuando el punto de inflexión aparece en la mitad de la longitud de viga o columna:

Vigas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (F.2.1)$$

Comentario:

La rotación de fluencia θ_y se obtiene de la proporción lineal entre los esfuerzos y las deformaciones despejando de la ecuación C-F.2.1. En ella, la rigidez k del elemento se define con la ecuación C-F.2.2 y el momento esperado mediante la ecuación C-F.2.3. La rigidez k corresponde a un elemento que se deforma en doble curvatura con un punto de inflexión en la mitad de su longitud. R_y es el factor por sobrerresistencia del material que se define en la tabla 12.1.1 de las NTC-DCEA-17.

$$M_e = kq_y \quad (C-F.2.1)$$

Donde:

$$k = \frac{6EI}{l} \quad (\text{C-F.2.2})$$

$$M_e = ZF_{ye} = ZF_y R_y \quad (\text{C-F.2.3})$$

Columnas:

$$\theta = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (\text{F.2.2})$$

Comentario:

En el cálculo de la rotación de fluencia θ_y en columnas mediante la ecuación F.2.2 (elementos flexocomprimidos), el factor $1-P/P_{ye}$ debe ser siempre menor a uno. Esto se debe a que la aplicación de la carga axial P está relacionada con una disminución de la capacidad del elemento para resistir demandas por flexión.

A_t	área total de la sección transversal del miembro
F_{ye}	esfuerzo de fluencia esperado
I	momento de inercia
l_b	longitud de la viga
l_c	longitud de la columna
P	fuerza axial en el miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante considerado en un análisis dinámico no lineal
P_{CL}	Resistencia a compresión de la columna (tabla F.2.1)
P_{ye}	fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$.
Z	módulo de sección plástico

En todos los casos deberá comprobarse que los programas de computadora utilizados en el análisis incorporen elementos para representar las articulaciones plásticas semejantes a los que se describen aquí.

Comentario:

Los criterios de aceptación en función del ángulo de rotación plástica en un diseño por desempeño, pueden complementarse con los criterios del FEMA 356 (2000) y/o el manual ASCE 41 vigente.

Tabla F.2.1 Parámetros para el modelo y criterios de aceptación para procedimientos no lineales

Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación	
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes	
	a	b		Servicio	Colapso
Vigas en flexión					
$a. \frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_a} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	110 _y

$$b. \frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_a} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad 40_y \quad 60_y \quad 0.2 \quad 0.250_y \quad 40_y$$

c. Otros

Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).

Columnas en flexión ^{a, b}

Para $P/P_{CL} < 0.2$

$$a. \frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \leq 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad 90_y \quad 110_y \quad 0.6 \quad 10_y \quad 110_y$$

$$b. \frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_a} \geq 2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad 40_y \quad 60_y \quad 0.2 \quad 0.250_y \quad 40_y$$

c. Otros

Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).

Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$

$$a. \frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \leq 1.53 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad -^c \quad -^d \quad 0.2 \quad 0.250_y \quad -^d$$

$$b. \frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_a} \geq 2.35 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad 10_y \quad 1.50_y \quad 0.2 \quad 0.250_y \quad 1.20_y$$

c. Otros

Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).

^aLas columnas de marcos rígidos o contraventeados, pueden diseñarse para la fuerza máxima transmitida por los miembros conectados. Si la columna es rectangular o cuadrada, se sustituye $b_p/2t_p$ por b/t , 0.3 por 0.65 y 0.38 por 1.12.

^bLas columnas con $P/P_{CL} > 0.5$ se consideran controladas por la fuerza.

^cRotación plástica = $11(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

^dRotación plástica = $17(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

Tabla F.2.2 Parámetros para el modelo y criterios de aceptación para procedimientos no lineales
Acciones axiales

Sección 4.3.					

^a Δ_c deformación axial bajo la carga de pandeo esperada.

