

Diseño sismorresistente de construcciones de acero



FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI

Ingeniero Civil, Ph.D.
Profesor de Ingeniería Estructural,
Universidad Nacional de Cuyo,
Mendoza, Argentina



ILAFA

INSTITUTO LATINOAMERICANO DEL FIERRO Y EL ACERO

Agradecimientos

El autor agradece al Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero, ILAFA, quien en su afán de promover y difundir el uso del acero en América Latina, propuso y apoyó la realización de la presente publicación. En particular, se destaca el constante apoyo del Sr. Alberto Pose para el desarrollo del trabajo.

Se reconoce especialmente la tarea de revisión realizada por el Ing. Eduardo Daniel Quiroga, quien aportó comentarios y sugerencias vinculados con aspectos técnicos de la publicación. Se agradecen también los aportes de la Profesora Silvina Negri para mejorar la redacción del texto.

Ficha catalográfica

Francisco Javier Crisafulli
Diseño sismorresistente de construcciones de acero

ISBN: 978-956-8181-09-3

71 p.;

Capítulo 1: Introducción; Capítulo 2: Aspectos generales del diseño sismorresistente; Capítulo 3: Pórticos no arriostrados; Capítulo 4: Pórticos no arriostrados; Capítulo 5: Pórticos arriostrados excéntricamente.

Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero (ILAFA)
Benjamín 2944. Piso 5
Las Condes, Santiago, Chile
E-mail: publicaciones@ilafa.org
Site: www.ilafa.org

Índice

Agradecimientos.....	i		
Índice.....	i		
Notación.....	i		
Capítulo 1: Introducción			
1.1. OBJETIVO, ALCANCES Y ORGANIZACIÓN.....	1		
1.2. MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD....	1		
1.3. RIESGO SÍSMICO E INGENIERÍA SISMORRESISTENTE.....	3		
1.4. ESTRUCTURAS DÚCTILES DE ACERO.....	4		
1.4.1. El acero como material estructural.....	4		
1.4.2. Aspectos generales del comportamiento estructural.....	5		
1.4.3. Clasificación de secciones.....	6		
1.4.4. Efectos de segundo orden.....	7		
1.4.5. Comportamiento sísmico de estructuras de acero.....	8		
Capítulo 2: Aspectos Generales del diseño sismorresistente			
2.1. EL SISMO COMO ACCIÓN DE DISEÑO.....	11		
2.1.1. Espectros de respuesta.....	11		
2.1.2. Espectros de diseño.....	12		
2.1.3. Acción vertical del sismo.....	13		
2.2. DISEÑO POR CAPACIDAD.....	13		
2.3. FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	14		
2.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DISTORSIÓN DE PISO.....	15		
2.5. ESTADOS DE CARGA Y ANÁLISIS.....	16		
2.5.1. Factor de redundancia.....	16		
2.5.2. Combinaciones de carga con acción de sismo.....	17		
2.5.3. Métodos de análisis.....	17		
2.6. TIPOS ESTRUCTURALES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO.....	18		
2.6.1. Pórticos no arriostrados.....	18		
2.6.2. Pórticos arriostrados concéntricamente.....	19		
2.6.3. Pórticos arriostrados excéntricamente.....	20		
2.6.4. Muros de corte con placas de acero.....	21		
2.6.5. Sistemas con disipadores de energía. Barras de pandeo restringido.....	24		
2.7. SISTEMAS SISMORRESISTENTES.....	26		
2.7.1. Zonas protegidas.....	26		
2.7.2. Tipos de soldadura. Soldaduras de demanda crítica.....	27		
2.7.3. Área "k".....	27		
Capítulo 3: Pórticos no arriostrados			
3.1. INTRODUCCIÓN.....	29		
3.1.1. Comportamiento estructural.....	29		
3.1.2. Conexiones precalificadas.....	30		
3.2. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES.....	30		
3.2.1. Aspectos generales.....	30		
3.2.2. Conexiones viga-columna.....	30		
3.2.3. Placas de continuidad.....	31		
3.2.4. Panel nodal.....	31		
3.2.5. Relación ancho-espesor para vigas y columnas.....	34		
3.2.6. Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas.....	34		
3.2.7. Restricción lateral en conexiones.....	34		
3.2.8. Restricción lateral en vigas.....	35		
3.3. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS.....	35		
3.3.1. Aspectos generales.....	35		
3.3.2. Conexiones viga-columna.....	35		
3.3.3. Placas de continuidad.....	35		
3.3.4. Panel nodal.....	35		
3.3.5. Relación ancho-espesor para vigas y columnas.....	36		
3.3.6. Restricción lateral en vigas.....	36		
3.4. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS.....	36		
3.4.1. Aspectos generales.....	36		
3.4.2. Conexiones viga-columna.....	36		
3.4.3. Placas de continuidad.....	37		
3.5. COMPARACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO.....	37		
3.6. CONEXIONES VIGA-COLUMNA.....	37		
3.6.1. Conexiones reforzadas.....	38		
3.6.2. Conexiones con vigas de sección reforzada.....	40		
3.6.3. Otras conexiones.....	41		
3.7. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE PÓRTICOS EXISTENTES.....	42		
Capítulo 4: Pórticos arriostrados concéntricamente			
4.1. INTRODUCCIÓN.....	43		
4.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS.....	43		
4.2.1. Respuesta cíclica.....	43		
4.2.2. Factores que afectan la respuesta.....	45		
4.3. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS RIOSTRAS.....	47		
4.3.1. Criterios estructurales.....	47		
4.3.2. Riostras en V y V invertida.....	47		
4.3.3. Riostras en K.....	48		
4.3.4. Riostras tipo tensor en X.....	49		
4.3.5. Diseño de conexiones.....	50		
4.4. PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOS-TRADOS CONCÉNTRICAMENTE.....	50		
4.4.1. Objetivo general del diseño.....	50		
4.4.2. Riostras.....	51		
4.4.3. Configuración de las riostras.....	52		
4.4.4. Relación ancho-espesor.....	52		

4.4.5. Conexiones.....	52
4.4.6. Requerimientos especiales para pórticos con arriostramientos en V y V invertida.....	53
4.4.7. Arriostramientos en K.....	53
4.4.8. Sistemas duales.....	53
4.5. PÓRTICOS ORDINARIOS ARRIOS- TRADOS CONCÉNTRICAMENTE.....	54
Capítulo 5: Pórticos arriostrados excéntricamente	
5.1. INTRODUCCIÓN.....	55
5.2. CONSIDERACIONES ESTRUC- TURALES.....	55
5.2.1. Configuración geométrica.....	55
5.2.2. Rigidez lateral.....	56
5.2.3. Comportamiento estructural del enlace.....	57
5.2.4. Resistencia del enlace.....	58
5.2.5. Deformación inelástica del enlace.....	59
5.2.6. Resistencia lateral del pórtico.....	60
5.2.7. Comparación entre enlaces largos y cortos...	60
5.3. DETALLE DEL ENLACE Y CONE- XIONES.....	61
5.4. PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOS- TRADOS EXCÉNTRICAMENTE.....	62
5.4.1 Enlaces.....	62
5.4.2. Riostras, columnas y vigas.....	62
5.4.3. Relaciones ancho-espesor.....	62
5.4.4. Conexiones.....	62
5.4.5. Sistemas duales.....	63
Referencias bibliográficas.....	64

Notación

a	separación máxima entre rigidizadores de enlace	R_u	resistencia requerida
b	ancho de un elemento de la sección	R_y	relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia, F_y
b_{bf}	ancho del ala de la viga	R_{μ}	factor de ductilidad
b_{cf}	ancho del ala de la columna	r	radio de giro
b_f	ancho del ala	S	carga de nieve o hielo
C_d	factor de amplificación de desplazamientos	S_{DS}	aceleración espectral de diseño para $T=0.2s$
D	cargas de peso propio de la estructura y otros elementos	S_{D1}	aceleración espectral de diseño para $T=1.0s$
d_b	altura total de una viga	S_S	aceleración espectral MCE para $T=0.2s$
d_c	altura total de una columna	S_1	aceleración espectral MCE para $T=1.0s$
d_z	ancho del panel nodal	T	acciones resultantes del impedimento de cambios dimensionales (originados por asentamientos, efectos térmicos, contracción por fragüe, fluencia lenta, etc.), o periodo de vibración fundamental de una estructura
E	acción del sismo	T_L	periodo de transición para periodos largos
F	carga debida a fluidos, o fuerza lateral	T_R	periodo de retorno
F_a	coeficiente de sitio	V	corte en un nivel
F_E	resistencia lateral ante acciones sísmicas	V_D	corte basal de diseño
F_u	resistencia de tracción mínima para el acero especificado	V_e	corte basal elástico
F_v	coeficiente de sitio	V_Y	corte basal de fluencia o resistencia lateral de la estructura
F_y	tensión mínima de fluencia para el acero especificado	t	espesor de un elemento, o intervalo de tiempo
H	carga debida al empuje lateral de suelos, del agua en el suelo o de otros materiales a granel	t_{bf}	espesor del ala de la viga
h	altura de piso	t_{cf}	espesor del ala de la columna
h_o	distancia entre baricentro de las alas	t_p	espesor total del panel nodal
I_b	momento de inercia de la viga	t_w	espesor del alma
I_c	momento de inercia de la columna	W	carga de viento
K	factor de longitud de pandeo efectiva	w_z	altura del panel nodal
L	sobrecarga de uso, o longitud de una barra	Z	módulo plástico de una sección
L_h	distancia entre rótulas plásticas en la viga.	α	ángulo de inclinación
L_r	sobrecarga en cubiertas	α_c	factor de reducción para pandeo poscrítico
L	longitud de pandeo	Δ	desplazamiento relativo de piso
M_n	momento nominal	δ	desplazamiento lateral
M_p	momento plástico	δ_e	desplazamiento lateral elástico
P	carga vertical	δ_S	desplazamiento lateral de diseño
P_c	carga axial de compresión	δ_Y	desplazamiento lateral de fluencia
P_t	carga axial de tracción	θ	índice de estabilidad o distorsión horizontal de piso
P_u	carga axial requerida	ξ	factor de amortiguamiento
P_{uc}	resistencia requerida a compresión	λ	factor de carga
P_y	carga axial de fluencia	ρ	factor de redundancia
p_a	probabilidad anual de excedencia	ϕ	factor de resistencia
p_t	probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo t	ϕ_v	factor de resistencia a corte
Q	factor de reducción para secciones esbeltas comprimidas	Ω	factor de seguridad
R	carga por lluvia o factor de modificación de respuesta	Ω_D	factor de sobrerresistencia de diseño
R_d	resistencia de diseño	Ω_M	factor de sobrerresistencia de debida al material
R_n	resistencia nominal	Ω_o	factor de sobrerresistencia del sistema
R_t	relación entre la resistencia de tracción esperada y la resistencia de tracción mínima, F_u	Ω_S	factor de sobrerresistencia del sistema
		.	

Capítulo 1

Introducción

1.1. OBJETIVO, ALCANCES Y ORGANIZACIÓN DEL TEXTO

El objetivo fundamental de esta publicación es presentar una guía de utilidad práctica para los ingenieros estructurales vinculados al diseño sismorresistente de construcciones de acero. En ella se incluyen conceptos básicos y criterios de diseño para los sistemas resistentes más usuales, como son los pórticos sin arriostrar (pórticos a momento) y los pórticos arriostrados concéntrica y excéntrica. Para su redacción, se ha tomado como referencia la publicación *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 2005a), preparada por el *American Institute of Steel Construction*, AISC, considerando la amplia difusión que este documento tiene en Latinoamérica, ya sea como reglamento de diseño o como bibliografía de consulta. Se incluye también una breve descripción de otros sistemas estructurales, como los pórticos con riostras de pandeo restringido y los muros especiales con placas de acero, que representan avances recientes de la ingeniería estructural que ya han sido aplicados en países como Estados Unidos y Japón.

Es importante aclarar, para no defraudar las expectativas del lector, que el desarrollo de los temas se realiza en forma general, haciendo énfasis en los aspectos conceptuales. No se incluyen descripciones detalladas de todas las especificaciones de diseño, demostraciones, desarrollos analíticos o ejemplos numéricos como los que pueden encontrarse en libros especializados, manuales de diseño o artículos técnicos. No obstante ello, se incluyen referencias bibliográficas y datos adicionales de consulta que son de utilidad para complementar y profundizar los temas tratados.

Para una adecuada comprensión de este texto, el lector debe contar con conocimientos sobre análisis estructural, conceptos básicos de dinámica y criterios de diseño de estructuras de acero. En relación a este último tema, existe una variada bibliografía a consultar, por ejemplo, Bruneau et al. (1997), McCormac (2002), Salmon et al. (2008), Vinnakota (2006). Desde el punto de vista reglamentario, el documento *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005b) representa la referencia principal.

En las secciones siguientes de este capítulo se presentan algunos conceptos básicos vinculados a los criterios de diseño según los métodos de tensiones admisibles, ASD, y de factores de carga y resistencia, LFRD, a riesgo sísmico y a temas generales de estructuras dúctiles de acero. En el Capítulo 2 se incluyen nociones del diseño sismorresistente que permiten

comprender los criterios de verificación presentes en las especificaciones AISC, junto con una descripción de los tipos estructurales para construcciones de acero. Los Capítulos 3, 4 y 5 presentan las principales especificaciones y requerimientos vinculados a los tres tipos de estructuras más usados como sistema sismorresistente, esto es: pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados concéntrica y pórticos arriostrados excéntrica.

A lo largo del texto se indican diversas siglas empleadas en las especificaciones AISC y en la bibliografía técnica en idioma inglés. En algunos casos no se ha realizado la traducción en idioma español porque las mismas son de aplicación frecuente en Latinoamérica y su uso facilita la lectura de las especificaciones y de la bibliografía.

1.2. MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD

Las especificaciones para construcciones de acero vigentes en Estados Unidos de América (AISC, 2005b) consideran dos métodos generales de diseño: el método de las tensiones admisibles (ASD por las siglas de *Allowable Strength Design*), y el método de factores de carga y resistencia (por las siglas de *Load and Resistance Factor Design*).

El primer método se basa en verificar que las tensiones inducidas en los elementos estructurales no excedan una tensión admisible, la cual resulta de dividir la resistencia del material (usualmente la tensión de fluencia F_y) por un factor de seguridad Ω . Este procedimiento es ampliamente conocido por los ingenieros estructurales y ha sido utilizado a lo largo de muchas décadas. La combinación de estados de carga requeridas para este método, según el reglamento ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2005) son:

1. $D + F$
 2. $D + H + F + L + T$
 3. $D + H + F + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
 4. $D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
 5. $D + H + F + (W \text{ o } 0.7E)$
 6. $D + H + F + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
 7. $0.6D + W + H$
 8. $0.6D + 0.7E + H$
- (1-1)

donde D es la carga permanente por peso propio, F la carga debida a fluidos, T representa la acción resultante del impedimento de cambios dimensionales, H es la

carga debida empuje lateral de suelos, del agua en el suelo o de otros materiales a granel, L es la sobrecarga de uso, L_r es la sobrecarga en cubiertas, S es la carga de nieve, R es la carga por lluvia, W la carga de viento y E representa la acción del sismo.

Por el contrario, el método LRFD es más reciente; algunos países de Latinoamérica lo han adoptado en los últimos años, mientras que otros países continúan con el método ASD. A nivel académico, los datos obtenidos de un relevamiento informal en distintas universidades de Latinoamérica indican que solo algunas universidades ha incorporado en los planes de estudio de ingeniería civil la enseñanza del método LRFD. Es por ello que resulta conveniente presentar una descripción conceptual del mismo en esta publicación.

El método de diseño LRFD se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición, aplicable a toda la estructura o a uno de sus componentes, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado. Los estados límites se dividen en dos grupos:

- Estados límites de servicio: son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio.
- Estados límites de resistencia (o últimos): son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados varían según el tipo de solicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente. Algunos de los estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, formación de rótulas plásticas, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional.

La verificación de los estados límites de resistencia se realiza a través de la comparación entre las solicitaciones resultantes de aplicar las combinaciones de cargas mayoradas (en estado último) y la resistencia correspondientes a dicho estado, lo cual puede expresarse como:

$$\begin{aligned} & \text{Resistencia requerida, } R_q \text{ (demanda)} \\ & \leq \\ & \text{Resistencia de diseño, } R_d \text{ (suministro)} \end{aligned}$$

Este criterio de verificación de un estado límite de resistencia puede expresarse matemáticamente a través de la siguiente expresión:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1-2)$$

donde λ_i representa los factores de carga que multiplican las distintas cargas o sobrecargas de servicio Q_i , ϕ es el factor de resistencia correspondiente a ese estado límite y R_n es la resistencia nominal obtenida a partir

de expresiones o procedimientos indicados en los reglamentos vigentes y considerando estimaciones conservadoras acerca de las propiedades de los materiales.

Para la cuantificación de los factores de carga y resistencia se considera un modelo probabilístico (en el cual las cargas Q y las resistencias R se representan como variables aleatorias estadísticamente independientes), la calibración y comparación con el método ASD y la evaluación fundamentada en la experiencia y ejemplos desarrollados por ingenieros estructurales.

Los factores de resistencia ϕ multiplican la resistencia nominal o teórica, a los efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, materiales, dimensiones, mano de obra, etc. Los valores que adopta este factor dependen del tipo de componente y de la solicitación actuante. Así por ejemplo, se tiene: 0.90 para fluencia en miembros en tracción, 0.75 para fractura, 0.85 para miembros en compresión y 0.90 para componentes sometidos a flexión y corte.

El método LRFD considera diversas combinaciones de carga, las cuales surgen de asumir que cada una de ellas actúa separadamente con el máximo valor esperado en la vida útil de la construcción (acción de base), mientras que las otras cargas (acciones de acompañamiento) adoptan valores usuales, todas con igual probabilidad de ocurrencia. A modo de ejemplo, se presentan combinaciones de cargas según lo requerido por ASCE/SEI 7-05:

1. $1.4(D+F)$
2. $1.2(D+F+T) + 1.6(L+H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$ (1-3)

Es importante mencionar que en las combinaciones 3, 4 y 5 está permitido reducir el efecto de la carga L cuando el valor de la sobrecarga de uso definido por el reglamento es menor o igual a 4.79 kN/m^2 .

Puede observarse en las combinaciones de carga definidas por las Ecuaciones (1-3) que el factor correspondiente a la acción sísmica es 1.0. Ello es así, por que los reglamentos vigentes definen dicha acción a un nivel correspondiente a estado último, a diferencia de otras acciones, como la carga L cuyos valores se determinan a nivel servicio y luego son mayorados.

De lo expuesto, y a modo de resumen, puede concluirse que las diferencias entre ambos métodos son tanto conceptuales como operativas. El método ASD plantea el diseño a partir de comparaciones de tensiones, considerando combinaciones de estados de carga definidos a nivel de servicio. El coeficiente de seguridad engloba, en un único valor, las distintas incertidumbres vinculadas a las acciones y a la resistencia de la estructura. El método LRFD considera estados límites de servicio y de resistencia. Éstos últimos son los

que se vinculan a la seguridad estructural y se verifican mediante una comparación de esfuerzos (momentos flectores, esfuerzos de corte, cargas axiales) según corresponda. La identificación de los estados límites de falla es una parte integral del proceso de diseño. La combinación de cargas se realiza incluyendo factores de carga que adoptan distintos valores según el estado considerado; dichos valores surgen de consideraciones estadísticas y reflejan las probables variaciones de las acciones de diseño. La resistencia requerida o solicitaciones así obtenidas corresponden a estado último. La resistencia de diseño incluye un factor de resistencia, cuyo valor depende del tipo de estado límite (modo de falla) considerado.

Desde el año 2005 las especificaciones AISC (AISC, 2005a y 2005b) incorporaron un formato unificado en el que se incluye en forma simultánea ambos métodos: LFRD y ASD. No obstante ello se mantiene el concepto de verificación estados límites propios del método LFRD.

1.3. RIESGO SÍSMICO E INGENIERÍA SISMO-RESISTENTE

La humanidad ha experimentado a lo largo de su historia el efecto destructivo de los terremotos. En el siglo XX, estas catástrofes naturales han ocasionado una media anual del orden de 14.000 muertos, por encima de otros desastres como ciclones, huracanes, inundaciones, avalanchas y erupciones volcánicas (Kovach, 1995). Adicionalmente, originan cuantiosas pérdidas económicas como resultado del daño en las obras de infraestructura pública y construcciones privadas, lo cual impacta negativamente en el desarrollo de las zonas afectadas. Latinoamérica no es ajena a esta situación y muchos de sus países han sufrido el efecto devastador de estos eventos.

En el año 1910 la Sociedad Sismológica de América identificó los tres aspectos principales del problema sísmico: el terremoto en sí mismo (cuándo, dónde y cómo ocurren los sismos), el movimiento del terreno asociado y su efecto sobre las construcciones (McGuire, 2004). Los dos primeros aspectos representan la peligrosidad o amenaza sísmica de un determinado lugar, mientras que el tercer aspecto se vincula a la vulnerabilidad. Ésta puede definirse como la susceptibilidad o predisposición de las construcciones a sufrir daño ante la ocurrencia de fenómenos desestabilizantes de origen natural o antropogénico. A partir de consideraciones holísticas, algunos autores amplían el concepto de vulnerabilidad considerando no sólo las obras o construcciones sino toda la comunidad.

El riesgo sísmico, en términos generales, puede interpretarse como una medida de las pérdidas potenciales (económicas, sociales, ambientales, etc.) que pueden originar los sismos un periodo de tiempo especificado. Desde un punto de vista más técnico, el riesgo sísmico surge como resultado de la interacción de dos variables principales: la amenaza sísmica y la vulnera-

bilidad (para más información sobre el tema consultar el trabajo de Carreño et al, 2005). De ahí la importancia de no confundir amenaza y riesgo, como muchas veces ocurre en la práctica. En resumen, la amenaza sísmica describe el potencial que presenta el fenómeno, por ejemplo en términos de sacudimiento, y que obviamente puede resultar en consecuencias desfavorables para la sociedad y sus obras de infraestructura. El riesgo sísmico cuantifica la probabilidad de ocurrencia de esas consecuencias.

No es posible actualmente modificar la amenaza sísmica, pero la ingeniería sí dispone de soluciones para reducir la vulnerabilidad de las construcciones, y por ende el riesgo sísmico. La experiencia recogida a lo largo de décadas indica, sin lugar a dudas, que el daño producido por los sismos puede controlarse y reducirse a niveles aceptables mediante medidas sistemáticas de prevención. La formulación de estas medidas debe realizarse en forma integral, con criterio multidisciplinario e incluyendo no solo aspectos ingenieriles, sino también consideraciones sociales, educacionales, de manejo de emergencia, etc. No obstante ello, es obvio que uno de los aspectos claves para asegurar el éxito de este proceso se vincula con la seguridad estructural de las construcciones sismorresistentes.