^b Los parámetros para el modelo y los criterios de aceptación son válidos para secciones rellenas con concreto o de ductilidad alta, de acuerdo con la tabla 12.1.2. Cuando el contraventeo es sección tipo 3, de acuerdo con la tabla 3.2.2, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5. Para relaciones ancho/grueso intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado por interpolación lineal entre las relaciones ancho/grueso de ductilidad alta y de sección tipo 3.

APÉNDICE G.DOCUMENTOS DE CONSULTA

Las disposiciones de esta Norma pueden ser complementadas por las versiones vigentes de los siguientes documentos de referencia. En caso de discrepancia entre las disposiciones de esta Norma y los documentos de referencia enlistados, regirán las disposiciones de la presente Norma.

AC1 318 –Requisitos del código de construcción para concreto estructural

AISC –Guías de diseño

AISC 303 –Código de práctica estándar para edificios y puentes de acero estructural

AISC 325 –Manual de construcción en acero

AISC 341 –Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural

AISC 360 –Especificación para edificios de acero estructural

AISC 358 –Conexiones precalificadas para marcos rígidos de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas

ASCE 41-13 –Evaluación y actualización sísmica de edificios existentes

AWS D1.1 –Código de soldadura estructural en acero

AWS D1.4 –Código para soldadura estructural. Acero de refuerzo

AWS D1.8 –Código para soldadura estructural. Diseño Sísmico

CSA S16 –Diseño de estructuras de acero

IMCA –Código de prácticas generales para estructuras de acero

IMCA –Especificaciones para construcciones de acero estructural

IMCA –Manual de construcción en acero

RCSC –Especificación para juntas estructurales que usan tornillos de alta resistencial

G.1 Significado de las abreviaturas

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero)
ASCE	American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
AWS	American Welding Society (Sociedad Americana de la Soldadura)
CSA	Canadian Standards Association (Asociación canadiense de estandarización)
IMCA	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
RCSC	Research Council on Structural Connections (Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales)

Referencias de los Comentarios

ACI (1997), Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI 209R-92, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

AISC. (1999). Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC.

AISC 358-16 (2016) Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1

AISC 341. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: AISC.

Ammerman y Leon (1990). Unbraced frames with Semi-rigid composite connections, AISC Engineering Journal, 1st Quarter.

Astaneh-Asl, A., Cochran, M., & Sabelli, R. (2006). Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames. Steel Tips.

ASTM. (1976). Standard Specification for Steel Structural Rivets. En A. S. Material, ASTM A502 (págs. 449-452). EUA.

AWS. (2015). Structural welding code. United States of America: American Welding Society.

AWS D1. 1 (2015), Reference Manual, American Welding Society, Committee on Welding Qualification, American, Education Department, American, Technical Activities Committee, American National Standards Institute, American Welding Society.

Bjorhovde, R. (1988), —Columns: From Theory to Practice, Engineering Journal, AISC, Vol. 25, No. 1, 1st Quarter, pp. 21–34.

Basler, K. (1961). Strength of plate girders in shear, Proc. ASCE, 87, (ST7), (October 1961), Reprint No. 186 (61-13). Fritz Laboratory Reports.

Beedle, L. S. (1958). Plastic desing of Steel frames, John Wiley & Sons, New York.

Bridge, R.Q. (1998), —The Inclusion of Imperfections in Probability-Based Limit States Design, Proceedings of the 1998 Structural Engineering World Congress, San Francisco, CA, July.

Bridge, R.Q. and Bizzanelli, P. (1997), Imperfections in Steel Structures, Proceedings— 1997 Annual Technical Session, and Meeting, Structural Stability Research Council, pp. 447–458.

Bruneau, M., Uang, C.-M. and Whittaker, A. (1998), Ductile Design of Steel Structures, McGraw Hill, New York, NY.

Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). Ductile Design of Steel Structures. McGraw-Hill.

CFE. (2008). Manual de naves industriales. México: Comisión federal de electricidad .

Chao, S.-h., & Subhash, G. (2008). Performance-Based Plastic Desing of Special Truss Moment Frames. ENGINEERING JOURNAL, 127-150.