La ingeniería estructural sismorresistente es una disciplina relativamente nueva y resulta difícil indicar con precisión cuándo y dónde se originó. Lo cierto es que surgió como una necesidad imperiosa para controlar el efecto de los sismos. Los terremotos de San Francisco, EEUU, en 1906, y de Messina, Italia, en 1908, pueden considerarse como dos hechos claves que mostraron la vulnerabilidad de los centros urbanos ubicados en zonas sísmicas y originaron un cambio significativo en los criterios de cálculo de la época. Como resultado de ello, y teniendo en cuenta las observaciones realizadas, se propuso considerar una fuerza estática horizontal para representar el efecto sísmico, cuyo valor se estimaba como un 10% del peso de la construcción. De esta forma se trataba de representar, en forma simplificada, pero racional, la naturaleza dinámica del problema y los efectos inerciales producidos por la vibración sísmica sobre la masa de la construcción. Posteriormente, la experiencia recogida *in situ* tras la ocurrencia de terremotos, la investigación analítica y experimental y el desarrollo de reglamentos de diseño sismorresistente han contribuido para un avance continuo y significativo durante los últimos 100 años.

En la actualidad la ingeniería sismorresistente dispone de soluciones adecuadas que, mediante el uso de distintos materiales estructurales, sistemas constructivos, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis confiables, permiten reducir el riesgo sísmico.

Sin embargo la reducción del riesgo sísmico no se ha alcanzado en forma uniforme a escala mundial. Ello se debe a distintas razones, algunas de las cuales no son de carácter técnico o ingenieril. Es por ello que uno de

los mayores desafíos, particularmente en Latinoamérica, es lograr la implementación práctica de las soluciones que la ingeniería sismorresistente ha desarrollado tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes que no cumplen con los niveles de seguridad requeridos en la actualidad. Uno de los problemas que se observa reiteradamente en muchos lugares afectados por terremotos es la discrepancia entre los criterios de diseño y la estructura realmente construida. Por desconocimiento, negligencia o razones de costo, se realizan modificaciones en obra que luego conducen a daño o colapso de los componentes estructurales.

1.4. ESTRUCTURAS DÚCTILES DE ACERO

1.4.1. El acero como material estructural

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo cual asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes.

En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es la tensión mínima de fluencia, F_y . Adicionalmente, en algunos estados límite vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción mínima, F_u . Ambos parámetros son propiedades nominales del acero especificado. Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia en general presentan una ductilidad reducida (ver Figura 1-1). Esta es la razón por la cual las especificaciones sísmicas AISC 341-05 limitan la tensión mínima de fluencia a 345 MPa en componentes donde se espera que se desarrolle comportamiento inelástico. Para el caso de estructuras con ductilidad limitada este límite se incrementa a 380 MPa.

Los procedimientos de diseño para algunos sistemas estructurales se basan en la aplicación del método de diseño por capacidad (el cual se presenta con más detalle en el Capítulo 2 de este documento). Este método requiere en ciertos casos estimar en forma realística la resistencia esperada de los componentes estructurales, en lugar de la resistencia de diseño obtenida partir de la tensión de fluencia mínima F_y o de la resistencia de tracción, F_u . Para cuantificar el incremento de la resistencia real o esperada de los componentes estructurales, en relación a la resistencia nominal, se define el factor R_y como la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia, F_y . Con igual criterio, para el caso de fractura se define el factor R_t como la relación entre la resistencia de tracción esperada y la resistencia F_u . Estos dos factores, que cuantifican la sobrerresistencia del material, deben determinarse estadísticamente a partir de información experimen-

tal obtenida del ensayo de probetas de acero, por lo cual sus valores podrían cambiar de un país a otro. Para el caso de los aceros usados en Estados Unidos, los cuales se fabrican bajo normas ASTM, el factor R_y varía entre 1.1 y 1.6, y el factor R_u varía entre 1.1 y 1.3, dependiendo del tipo de acero y de la forma del componente estructural (planchuelas, tubos o perfiles).

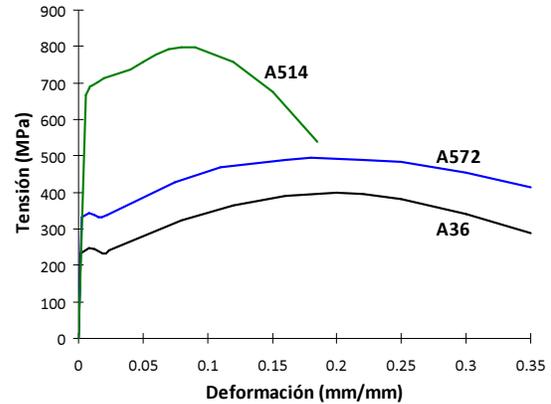


Fig. 1-1. Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM.

Cuando se emplean perfiles pesados, esto es con espesores iguales o mayores a 38mm, las especificaciones sísmicas requieren que se realicen ensayos de Charpy sobre probetas con muesca en V (*Charpy V-notch test*), a los efectos de verificar que la energía absorbida en el impacto sea mayor que de 27 J a 21 °C.

Si bien las ventajas del acero como material estructural son significativas, es importante también conocer sus limitaciones, de modo de poder contrarrestar sus efectos negativos. El acero usualmente se considera como un material isotrópico, sin embargo, los datos experimentales indican que puede exhibir efectos de anisotropía en términos de resistencia y ductilidad. Ello se debe a la presencia de elementos no-metálicos o inclusiones en la constitución del acero, los cuales son aplanados durante el proceso de laminación. Estas inclusiones actúan como micro-fisuras planas que debilitan el material, particularmente cuando se somete a tracción en la dirección perpendicular a la que fue laminado. Este fenómeno se conoce como desgarramiento laminar (*lamellar tearing*) y afortunadamente no es significativo, salvo en secciones con placas gruesas o perfiles pesados donde además se generan fuertes restricciones de deformación por soldadura. En la actualidad el problema del desgarramiento laminar ha sido controlado mediante la reducción del contenido de inclusiones y adecuados detalles de uniones soldadas. Sin embargo, éste puede ser un aspecto importante a considerar en la rehabilitación de estructuras existentes, construidas cuando el fenómeno del desgarramiento laminar no se conocían adecuadamente.

Otra característica inconveniente del acero se relaciona con el fenómeno de fatiga, por el cual se produce

la falla prematura del material bajo la repetición de ciclos de carga. Ello es consecuencia de la propagación de fisuras iniciadas en imperfecciones o dislocaciones en la estructura cristalina del material. La información experimental disponible indica que deben considerarse dos casos o situaciones diferentes: fatiga de alto y bajo ciclaje.

La fatiga de alto ciclaje ocurre por la repetición de una gran cantidad de ciclos de carga y la falla se produce por fractura a un nivel de tensiones menor que la resistencia a tracción e incluso menor que tensión de fluencia, obtenida del ensayo monotónico de tracción. Este fenómeno puede afectar puentes sometidos a la acción variable del tránsito vehicular, puentes grúa, estructuras *off-shore*, componentes de máquinas, etc. En el caso de la fatiga de bajo ciclaje, la fractura se produce luego de la repetición de un número reducido de ciclos en los que se han desarrollado deformaciones plásticas. La falla ocurre un nivel de deformaciones menor que la deformación última del material obtenida del ensayo monotónico de tracción. Es importante resaltar que evaluación experimental de la resistencia a fatiga de bajo ciclaje obtenida con probetas puede ser muy distinta de la que surge al ensayar componentes estructurales completos. Esta diferencia se origina en la significativa influencia que tienen las deformaciones plásticas resultantes de la ocurrencia de pandeo local. El efecto de fatiga de bajo ciclaje es un aspecto a considerar en el diseño sismorresistente, debido a la naturaleza dinámica del terremoto y a las hipótesis de diseño que usualmente consideran el comportamiento inelástico de la estructura.

Finalmente, debe recordarse que la ductilidad del acero puede verse afectada por otros efectos o factores, tales como la temperatura, los problemas relacionados con la soldadura (calentamiento-enfriamiento, fragilización por hidrógeno) y las técnicas de fabricación (corte, perforación, etc.) La discusión detallada de estos aspectos se encuentra fuera del alcance de esta publicación (el texto de Bruneau et al., 1997, presenta una completa discusión de estos temas). La presencia de tensiones residuales, inducidas tanto en el proceso de laminación como en las zonas afectadas por la soldadura, no tiene un efecto significativo en la ductilidad del material. Estas tensiones, que representan un sistema auto-equilibrado, se consideran en el diseño mediante un criterio práctico simplificado que consiste en reducir el límite de fluencia.

1.4.2. Aspectos generales del comportamiento estructural

La estructura de acero es un sistema formado por miembros vinculados entre sí mediante conexiones, de modo que todo el conjunto cumpla con las condiciones de estabilidad, resistencia y rigidez requeridas para un adecuado desempeño. Las ventajas del acero, en relación a su adecuada resistencia a tracción y ductilidad, son válidas también para todo el sistema estructural. El

mayor desafío en el diseño de estructuras de acero consiste en limitar o controlar los problemas de inestabilidad en miembros o zonas localizadas sometidas a compresión. Puede definirse la condición de estabilidad como la capacidad de las barras, placas y elementos de acero sometidos a compresión de mantener su posición inicial de equilibrio y de soportar las cargas que los solicitan. El estudio detallado de los fenómenos de inestabilidad puede encontrarse en la bibliografía especializada (una de las referencias más completa es Galambos, 1998).

Los fenómenos de inestabilidad pueden agruparse en dos tipos principales. El primero comprende aquellos fenómenos de inestabilidad que abarcan todo o gran parte de un miembro o barra de acero, por lo que se denomina pandeo global. En este grupo se incluyen varios estados límites, como el pandeo flexional, torsional y flexo-torsional en barras comprimidas y el pandeo lateral-torsional en barras comprimidas.

El segundo grupo de problemas de inestabilidad se relaciona con el pandeo localizado de las placas o componentes de las secciones metálicas, y se denomina pandeo local o abollamiento.

Con el objeto de ilustrar estos conceptos, la Figura 1-2 muestra el caso de pandeo global de una riostra debido a los esfuerzos de compresión generados por la acción del sismo de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995, mientras que las Figuras 1-3 y 1-4 presentan ejemplos de pandeo local o abollamiento correspondientes a ensayos de laboratorio para dos tipos de secciones.

Como se mencionó previamente, el pandeo lateral-torsional es un problema de inestabilidad que puede afectar a las barras flexionadas, caso típico de las vigas en estructuras de pórticos. Este problema se origina por el pandeo lateral de la parte comprimida de la viga, que es parcialmente restringido por la parte traccionada (que actúa como un elemento estabilizante). En edificios con entresijos rígidos, esto es con distintos tipos de losas de hormigón armado, el ala superior de las vigas usualmente se encuentra impedida de desplazarse lateralmente. El ala inferior de la viga puede también estar sometida a compresión, por ejemplo por la acción de momentos flectores inducidos por sismos. En esos casos es necesario arriostrar dicha ala para impedir el desplazamiento lateral en ciertos puntos y controlar así la ocurrencia del pandeo lateral-torsional.



Fig. 1-2. Pandeo de una riostra, terremoto de Hyogoken Nanbu, Japón (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley).



Fig. 1-4. Pandeo local en un tubo de acero sometido a compresión.

1.4.3. Clasificación de secciones

El pandeo local es un fenómeno complejo, propio de las secciones de acero (perfiles laminados y secciones armadas), las cuales están formadas por placas delgadas en relación a las dimensiones de la sección, para lograr un uso óptimo del material. El tratamiento matemático de este tipo de pandeo es difícil, particularmente en rango inelástico, razón por la cual las especificaciones de diseño usualmente consideran una verificación indirecta y simplificada de este fenómeno. En el caso de la reglamentación AISC, un aspecto fundamental para la evaluación y control del problema de pandeo local es la clasificación de secciones de acero en tres grupos a partir de la relación ancho-espesor, $\lambda=b/t$ o $\lambda=h/t_w$, de los elementos componentes de la sección (algunos autores denominan como esbeltez local a esta relación, por analogía con el fenómeno de pandeo global). Las condiciones para clasificar las secciones son las siguientes:

- Secciones compactas: todos sus elementos componentes cumplen que $\lambda \leq \lambda_p$ y además sus alas están vinculadas en forma continua con un alma o almas.
- Secciones no compactas: cuando uno o más de sus elementos cumple que $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
- Secciones esbeltas: al menos un elemento cumple que $\lambda > \lambda_r$

donde λ_p y λ_r son esbelteces límites que dependen del tipo de elemento (rigidizados o no rigidizados), del estado de solicitación y de otras características de la sección (ver AISC, 2005b).

La Figura 1-5 presenta un esquema general donde se muestra el efecto que la clasificación de secciones tiene para el diseño de vigas y columnas. En el caso de barras comprimidas con secciones esbeltas se considera la posibilidad de ocurrencia del pandeo local, para lo

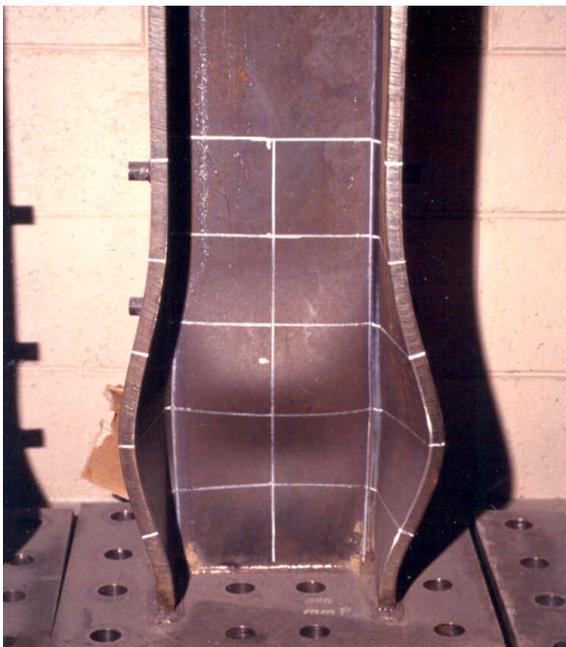


Fig. 1-3. Formación de una rótula plástica con grandes demandas de deformación debido a flexión y carga axial en la base de una columna.

cual se define un factor de reducción Q que disminuye la tensión crítica con la cual se diseña la barra. Si la sección de la columna es compacta o no compacta sólo se consideran los estados límites de pandeo global.

Vigas I y C (flexión)		
Plastificación $M_n = M_p$	Pandeo local inelástico, $M_n < M_p$	Pandeo local elástico, $M_n < M_p$
Secciones compactas	Secciones no compactas	Secciones esbeltas
λ_{ps}	λ_p	λ_r Esbeltez, λ
Pandeo global		Consideración del pandeo local
Columnas (compresión)		

Fig. 1-5. Clasificación de secciones de acero para definir la consideración del pandeo local en vigas (perfiles I y C) y columnas.

Para el diseño de barras flexionadas las especificaciones AISC 360-05 consideran que la plastificación de la sección se logra sólo en el caso de secciones compactas. Para los otros dos tipos de secciones, el momento nominal, M_n , es menor que el momento de plastificación de la sección, M_p , para considerar la ocurrencia del pandeo local. Se considera que las secciones compactas tienen capacidad de desarrollar una capacidad de rotación de 3 (esto es la rotación máxima es 3 veces la rotación de fluencia), antes de que se inicie en alguno de los elementos el pandeo local.

En el caso de miembros de acero que forman parte de estructuras sismorresistentes y en los cuales se considera que se desarrollarán deformaciones inelásticas, las especificaciones AISC 341-05 requieren el cumplimiento de condiciones más estrictas para controlar el pandeo local. En estos casos se requiere que las secciones sean sísmicamente compactas, para lo cual todos sus elementos deben cumplir la condición $\lambda \leq \lambda_{ps}$, donde el límite λ_{ps} es menor que λ_p (ver Figura 1-5) y se encuentra tabulado en las especificaciones AISC 341-05. Esta situación se representa gráficamente en la Figura 1-6, donde se muestra, mediante un gráfico momento-rotación, el efecto del tipo de sección en la respuesta esperada para una viga I de acero. Los datos experimentales indican que las secciones sísmicamente compactas pueden desarrollar una capacidad de rotación de 7, aproximadamente.

1.4.4. Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden son aquellos inducidos por las cargas actuando en la configuración deformada de la estructura, es decir que se trata de un problema de no linealidad geométrica. En el caso particular de cargas gravitatorias, P, a medida que la estructura se deforma por la acción del sismo, las cargas gravitatorias inducen un momento adicional que es proporcional al

desplazamiento lateral δ . A este caso particular de efecto de segundo orden se lo denomina efecto P-Delta.

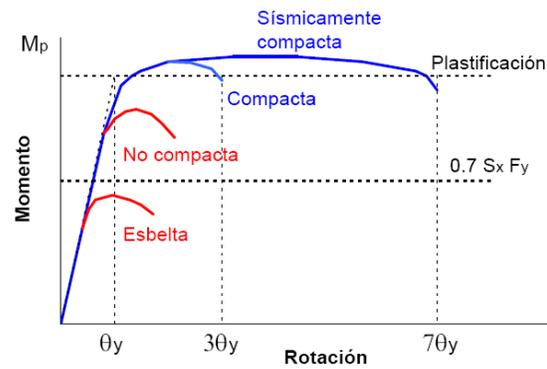


Fig. 1-6. Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local).

Para analizar la influencia del efecto P-Delta en la respuesta global de la estructura se presenta en la Figura 1-7 el caso de un sistema simple de un grado de libertad sometido a una fuerza lateral F, la cual origina un desplazamiento δ . Las cargas gravitatorias P también se desplazan generando un momento de vuelco que se suma al inducido por la fuerza F, de modo que en un instante dado $M = F h + P \delta$. Este incremento del momento de vuelco es equivalente a la acción de una fuerza lateral adicional, igual a $P \delta / h$, la cual reduce la resistencia lateral de la estructura. Adicionalmente, el efecto de P-Delta disminuye la rigidez lateral, la cual eventualmente puede tomar valores negativos en la zona de comportamiento inelástico.

Desde el punto de vista del diseño estructural, es necesario preguntarse cuáles son las consecuencias del efecto P-Delta. Como se deduce de la Figura 1-7, éste produce un aumento en los desplazamientos, dado que la rigidez real de la estructura disminuye, y un aumento de la resistencia requerida (solicitaciones). La mayoría de los códigos de diseño consideran algún índice o factor para cuantificar la importancia del efecto P-Delta. Usualmente se considera un índice de estabilidad que depende de las cargas gravitatorias, del corte basal y de los desplazamientos laterales. En el caso de las especificaciones *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2005) se considera que el efecto P-Delta es despreciable cuando el índice de estabilidad, θ , evaluado en cada nivel de la construcción, cumple la siguiente condición:

$$\theta = \frac{P \Delta}{V h C_d} \leq 0.1 \quad (1-3)$$

donde P es la carga vertical total actuando en el nivel considerado (en la evaluación de P no es necesario considerar factores de carga mayores a 1.0), Δ es el desplazamiento relativo de piso, V es el corte en el nivel, h la altura del piso y C_d es el factor de amplificación de desplazamientos. El concepto y evaluación de

Δ y C_d se presentan en el Capítulo 2.

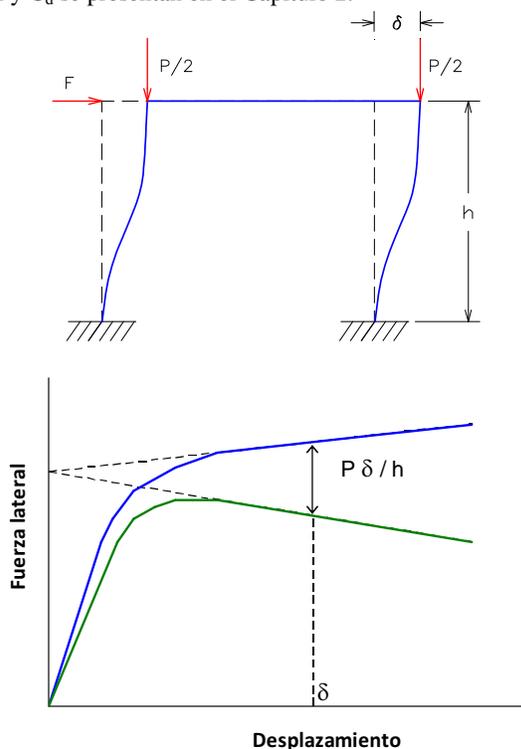


Fig. 1-7. Influencia del efecto P- Δ en la respuesta global de la estructura.

Se dispone de diversos procedimientos para considerar en el análisis estructural el efecto P-Delta, los cuales presentan distinto grado de complejidad y precisión. Las especificaciones AISC 360-05 incluyen un método simplificado que considera la amplificación de momentos obtenidos de dos análisis elásticos de primer orden. La mayoría de los programas de análisis estructural cuentan hoy con distintas opciones para considerar este efecto. Una de las alternativas más usadas consiste en calcular la rigidez global de la estructura incluyendo una matriz de rigidez geométrica. De esta forma es posible determinar sin iteraciones el aumento de solicitaciones y desplazamientos resultante del efecto P-Delta, tanto en análisis estáticos como dinámicos. Finalmente, otros métodos plantean el problema como un caso general de no linealidad geométrica aplicando procedimientos iterativos (Wilson, 2004).

1.4.5. Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

El acero es el material más dúctil entre aquellos de uso estructural. Sin embargo, es un error grave considerar que esta propiedad inherente al material se traslada automáticamente al sistema estructural. Las investigaciones desarrollada en los últimos 30 años han demostrado que para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras es necesario suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del material, sino también a nivel seccional y de los miembros que componen el sistema

(columnas, vigas, riostras, conexiones). Para ello se debe, en primer lugar, identificar y conocer las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil y, luego, adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta estable y con adecuada capacidad de disipación de energía. El diseño y detalle de las conexiones entre los distintos componentes estructurales es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar estos objetivos. Antes de 1988, en general, no se disponía de especificaciones reglamentarias para el adecuado detalle de estructuras sismorresistentes de acero (Bruneau et al., 1997). Afortunadamente esta situación se ha revertido y en la actualidad se cuenta con especificaciones que se consideran seguras y confiables.

En el caso de estructuras sismorresistente, el control de los fenómenos de inestabilidad resulta más importante aún que en las estructuras comunes, dado que su ocurrencia degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo así su capacidad de disipar energía. Las especificaciones de diseño incluyen requerimientos específicos al respecto, particularmente en aquellas zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas (por ejemplos, rótulas plásticas en vigas, zonas fluencia por tracción o corte, etc.)