Chen, W.F. and Kim, S.E. (1997), LRFD Steel Design Using Advanced Analysis, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, W.F. and Atsuta, T. (1976), Theory of Beam-Columns, Volume I: In-Plane Behavior and Design, and Volume II: Space Behavior and Design, McGraw-Hill, New York, NY.

Chen, W.F. and Lui, E.M. (1991), Stability Design of Steel Frames, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, W.F. and Toma, S. (eds.) (1994), Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software and Applications, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, W.F. and Sohal, I. (1995), Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames, Springer Verlag, New York, NY.

Chen, C.W., Wang, C., Sun, H. (2014). —Experimental study on Seismic Behavior of Steel-Encased Full Composite Concrete Columns. Journal of Structural Engineering. Vol. 140, No. 6, pp. 04014024.

Chien, E.Y.L. and Ritchie, J.K. (1984), Composite Floor Systems, CISC, Willowdale, Ontario, Canada.

De Buen, O. (1980). Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño. Distrito Federal: LIMUSA.

De Buen, O. (1993). Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Vol. 1. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería UNAM.

De Buen, O. (2016). Placas. En O. de Buen López de Heredia, Estructuras de Acero para Edificaciones Tomo I. Ciudad de México: Fundación ICA.

De Buen, O. (2017). Estructuras de acero para edificaciones Tomo III. Ciudad de México: Fundación ICA A.C.

Del Rincón, A., & Tapia, E. (2018). Cortante lateral resistente y relación de esbeltez en marcos dúctiles con contraventeos. XXI Congreso de Ingeniería Estructural.

Denavit, M. D. Hajjar, J. F. Perea, T. Leon, R. T. (2013). —Seismic Safety and United States Design Practice for Steel-Concrete Composite Frame Structures. Proceedings of the 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering (10CUEE). Tokyo Institute of Technology. March 1-2, 2013. Tokyo, Japan.

Denavit, M. D., Hajjar, J. F., Leon, R. T. Perea, T. (2014) —Analysis and Design of Steel-Concrete Composite Frame Systems. ASCE/SEI Structures Congress 2014. Boston, Massachusetts. USA. ISBN: 978-0-7844-1335-7. DOI: 10.1061/9780784413357.228.

Denavit, M. D., Hajjar, J. F., Perea, T., and Leon, R. T. (2016). —Seismic Performance Factors for Moment Frames with Steel-Concrete Composite Columns and Steel Beams. Earthquake Engineering and Structural Dynamics (EQE). Special Issue: Earthquake Induced Collapse of Structural Systems. Vol. 45, No. 10. pp. 1658-1703. August 2016. DOI: 10.1002/eqe.2737. ISSN: 0098-8847. eISSN: 1096-9845.

Denavit, M. D., Hajjar, J. F., Perea, T., and Leon, R. T. (2018). —Elastic Flexural Rigidity of Steel-Concrete Composite Columns. Journal: Engineering Structures. Vol. 160. ISSN: 0141-0296. pp. 293-302. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.01.044.

Denavit, M., Hajjar, J., Perea, T., and Leon, R. (2016). —Stability Analysis and Design of Composite Structures. Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers (ASCE). Vol. 142, No. 3, 04015157. ISSN: 0733-9445. eISSN: 1943-541X. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001434. USA.

Denavit, M.D. and Hajjar, J.F. (2014), —Characterization of Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design, Report No. NSEL-034, Newmark Structural Laboratory Report Series (ISSN 1940-9826), Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Leon, R.T., Perea, T. (2015). —Advanced Analysis and Seismic Design of Concrete-Filled Steel Tube Structures. ASCE/SEI Structures Congress 2015, pp. 972 – 983. Portland Oregon. Edited by N. Ingraffea and M. Libby. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, USA. ISBN: 978-0-7844-7911-7. DOI: 10.1061/9780784479117.083.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T. and Leon, R.T. (2016a), —Stability Analysis and Design of Composite Structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 142, No. 3, pp. 1–12.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., and Leon, R.T. (2016b). —Seismic Behavior of Steel-Concrete Composite Frame Structures and Design Practice in the United States. *Composite Construction in Steel and Concrete VII*: pp. 534-547. DOI: 10.1061/9780784479735.041.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F. and Leon, R.T. (2016c), —Cross Section Strength of Circular Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns, *Engineering Journal, AISC*, Vol. 53, No. 2, pp. 99–105.