Los edificios con estructuras de acero, han sido construidos desde hace muchas décadas, principalmente en países desarrollados económica y tecnológicamente. Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 (Magnitud Richter 6.8) y de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995 (Magnitud Richter 7.2) que afectaron zonas de dos países que son considerados líderes en la ingeniería sismorresistente, representaron pruebas severas para las construcciones metálicas (Bertero et al., 1994; Tremblay et al., 1996). En ambos terremotos no se registraron colapsos de edificios con estructura de acero y las primeras inspecciones realizadas inmediatamente después del sismo (usualmente desde el exterior del edificio) indicaron un adecuado comportamiento, sin daños observables a simple vista. Esta situación se consideró como un éxito de la ingeniería y de la industria de la construcción en acero. Sin embargo, los estudios más detallados que se realizaron posteriormente revelaron que un número importante de edificios, muchos de los cuales fueron diseñados con reglamentaciones modernas, se encontraban seriamente afectados. Varias semanas después de ocurrido el terremoto, equipos especializados realizaron inspecciones con el objeto de investigar la ocurrencia de desplazamientos laterales residuales de importancia. Para ello, se debieron remover los elementos arquitectónicos y la protección contra fuego que usualmente cubren la estructura de acero (ver Figura 1-8).



Fig. 1-8. Edificio bajo inspección para observar los daños causados por el terremoto en las conexiones viga-columna (Earthquake Engineering Research Institute, Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake, Set I: An Overview).

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos), donde se observó un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nudos viga-columna, con la ocurrencia de distintos tipos de falla por fractura de soldaduras y placas (ver Figuras 1-9 y 1-10).

Como resultado de los daños observados en el terremoto de Northridge, se implementó en Estados Unidos un programa de investigación analítico-experimental de gran alcance, destinado a analizar las causas de las fallas relevadas y a proponer soluciones aplicables tanto al diseño de nuevas construcciones como a la reparación de las existentes. Este programa, denominado SAC (siglas surgen del nombre de las tres organizaciones norteamericanas que forman el consorcio: SEAOC, ATC y CUREE) comprendió tres etapas: (i) el estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge, (ii) el análisis de las fallas y sus causas y (iii) el desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones. El programa SAC permitió obtener y actualmente se dispone de valiosa información al respecto publicada por *Federal Emergency Management Agency* (FEMA 2000a, 2000b, 2000c, 2000d, 2000e, 2000f). Esta información ha sido incorporada en las especificaciones sísmicas de AISC (AISC 2005a y AISC 2010) y en recomendaciones de diseño (Miller, 2006). Para mayor

información y acceso a las publicaciones consultar la página web: <http://www.sacsteel.org>.



Fig. 1-9. Fractura en una placa de base de columna de una estructura de pórtico arriostrado (Earthquake Engineering Research Institute, Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake, Set I: An Overview).

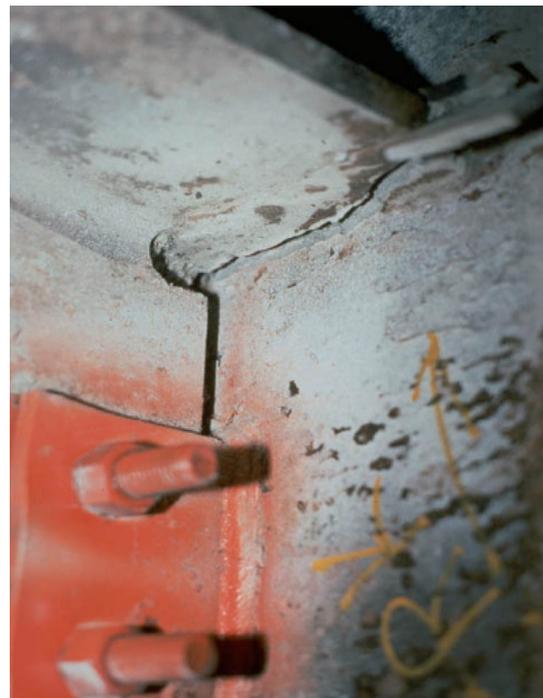


Fig. 1-10. Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento (Earthquake Engineering Research Institute, Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake, Set I: An Overview).

Los resultados obtenidos del programa SAC indican que las causas que llevaron a la ocurrencia de las fallas observadas son múltiples. Entre las más importantes, puede mencionarse:

- El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente. Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia (me-

diente ensayo de Charpy en probetas con muesca en V).

- La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo (*steel backing*) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura (ver Figura 1-11)
- La presencia de defectos en la raíz de la soldadura, que no fueron detectados mediante ensayos de ultrasonido.
- El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura,
- Otros efectos adversos, tales como deformaciones de corte excesivas en el panel nodal, efectos de velocidad de deformación (*strain rate*), efectos de interacción con losas de hormigón armado, etc.

Los nuevos criterios de diseño y detalles constructivos para conexiones viga-columna se describen en el Capítulo 3.

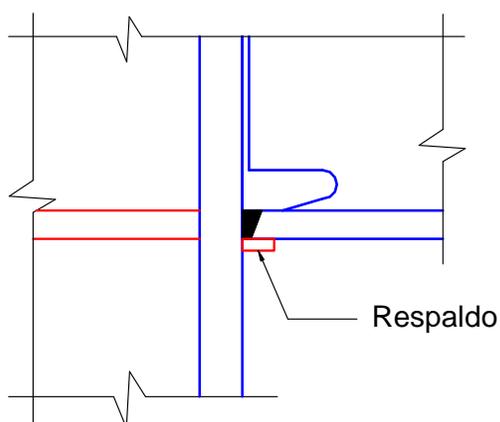


Fig. 1-11. Detalle de la soldadura en el ala inferior de una viga.

También se han observado fallas frágiles por fractura y problemas de inestabilidad en pórticos arriostrados concéntricamente, que originan un comportamiento no dúctil de la estructura. En las Figuras 1-12, 1-13 y 1-14 se reproducen fotografías con ejemplos de estos tipos de fallas, observadas durante el terremoto de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995.

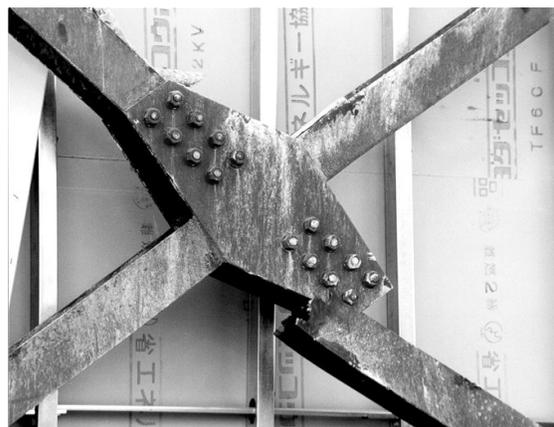


Fig. 1-12. Fractura de una riostra en X en la sección neta (Naeim, 2001).



Fig. 1-13. Daño severo en la viga y conexión de un pórtico con arriostramientos en V invertida (Naeim, 2001).



Fig. 1-14. Fractura en una conexión soldada (Naeim, 2001).

Capítulo 2

Aspectos generales del diseño sismorresistente

2.1. EL SISMO COMO ACCIÓN DE DISEÑO

Los sismos son eventos con baja probabilidad de ocurrencia y sus consecuencias pueden ser tremendas en términos de destrucción y del sufrimiento que provocan. Por estas razones el diseño de estructuras sismorresistente presenta particularidades que lo distinguen del diseño para otro tipo de acciones como cargas gravitatorias o viento.

El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico, si bien los primeros métodos para su consideración se basaron en conceptos estáticos. Es así que surgió el método de las fuerzas estáticas equivalentes, que aún hoy se aplica para estructuras relativamente simples (la mayoría de los códigos permiten su aplicación para construcciones de baja y mediana altura y de configuración aproximadamente regular). En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que, en general, siguen una distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico se determina a partir de un coeficiente sísmico (igual a la aceleración horizontal dividida la aceleración de la gravedad, g) multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso. El desarrollo y la difusión de las computadoras personales y de los programas de análisis estructural han permitido una generalizada aplicación de métodos dinámicos para considerar la acción sísmica. En estos métodos, y dependiendo del tipo de análisis a realizar, el sismo se cuantifica a través de un espectro de aceleraciones o mediante una serie de registros de aceleración (acelerogramas). Estos últimos representan la variación de la aceleración del terreno en función del tiempo. Los registros de aceleración se obtienen de mediciones de sismos reales¹ o bien se generan artificialmente mediante programas computacionales para cumplir ciertos requisitos.

Cualquiera sea el método aplicado, se consideran en general cuatro aspectos fundamentales para cuantificar la acción sísmica, a saber: (i) sismicidad propia del lugar, (ii) características del suelo de fundación, (iii)

destino o importancia de la construcción y (iv) características principales de la respuesta estructural, vinculadas principalmente a su ductilidad y sobrerresistencia. Los dos primeros aspectos se definen a través de un espectro de diseño, normalmente en términos de aceleraciones horizontales. La importancia de la construcción se cuantifica a través de un factor que mayor la demanda sísmica para obras de infraestructura pública, edificios con alta ocupación, etc. El comportamiento estructural se representa mediante un factor de modificación de respuesta, R , el cual se ha calibrado a partir de resultados experimentales y analíticos obtenidos para distintos tipos de estructuras; sus implicancias en el diseño se indican posteriormente en este capítulo.

Es importante mencionar que usualmente la acción sísmica de diseño se define a partir de aceleraciones (o del coeficiente sísmico para el método estático), razón por la cual los métodos que utilizan este criterio se denominan “métodos de diseño basados en fuerza”. Este es un criterio tradicional que se utiliza desde los comienzos de la ingeniería sísmica. Sin embargo, en las últimas décadas, investigadores y diseñadores de distintos países han comenzado a desarrollar una nueva definición de la acción sísmica, considerando los desplazamientos laterales como variable principal de diseño (Priestley et al, 2007). Es así que han surgido distintos “métodos de diseño basado en desplazamiento”, los cuales han madurado en su formulación e implementación, de modo que es muy factible que en un futuro cercano se incorporen paulatinamente a los códigos de diseño.

El concepto de espectro es de gran importancia para definir y cuantificar la acción sísmica; es por ello que se presentan a continuación aspectos básicos sobre los espectros de respuesta y de diseño.

2.1.1. Espectros de respuesta

Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los terremotos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importante para el diseño sismorresistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración (ver Figura 2-1). A través de ellos, se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos del diseño sismorresistente. En forma general, puede definirse espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que

¹ El primer registro de aceleración de un sismo severo se obtuvo en 1933 en Long Beach, California, y en la actualidad se dispone de bases de datos con numerosos registros, los cuales puede descargarse, por ejemplo, de:

<http://db.cosmos-eq.org/scripts/earthquakes.plx>, o
<http://peer.berkeley.edu/smcat/>

produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ .

El espectro de respuesta elástica representa el máximo de un parámetro de respuesta (aceleración, desplazamiento, etc) para osciladores simples de un grado de libertad con un periodo de vibración T y un amortiguamiento relativo ξ para un terremoto dado. En la Figura 2-1 se presenta el gráfico correspondiente a un espectro de aceleración.

El concepto de los espectros comenzó a gestarse gracias a una idea Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Unos años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos, con los cuales se podía determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto. Maurice Biot, en el Instituto Tecnológico de California, fue quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica; luego Housner, Newmark y muchos otros investigadores desarrollaron e implementaron este concepto en criterios de aplicación práctica.