D.R., S. (s.f.). Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe. AISI.

Earls y Galambos (1997). Inelastic behavior of high strength Steel wide flange beams under moment gradient and constant moment loading. SSRC Annual Technical Session.

ECCS (1984), Ultimate Limit States Calculations of Sway Frames With Rigid Joints, Publications No. 33, European Convention for Constructional Steelwork, Rotterdam, the Netherlands.

FEMA 350. (2000) Recommended Seismic design criteria for a new Steel moment-frame buildings.

FWHA (1999). Highway Infrastructure FHWA's Model for Estimating Highway Needs has been Modified for State level planning.

Aslani And Goel (1991). "An Analytical Criterion for Buckling Strength of Built-up Compression Members," *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*.

Galambos (1998), Structural stability of Steel: Concepts and applications for structural engineers.

García, J., & Tapia, E. (2019). Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 51-70.

Hajjar, J. F. Denavit, M. D. Perea, T. Leon, R. T. (2012). —Seismic design and stability assessment of composite framing systems. *Proceedings of the 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering (9CUEE) and 4th Asia Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo Institute of Technology. March 6-8, 2012. Tokyo, Japan.

IMCA (2014). —Manual de Construcción en Acero. 5a. Edición. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). Editorial LIMUSA. ISBN: 978-607-05-0687-1. DOI: 10.13140/2.1.3901.7926.

Johnson, D. (1985). An investigation into the interaction of flanges and webs in Wide Flange Shapes. *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, 397-405.

Kanno y Deierlein (2000) Seismic behavior, strength and retrofit of exterior RC column-to-steel beam connections.

Kulak, & Grondin. (2003). Strength of Joints that Combine Bolts and Welds. United States of America: American Institute of Steel Construction.

Kanchanalai, T. Lu L. W. (1979). Analysis and design of framed columns under minor axis bending, *Engineering journal, AISC*.

Lai y Varma (2016). Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-Columns

Leon, R. T. Perea, T. Rassati, G. A. Lange, J. (2011). —Composite construction in steel and concrete VII. ASCE-SEI. ISBN 978-0-7844-1142-1. USA.

Leon, R.T. (1990), —Serviceability of Composite Floor, Proceedings of the 1990 National Steel Construction Conference, AISC, pp. 18:1–18:23.

Leon, R.T. (1994), —Composite Semi-Rigid Construction, Engineering Journal, AISC, Vol. 31. No. 2, pp. 57–67.

Leon, R.T. and Alsamsam, I. (1993), Performance and Serviceability of Composite Floors, Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation: Proceedings of the ASCE Structures Congress, Irvine, CA, ASCE, pp. 1,479–1,484.

Leon, R.T. and Easterling, W.S. (eds.) (2002), Connections in Steel Structures IV—Behavior, Strength and Design, AISC, Chicago, IL.

Leon y, R. T. & Forcier G. P. (1992). Parametric Study of Composite frames. Connections in Steel Structures II: Behavior strength.

Leon, R.T. and Hajjar, J.F. (2008), —Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 2: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification, Engineering Journal, AISC, Vol. 45, No. 1, pp. 21–46.

Leon, R.T. Hajjar, J.F. Perea, T. (2015). —Seismic Design of Composite Structures: The AISC 2016 Seismic Provisions. Steel Innovations Conference 2015. Auckland, New Zealand. 3-4 Sept. 2015.

Leon, R.T. Perea, T. Hajjar, J.F. Denavit, M.D. (2011). —Concrete-filled tubes columns and beam-columns: a database for the AISC 2005 and 2010 Specifications. Festschrift Gerhard Hanswille – Honoring Gerhard Hanswille. Ed. Bergmann, M. Brauer, A. Institute für Konstruktiven Ingenieurbau (IKIB). Bergische Universität Wuppertal. Heft 20 – Issue 20. ISBN 978-3-940795-19-9. October 1-3, 2011. pp. 203-212. Germany.