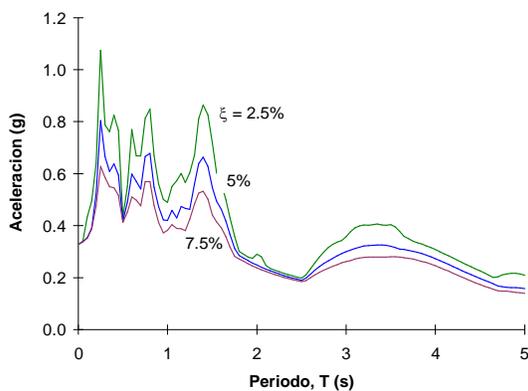


Fig. 2-1. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999, registro YPT.

2.1.2. Espectros de diseño

Debido a que los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismorresistentes utilizan espectros de diseño. Éstos presentan dos características principales: (i) consideran

la peligrosidad sísmica de una zona o región y (ii) son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta.

La obtención de las respuestas espectrales, como parte del análisis de amenaza sísmica, puede realizarse mediante procedimientos probabilísticos o determinísticos, según lo que resulte más conveniente en cada caso (Maguire, 2004; Reiter, 1990).

Desde hace más de una década, se ha desarrollado en Estados Unidos un procedimiento que permite definir los espectros de diseño a partir de lo que se denomina terremoto máximo considerado (MEC, *maximum considered earthquake*). Éste no debe interpretarse como el máximo terremoto que puede ocurrir en una región, sino como el máximo nivel de sacudimiento que se considera razonable para el diseño de estructuras (Leyendecker et al., 2000). Se describe a continuación, en términos generales, el criterio que adoptan las especificaciones ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2005) para definir el espectro de diseño. El terremoto máximo considerado, MEC, se determina considerando una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (equivalente a un periodo de retorno² de 2475 años) y se caracteriza mediante tres parámetros principales:

- La aceleración espectral para periodos cortos ($T=0.2s$), S_S .
- La aceleración espectral para un periodo $T=1.0s$, S_1 .
- El periodo de transición para periodos largos, T_L (ver Figura 2-2).

Estos parámetros se obtienen de mapas disponibles para todo el país, y corresponden a un sitio clase B. La clasificación del sitio se realiza a partir de las propiedades del suelo y se consideran seis categorías, de la A a la F.

Para sitios cuya clase difiere de la B es necesario modificar la respuesta espectral, de modo de considerar el efecto del suelo, que afecta tanto los valores de aceleración como la forma del espectro. Esta modificación se logra mediante dos coeficientes de sitio, F_a y F_v , que multiplican a las aceleraciones espectrales S_S y S_1 . Los coeficientes F_a y F_v se encuentran tabulados y sus valores dependen de la clase de sitio y de los niveles de aceleración S_S y S_1 .

² El periodo de retorno T_R (o intervalo de recurrencia) se define como la inversa de la probabilidad de excedencia anual, p_a , de modo que $T_R=1/p_a$. Es usual, sin embargo, indicar la probabilidad de excedencia, p_t , durante un cierto periodo de tiempo t (por ejemplo: 50 años). En este caso, puede demostrarse que $T_R = -t / \ln(1 - p_t)$, (Reiter, 1990).

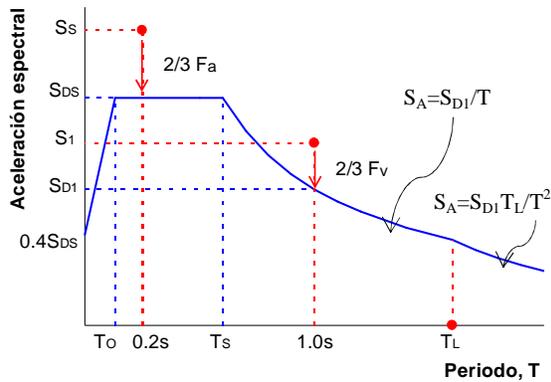


Fig. 2-2. Espectro de diseño considerado por las especificaciones ASCE/SEI 7-05.

El espectro de diseño se determina considerando una reducción de las aceleraciones espectrales de referencia para el terremoto máximo considerado, MCE, de modo que:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 F_a S_s \\ S_{D1} &= 2/3 F_v S_1 \end{aligned} \quad (2-1)$$

donde el factor 2/3 representa un “margen sísmico” para transformar el espectro MCE, que corresponde a un nivel de colapso, en otro a nivel de diseño. Como consecuencias de dividir por 2/3, se obtiene un margen uniforme contra el colapso, pero no una probabilidad de ocurrencia uniforme de los espectros obtenidos para distintos sitios (Leyendecker et al., 2000).

Las modificaciones indicadas de los parámetros de referencia S_s y S_1 se representa esquemáticamente en la Figura 2-2 mediante flechas. Debe notarse, sin embargo, que en ciertos casos los parámetros de diseño pueden ser mayores que los del espectro MCE cuando los factores de sitio F_a o F_v son mayores de 1.5 (lo cual puede ocurrir en suelos blandos).

Finalmente, para obtener el espectro completo, que consta de cuatro ramas (ver Figura 2-2) se determinan los periodos de transición T_0 y T_s mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.2 S_{D1} / S_{DS} \\ T_s &= S_{D1} / S_{DS} \end{aligned} \quad (2-2)$$

En la Figura 2-3 se presenta, a modo de ejemplo, dos típicos espectros de aceleración para diseño correspondientes a sitios clase B y E. Además se incluyen en esa figura (en línea de trazo) los espectros de desplazamientos deducidos a partir de los de aceleración³.

Es muy importante aclarar que las aceleraciones especificadas mediante los espectros de diseño de los códigos para cuantificar la acción sísmica no representan necesariamente los máximos que podrían ocurrir en esa zona o región. Más bien representan un nivel de movimiento sísmico que se considera aceptable a los efectos del diseño (AISC, 2006). La aplicación de las especificaciones reglamentarias (por ejemplo AISC 341-05 y 360-05) asegura que la estructura presenta una adecuada ductilidad para evitar el colapso ante la ocurrencia de un sismo severo.

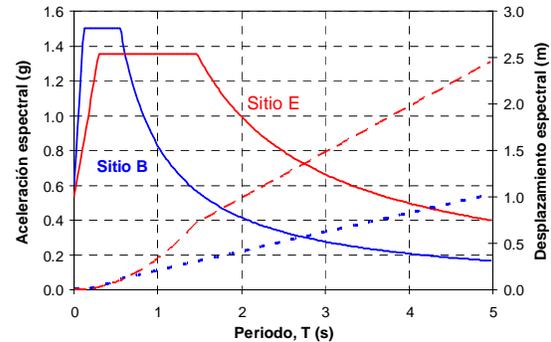


Fig. 2-3. Ejemplos de espectros de aceleración para diseño según ASCE/SEI 7-05 y los espectros de desplazamiento calculados a partir de los primeros.

2.1.3. Acción vertical del sismo

Los espectros descritos previamente se utilizan para definir la acción sísmica horizontal. Los reglamentos de diseño, normalmente, incluyen también requerimientos para considerar el efecto de la acción sísmica vertical. Esta consideración se debe a que el movimiento del suelo, resultante de la propagación de las ondas sísmicas, presenta también una componente en la dirección vertical. En el caso de las normas ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2005) se considera una aceleración espectral constante (que no es función del periodo) igual a $0.2 S_{DS}$. La aceleración así definida se considera que actúa sobre la masa vinculada a las cargas permanentes, de modo que se tiene un efecto vertical igual a $\pm 0.2 S_{DS} D$ (donde D representa la carga permanente).

2.2. DISEÑO POR CAPACIDAD

El método de diseño por capacidad se desarrolló originalmente en Nueva Zelanda para estructuras de hormigón armado. En la actualidad, es aceptado internacionalmente y sus principios se aplican también al diseño de estructuras de acero.

El diseño por capacidad se basa en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que componen el sistema estructural para permitir la formación de un mecanismo de deformación plástica (o mecanismo de colapso); se evita así la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello, se seleccionan ciertos compo-

³ Recordar que los valores de desplazamiento espectral, S_D , puede derivarse de la aceleración espectral (estrictamente es la pseudo-aceleración), S_A , mediante la relación: $S_D = \frac{T^2}{4\pi^2} S_A$.

nentes o zonas de la estructura sismorresistente, los cuales son diseñados y detallados para disipar energía en forma dúctil y estable. En estas zonas críticas, denominadas comúnmente “rótulas plásticas”, el sismo induce deformaciones plásticas por flexión y se evitan otros mecanismos de falla mediante un incremento de la resistencia asignada (por ejemplo fallas de corte en los miembros de hormigón armado o problemas de pandeo local en secciones de acero). Todos los demás componentes se protegen de la posibilidad de falla asignando una resistencia mayor que la correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia esperada en las potenciales regiones de plastificación (Paulay y Priestley, 1992).

En el caso de pórticos, la rótula plástica se asocia a una zona de disipación de energía por flexión, pero el concepto puede ampliarse a otras estructuras con zonas donde se produce fluencia por corte, tracción, tracción-compresión, o incluso a dispositivos especialmente diseñados como disipadores de energía. De esta forma, el diseño por capacidad permite contrarrestar las incertidumbres existentes para definir la demanda sísmica y asegura que la estructura responda en forma estable y con adecuada capacidad de disipación de energía.

Las especificaciones AISC 341-05 incorporan los conceptos del diseño por capacidad para la verificación de ciertos componentes, por ejemplo columnas, considerando las sollicitaciones inducidas cuando se desarrolla el mecanismo de deformación plástica. En otras palabras, esos componentes no se diseñan para resistir las sollicitaciones inducidas por la acción sísmica de diseño sino las correspondientes al nivel de resistencia última de la estructura. Para ello se define un factor de sobrerresistencia del sistema estructural, Ω_o . Este aspecto se explica con más detalle en secciones subsiguientes de este capítulo.

2.3. FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Los códigos de diseño estructural usualmente indican el nivel general de protección que debe esperarse de ellos. Para las estructuras sismorresistentes la mayoría de los códigos establece requerimientos mínimos para asegurar la protección de la vida humana (esto es, evitar el colapso parcial o total) pero sin controlar el daño que puede resultar de la acción sísmica.

Las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en rango inelástico, de modo de desarrollar ductilidad y disipar energía durante la ocurrencia de un terremoto severo. Es importante recordar que el desarrollo de la ductilidad implica la ocurrencia de daño estructural, el cual resulta de la fluencia del acero y eventualmente de problemas de inestabilidad como el pandeo local. El daño que produce el terremoto tiene un costo de reparación, pudiendo ser significativo según el tipo y la cantidad de compo-

nentes afectados, las técnicas de reparación requeridas., etc.

Este criterio difiere significativamente del aplicado, por ejemplo, para acciones laterales por viento, donde la estructura se diseña con el objetivo de permanecer en rango esencialmente elástico. La razón principal de esta diferencia es fundamentalmente económica, a los efectos de que los costos de construcción sean aceptables. Es por ello que las fuerzas obtenidas a partir del espectro de diseño (espectro elástico) son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta, R , el cual considera principalmente el efecto de la ductilidad y la sobrerresistencia del sistema y puede expresarse como:

$$R = R_\mu \Omega_o \quad (2-3)$$

Para explicar los conceptos anteriores resulta útil analizar la respuesta estructural mediante un diagrama corte basal- desplazamiento lateral, como se muestra en la Figura 2-4. El nivel de fuerza definido por el espectro de diseño se representa mediante el corte basal elástico, V_e , mientras que el nivel de diseño se indica mediante el corte basal V_D . Este nivel representa el inicio de la fluencia, cuando la estructura abandona el comportamiento lineal y elástico. El factor R reduce las fuerzas a un nivel correspondiente al estado límite último o de resistencia, no a un nivel de servicio.

A medida que los desplazamientos aumentan, la respuesta es no lineal y la estructura es capaz de desarrollar una resistencia mayor que V_D . La respuesta real de la estructura puede aproximarse mediante una respuesta bilineal equivalente, a los efectos de definir el nivel de fluencia (con corte basal V_Y).

El factor de sobrerresistencia Ω_o tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles V_Y y V_D , la cual surge de la redundancia estructural, de la sobrerresistencia de los materiales, del sobredimensionamiento de los miembros, de combinaciones de cargas distintas al sismo, de límites de distorsión de piso, etc. En los comentarios de la recomendación FEMA 450, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures* (FEMA 2003) se presenta una detallada descripción conceptual del factor Ω_o y se analiza el mismo considerando que su valor está determinado por tres factores $\Omega_o = \Omega_D \Omega_M \Omega_S$. Estos tres factores representan la sobrerresistencia de diseño, la debida al material y la del sistema, respectivamente.

El factor de reducción R_μ considera la ductilidad del sistema (definida como $\mu = \delta_S / \delta_Y$) que proporcionan los componentes con capacidad para disipar energía. El factor R_μ cuantifica la diferencia entre el nivel de respuesta elástica, V_e , y la resistencia V_Y de la estructura.

El uso del factor de modificación de respuesta simplifica el proceso de diseño, porque el ingeniero estructural sólo debe realizar un análisis elástico, aún cuando la estructura se deforme en rango no lineal. Sin embargo, es importante resaltar que el análisis elástico no

permite evaluar adecuadamente los desplazamientos laterales, dado que los obtenidos por ese procedimiento (δ_e) son menores que los desplazamientos que se producirán en rango inelástico. Esta es la razón por la cual se considera un factor de amplificación de desplazamientos, C_d , para estimar los desplazamientos de diseño δ_s , como se indica esquemáticamente en la Figura 2-4.

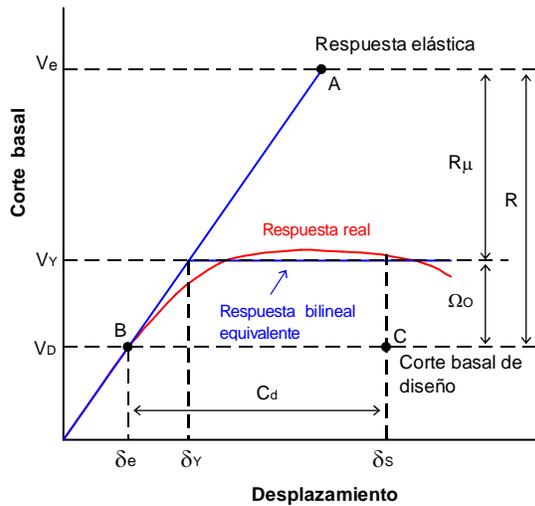


Fig. 2-4. Respuesta global del sistema, con indicación de los factores R , Ω_o y C_d .

Puede concluirse que las acciones se definen a partir de un espectro de diseño considerando el comportamiento lineal y elástico del sistema (ver Figura 2-4, punto A), que se reduce luego mediante el factor R , bajo la hipótesis de que la estructura dispone de adecuada capacidad de disipar energía y sobrerresistencia. Con la acción sísmica así definida se realiza el análisis estructural con métodos estáticos o dinámicos, para determinar solicitaciones de diseño y desplazamientos (punto B). Los desplazamientos de diseño se obtienen mediante la amplificación de los resultados del análisis elástico (punto C).

El factor de sobrerresistencia se utiliza luego en el diseño de ciertos componentes de estructuras dúctiles, por ejemplo columnas, con el objeto de aplicar conceptos del diseño por capacidad. Es decir, que esos componentes estructurales no se diseñan para resistir las solicitaciones correspondientes a la acción sísmica V_D sino para resistir las solicitaciones que se inducen cuando la estructura desarrolla su resistencia real ($\Omega_o V_D$).

Los valores del factor de modificación de respuesta R , del factor de sobrerresistencia Ω_o y del factor de amplificación de desplazamientos C_d , se encuentran tabulados en los respectivos códigos en función del tipo y material de la estructura. La evaluación de dichos factores, particularmente de R , se ha desarrollado a lo largo de varias décadas, de modo que en la actualidad se dispone de información confiable para los distintos tipos estructurales. La Tabla 2-1 presenta los

valores correspondientes a estos factores para distintos tipos de estructuras metálicas, de acuerdo con las especificaciones ASCE/SEI 7-05.

Del análisis de la Tabla 2-1 se observa que un mismo tipo estructural puede diseñarse con distintos valores de R , a criterio del ingeniero estructural, según sea la categoría que se adopte. Por ejemplo, para los pórticos no arriostrados especiales se adopta $R=8$ y para los ordinarios $R=3.5$, lo cual implica que el corte basal de diseño, V_D , será significativamente mayor en este último caso. Sin embargo, los pórticos ordinarios se verifican con criterios menos estrictos y los detalles constructivos y las conexiones son más simples y económicas. También se deduce de dicha tabla que la reducción por ductilidad ($R_\mu = R / \Omega_o$, según Ecuación 2-3) adopta valores comprendidos entre 4 y 3 para las estructuras con mayor capacidad de disipar energía, y varía entre 1.5 y 2 para las estructuras menos dúctiles. Para el caso extremo de estructuras sin detalles sismorresistentes (última fila de la Tabla 2-3), el factor de reducción por ductilidad es 1.

2.4 DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DISTORSIÓN DE PISO

El desplazamiento lateral que experimentan las estructuras por acciones como viento o sismo es una variable de importancia en el diseño, debido a su vinculación con tres aspectos: (i) la estabilidad estructural y el daño, (ii) el control de daño en elementos no estructurales, y (iii) el confort de los usuarios de la construcción. En el caso de la acción sísmica, el tercer aspecto no es significativo dado que el objetivo primario del diseño es evitar la pérdida de vidas humanas.

Como se indicó previamente, los desplazamientos calculados a partir del análisis elástico no representan adecuadamente el nivel al cual debe plantearse la verificación (punto B en Figura 2-4). Los desplazamientos laterales en estructuras sometidas a la acción sísmica de diseño son mayores por el desarrollo de la ductilidad. Es por ello que los códigos utilizan un factor de mayoración para obtener los valores de los desplazamientos de diseño. Durante mucho tiempo, se utilizó el mismo factor R tanto para reducir las fuerzas elásticas como para amplificar los desplazamientos, fundamentando este criterio en el “principio de igual desplazamiento”. El mismo indica que el desplazamiento máximo originado por la acción sísmica en un sistema elástico es igual al desplazamiento máximo en el sistema no lineal, para el caso de estructuras con periodos mayores que un periodo característico del terreno. Este conocido “principio” en realidad no es tal, sino que representa una observación deducida a partir valores promedios obtenidos de resultados de análisis dinámicos.

Tabla 2-1. Valores de los factores R , Ω_o y C_d , según ASCE/SEI 7-05.

Sistema sismorresistente	R	Ω_o	C_d
Pórticos no arriostrados especiales	8	3	5.5
Pórticos no arriostrados espe-	7	3	5.5

ciales con vigas reticuladas			
Pórticos no arriostrados intermedios	4.5	3	4
Pórticos no arriostrados ordinarios	3.5	3	3
Pórticos arriostrados excéntricamente con conexiones viga-columna a momento fuera del enlace dúctil	8	2	4
Pórticos arriostrados excéntricamente sin conexiones viga-columna a momento fuera del enlace dúctil	7	2	4
Pórticos arriostrados excéntricamente en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño.	8	2.5	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2	5
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente	3.25	2	3.25
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño.	7	2.5	5.5
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente en sistemas duales con pórticos no arriostrados intermedios capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño.	6	2.5	5
Pórticos con riostras de pandeo restringido con conexiones viga-columna a momento	8	2.5	5
Pórticos con riostras de pandeo restringido sin conexiones viga-columna a momento	7	2	5.5
Pórticos con riostras de pandeo restringido en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño	8	2.5	5
Muros de corte con placas de acero en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño	8	2.5	6.5
Estructuras de acero sin detalles sismorresistentes (excluyendo sistemas con columnas en voladizo)	3	3	3

En la actualidad, algunos códigos consideran factores diferentes para calcular los desplazamientos inelásticos, como en el caso de las reglamentaciones norteamericanas que utilizan para ese fin el factor C_d , de modo que el desplazamiento de diseño se determina como:

$$\delta = \frac{C_d \delta}{I} \quad (2-4)$$

donde I es factor de importancia, cuyo valor se encuentra tabulado (para el reglamento ASCE/SEI 7/05 varía entre 1.0 y 1.5).

En los procedimientos de diseño basados en fuerza, el control de desplazamientos se plantea como una

verificación adicional, que en el caso de estructuras flexibles, como los pórticos no arriostrados, puede resultar en una modificación del diseño. Como parámetro de control usualmente se considera el desplazamiento relativo de piso, Δ , definido como la diferencia entre los desplazamientos horizontales últimos correspondientes al nivel superior e inferior del piso, o bien la distorsión horizontal de piso, θ_i , definida por (ver Figura 2-5):

$$\theta_i = \frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{(\delta_i - \delta_{i-1})}{h_i} \quad (2-5)$$

A nivel global, también se puede definir la distorsión de piso total como la relación entre el desplazamiento total y la altura del edificio:

$$\theta_T = \frac{\delta_T}{h_T} \quad (2-6)$$

Los valores límites para los casos más usuales varían entre 0.01 y 0.02 dependiendo del tipo de estructura, la categoría de ocupación, etc.

2.5 ESTADOS DE CARGA Y ANÁLISIS

2.5.1. Factor de redundancia

La redundancia estructural es un concepto importante en el diseño sismorresistente (inicialmente fue introducido por el Código UBC en 1997, Bertero y Bertero, 1999) y distintos reglamentos consideran explícita o implícitamente su influencia. Tradicionalmente se define la redundancia como el número de ecuaciones que se requiere para la solución de un problema estructural, en adición a las ecuaciones de equilibrio. Esta definición se basa en aspectos vinculados al análisis, pero resulta inadecuada desde el punto de vista del diseño sismorresistente. Es por ello que la redundancia se relaciona con la configuración estructural de la construcción y con la posibilidad de falla de sus componentes. Un sistema estructural compuesto por muchos componentes diseñados para resistir la acción sísmica y en los cuales las fuerzas laterales se distribuyen entre gran parte de esos componentes, presenta una probabilidad de falla menor que un sistema con pocos componentes.

Bertero y Bertero (1999) indicaron que los efectos benéficos más importantes de la redundancia son la distribución de la disipación de energía en la estructura, evitando la concentración de daño y la reducción de la demanda de desplazamientos y ductilidad como consecuencia de efectos torsionales en rango elástico. Es por ello que las normas norteamericanas consideran un factor de redundancia, ρ , cuyo objeto es el de aumentar la acción sísmica de diseño en el caso de sistemas menos redundantes. Se consideran dos casos, con valores de 1.0 y 1.3. En forma general, el valor más elevado corresponde a estructuras donde la remoción de una riostra o de una viga resulta en una reducción del 33%

o más de la resistencia lateral del piso. Este factor se aplica al estado de carga sísmica, según se indica en la sección siguiente.