Leon, R.T., Hoffman, J. and Staeger, T. (1996), Design of Partially Restrained Composite Connections, Design Guide 8, AISC, Chicago, IL.

Leon, R.T., Kim, D.K. and Hajjar, J.F. (2007), —Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification, Engineering Journal, AISC, Vol. 44, No. 4, pp. 341–358.

Leon, R.T., Perea, T., Hajjar, J.F. and Denavit, M.D. (2011), —Towards Systems Behavior Factors for Composite Frames: Experimental and Analytical Studies, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.

MacCrimmon, R. (2015). Guide for the design of crane-supporting steel structures. Ontario: Canadian Institute of Steel Construction.

McGuire, W., Gallagher, R.H. and Ziemian, R.D. (2000), Matrix Structural Analysis, 2nd Ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Munse, W., & Chesson, J. (1963). Riveted and Bolted Joints: Net Section Design. Journal of the Structural Division, 107-126.

NTC-DCEA (2017), —Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Aceroll. Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DCEC (2017), —Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concretoll. Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DCEC (2017), —Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismoll. Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

Nader y Astaneh-Asl, A (1992). Seismic behavior and desing of semi-rigid Steel frames.

Oehlers, D. J. Bradford M. A. (1995). Composite Steel concrete structural members: fundamental behaviour. Oxford: Pergamon.

Perea, T. (2010). —Analytical and experimental study on slender composite concrete-filled steel tube columns and beam-columnssl. Ph.D. Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA.

OSHA. (2014). Compendio del sector de la construcción. EE.UU.: Department of labor.

Perea, T. García, M.A. Ruiz-Sandoval, M.E. Leon, R. T. Denavit, M. D. Hajjar, J. F. (2017). —Calibration of the Elastic Flexural Rigidity from Ambient Vibration Measurements for a Building with Encased Composite Columnssl. Proceedings of the Composite Construction in Steel and Concrete VIII. July 30 – August 2, 2017. Jackson, Wyoming, USA.

Perea, T. Leon, R. T. Denavit, M. D. Hajjar, J. F. (2018). —Determination of the Buckling Critical Load for Composite Concrete-Filled Steel Tube Columns from Partial Experimental Data: A Review of the Southwell Plot Techniquell. Proceedings of the Annual Stability Conference. Structural Stability Research Council (SSRC). April 10-13, 2018. Baltimore, Maryland, USA.

Perea, T. y León, R. T. (2010). —Análisis y diseño de columnas compuestas de acero estructural y concreto reforzadol. Universidad Autónoma Metropolitana. ISBN 978-970-31-0818-3. México.

Perea, T., Leon, R. T. (2011). —Behavior of composite CFT beam-columns based on nonlinear fiber element analysisl. American Society of Civil Engineers (ASCE). Composite Construction in Steel and Concrete VI. Edited by R. T. Leon, et al. USA. DOI: 10.1061/41142(396)20. ISBN: 9780784411421.

Perea, T., Leon, R. T., Hajjar, J. F., Denavit, M. D. (2013). —Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Axial Behaviorl. Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers (ASCE). Special Issue: NEES 1: Advances in Earthquake Engineering. Vol. 139, No. 7, pp. 1249-1262. ISSN (print): 0733-9445. ISSN (online): 1943-541X. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000784. USA.

Perea, T., Leon, R. T., Hajjar, J. F., Denavit, M. D. (2014). —Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Interaction Behaviorl. Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers (ASCE). Vol. 140, No. 9, 04014054. ISSN (print): 0733-9445. ISSN (online): 1943-541X. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000949. USA.

Perea, T., Leon, R.T., Denavit, M.D., and Hajjar, J.F. (2016). —Problems in Determining the Buckling Loads of Slender Full-Scale Concrete-Filled Tube Specimensl. Composite Construction in Steel and Concrete VII: pp. 93-107. DOI: 10.1061/9780784479735.008.

Perea, T., Mora E., Leon, R.T. (2017). —Inelastic seismic response of composite partially restrained moment frames in soft soils. Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 3233, 5-8 January. Santiago, Chile.

Popov, Egor P.; Stephen, Roy M. (1977). "Capacity of Columns with Splice Imperfections," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 14

RCSC. (2009). Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts. Chicago: Research Council on Structural Connections. .

Ricles, J.M., Paboojian, S.D. (1994). —Seismic performance of steel-encased composite columns. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, pp. 2474-2494.

Sakino et al. (2004) Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns

Salmon, C.G., Johnson, J.E. and Malhas, F.A. (2008), Steel Structures: Design and Behavior, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.

Sherbourne, A .N. and Jensen, C. D. (1957), "Direct-welded beam-column connections, Progress Report 1, August 1957". Fritz Laboratory Reports.

Sherman, D., & Tenavde, A. (1984). Comparative Study of flexural Capacity of Pipes. Department of Civil Engineering, University of WisconsinMilwaukee.

Shi, Wang, & Wang. (2011). Analysis on shear behavior of high-strength bolts connection. International Journal of steel structures, 203-213.

Stang y Jaffe (1948).Perforated Cover Plates for Steel Columns; Compressive Properties of Plates Having Ovaloid, Elliptical, and "Square" Perforations

Tapia, E., & Rangel, G. (2018). Sobrerresistencia del material de perfiles IR de acero A992 con fines de diseño. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

Tapia, E., & Tena, A. (2010). Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de acero. Revista Internacionalm de Ingeniería Estructural, 159-182.

Tapia, E., García, J., & Del Rincón, A. (2016). Estudio paramétrico del modelo Inelástico de Contravientos de Acero. Revista de Ingeniería Sísmica, 49-74.

Tena Colunga, A. (2007). Analisis de estructuras con metodos matriciales. Editorial Limusa Noriega. Mexico.

Tromposch, & Kulak. (1987). Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls. Edmonton, Alberta: Department of Civil Engineering University of Alberta.

Viest, I.M., Colaco, J.P., Furlong, R.W., Griffis, L.G., Leon, R.T. and Wyllie, L.A., Jr. (1997), Composite Construction: Design for Buildings, McGraw-Hill, New York, NY.

Yura, J.A., Galambos, T.V. Ravindra, K. (1978), —The Bending Resistance of Steel Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,355–1,370.

Zandonini. and Leon R.T. (1992). Composite connections, in Steel desing: An In national Guide.

Z. and Goel, L. (s.f.). Investigation of Concrete-Filled Steel Tubes Under Cyclic Bending and Buckling. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Ziemian, R. (2010). Guide to Stability Design Criteria For Metal Structures. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.

Ziemian, R.D. (ed.) (2010), Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ.

Ziemian, R.D. and McGuire, W. (2002), —Modified Tangent Modulus Approach, a Contribution to Plastic Hinge Analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 10, October, pp. 1301–1307

Ziemian, R.D., McGuire, W. and Seo, D.W. (2008), —On the Inelastic Strength of Beam-Columns under Biaxial Bending, Proceedings—Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, Nashville, TN.

Zoruba, Sergio; Dekker, Brian (2005). "A Historical and Technical Overview of the Cb Coefficient in the AISC Specifications," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 42,

TRANSITORIOS

PRIMERO. Publíquese en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

SEGUNDO. El presente acuerdo entrará en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

TERCERO. Publíquese el contenido de las presentes Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero con Comentarios, para su mayor difusión en la página oficial de la Secretaría de Obras y Servicios y del Instituto para la Seguridad de las Construcciones.

CUARTO. Se deja sin efectos el Acuerdo por el que se actualizan las Normas Técnicas Complementarias, respecto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, publicadas en la entonces Gaceta Oficial del Distrito Federal, el día 15 de diciembre de 2017.

En la Ciudad de México, a los ocho días del mes de junio del dos mil veinte.

EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS

(Firma)

M. EN I. JESÚS ANTONIO ESTEVA MEDINA