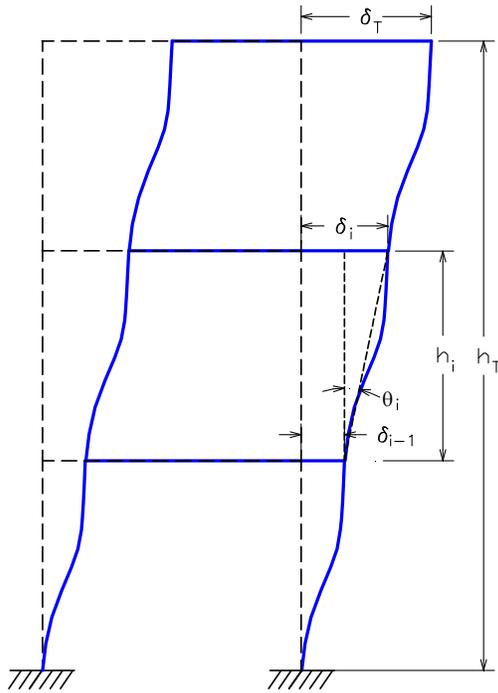


Fig. 2-5. Deflexión lateral de la estructura y definición de la distorsión de piso.

Es importante mencionar que la consideración del factor de redundancia para incrementar la acción sísmica en estructuras con baja redundancia implica, prácticamente, una reducción del factor de modificación de respuesta R . Desde el punto de vista conceptual, puede concluirse que son tres los aspectos principales que afectan la respuesta de la estructura ante la acción sísmica: la ductilidad, la sobrerresistencia y la redundancia estructural. De este modo, la Ecuación 2-3 puede modificarse para incluir estos tres factores explícitamente en una única expresión:

$$R = R_{\mu} \Omega_o 1/\rho \quad (2-5)$$

2.5.2. Combinaciones de carga con acción de sismo

Las especificaciones sísmicas para construcciones de acero requieren que la resistencia requerida se determine a partir de las combinaciones de carga estipuladas en el código de aplicación (por ejemplo el AISC/SEI 7-05, ver Ecuaciones 1-2 y 1-3). En la consideración de la acción sísmica debe considerarse el efecto de la vibración vertical, E_v , según se explicó previamente en la Sección 2.1.2, y el factor de redundancia estructural, ρ , definido en la Sección 2.5.1. Es por ello que se aplica el siguiente criterio:

- En las combinaciones de carga 5 y 6 del método ASD (Ecuaciones 1-1) y en la combinación 5 del

método LRFD (Ecuaciones 1-3), el efecto de la carga sísmica se determina como:

$$E = \rho E_h + E_v \quad (2-6)$$

- En la combinación de carga 8 del método ASD (Ecuaciones 1-1) y en la combinación 7 del método LRFD (Ecuaciones 1-3), el efecto de la carga sísmica se determina como:

$$E = \rho E_h - E_v \quad (2-7)$$

donde E_h representa el efecto de la acción sísmica horizontal.

Adicionalmente, las especificaciones sísmicas AISC 341-05 requieren, en ciertos casos, que la determinación del efecto sísmico se realice considerando el factor de sobrerresistencia Ω_o (cargas sísmicas amplificadas). Para ello, el efecto sísmico que se introduce en las combinaciones de carga se define como:

$$E = \Omega_o E_h \pm E_v \quad (2-8)$$

donde el signo del efecto sísmico vertical se aplica según corresponda. Este criterio se aplica en el diseño de componentes de estructuras dúctiles, en los cuales se contemplan los principios del diseño por capacidad. De esta forma, se trata de diseñar ciertos componentes con un nivel de resistencia requerida mayor, resultante del desarrollo del mecanismo plástico. Las especificaciones indican explícitamente cuándo deben considerarse las cargas sísmicas amplificadas, por ejemplo para el diseño de columnas con carga axial elevada, bases de columnas, conexiones de riostras, etc.

2.5.3. Métodos de análisis

Los métodos de análisis han evolucionado paulatinamente según los avances de la ingeniería sismorresistente y el desarrollo y difusión de la computadora como herramienta de cálculo. El primer método aplicado fue el de las fuerzas estáticas equivalentes, en el cual el efecto dinámico de la acción sísmica se representa en forma simplificada mediante fuerzas laterales. Este criterio aún se aplica en la actualidad para construcciones de baja o mediana altura con características de regularidad estructural en planta y en elevación. El segundo procedimiento es el "método de análisis modal espectral" que considera la naturaleza dinámica del problema

Finalmente, los reglamentos contemplan la posibilidad de realizar análisis dinámicos con integración temporal, definiendo la acción sísmica mediante varios registros de aceleración. Estos registros pueden ser obtenidos de sismos reales o bien generarse artificialmente y, cualquiera sea el caso, deben cumplir con requisitos especiales a los efectos de asegurar que representan adecuadamente el terremoto de diseño. De esta forma, se puede representar la naturaleza dinámica de la acción sísmica, si bien el volumen de los datos de

salida es significativamente mayor que en los otros métodos, debido a que todas las variables (solicitaciones y desplazamientos) son funciones temporales y deben seleccionarse sus valores máximos a los efectos del diseño. El código ASCE/SEI 7-05 permite también realizar análisis dinámicos inelásticos, es decir, considerando el comportamiento real de la estructura. Sin embargo, la complejidad del análisis y la interpretación de los resultados son significativamente mayores, por lo cual este procedimiento debería ser aplicado solo por diseñadores con experiencia y conocimientos profundos de la dinámica no lineal.

Los lectores interesados en profundizar sobre los métodos dinámicos pueden consultar los textos de Clough y Penzien (1993), y Chopra (2006), que representan excelentes referencias sobre estos temas.

2.6. TIPOS ESTRUCTURALES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO

Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas. Esto le permite al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares.

En las secciones siguientes se describen, en términos generales, los distintos tipos de estructuras sismorresistentes de acero, especialmente aquellos que se encuentran explícitamente incluidos en las especificaciones sísmicas AISC 341-05. Posteriormente, en los Capítulos 3, 4 y 5 y se presentan los aspectos particulares del diseño de pórticos no arriostrados y pórticos arriostrados concéntrica y excéntrica.

2.6.1 Pórticos no arriostrados

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, bulones o ambos (ver figura 2-6). Las barras componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la cual también se los denomina “pórticos a momentos”.

Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones AISC 341-05 consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios. Los pórticos especiales requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos, lo cual permite utilizar un factor de modificación de respuesta R mayor (y por ende la acción sísmica es menor). En contraposición,

los pórticos ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores y menor nivel de detalle. Resulta difícil indicar a priori cuál de las dos alternativas resulta más económica. El diseñador deberá evaluar las características y condicionantes de cada caso para encontrar la solución óptima, considerando aspectos estructurales, constructivos y de costo.



Fig. 2-6. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las cuales son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión. Como se mencionó en el capítulo anterior, se ha avanzado significativamente en este aspecto a partir de las lecciones aprendidas luego de los terremotos de Northridge y Kobe.

Dentro de las alternativas que ofrece este tipo estructural, las especificaciones sísmicas AISC 341-05 contemplan un caso particular: los pórticos con vigas reticuladas (ver Figura 2.7). Éstos se caracterizan por contar con un segmento especial en la viga que se diseña para deformaciones inelásticas significativas cuando es sometido a la acción del sismo, de acuerdo a un mecanismo de deformación plástica como el que se indica en la Figura 2-8 (Basha y Goel, 1994, Goel et al., 1998). La disipación de energía resulta de la fluencia por flexión en los cordones de la viga y la fluencia axial y pandeo de las barras diagonales dentro del segmento especial. Las partes restantes de la viga y las columnas se diseñan para permanecer en rango elástico.

De acuerdo a las especificaciones AISC 341-05, la luz de la viga reticulada no debe exceder los 20 m y su altura total no debe ser mayor que 1.8m. La longitud del segmento especial debe estar comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la luz de la viga (el primer límite surge de consideraciones para controlar la demanda de ductilidad en los componentes que fluyen, mientras que el segundo límite se debe a razones prácticas). La relación

entre la longitud y la altura de cualquier panel dentro de la zona del segmento especial debe estar comprendida entre 0.67 y 1.5. Es recomendable disponer el segmento especial en la zona central de la viga, debido a que el esfuerzo de corte producido por las cargas gravitatorias es mínimo en esta posición.

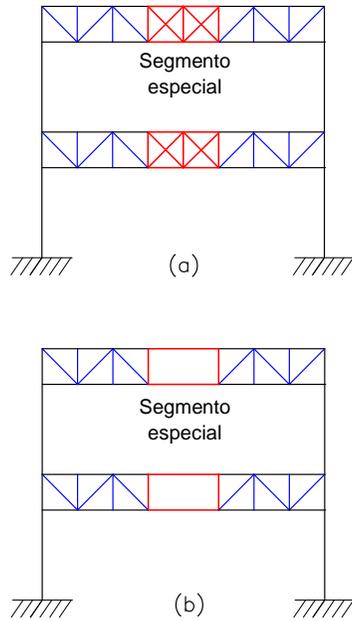


Fig. 2-7. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas, (a) segmento especial con reticulado en X, y (b) segmento con panel Vierendeel.

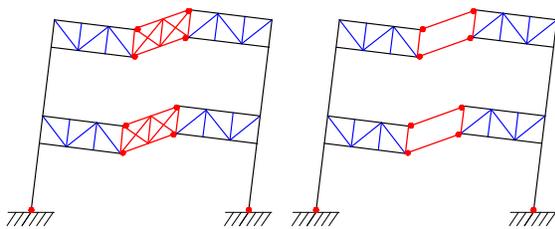


Fig. 2-7. Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de pórticos no arriostrado con viga reticulada.

Los ensayos estructurales realizados por distintos investigadores indican que los pórticos especiales con viga reticulada presentan un comportamiento dúctil, con una respuesta cíclica estable hasta distorsiones de piso del 3%.

2.6.2. Pórticos arriostrados concéntricamente

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma

una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Se pueden plantear diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la Figura 2-9. La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

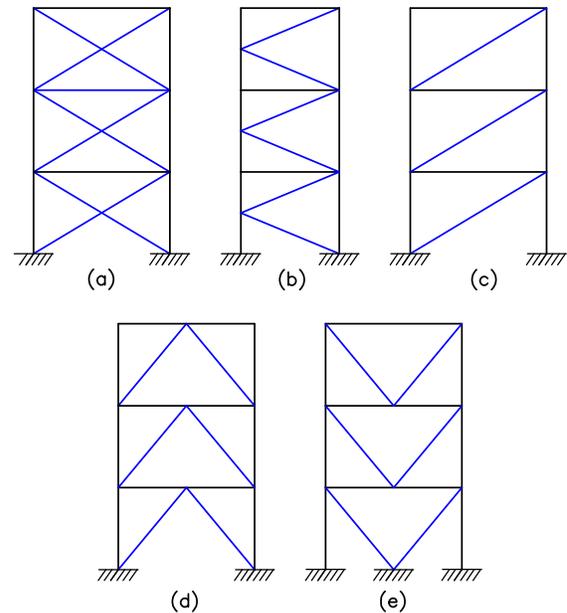


Fig. 2-9. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño.

Desde el punto de vista arquitectónico, los pórticos no arriostrados pueden considerarse como menos intrusivos, debido a que otorgan mayor libertad al diseñador en la distribución de espacios. Sin embargo, muchos arquitectos han logrado excelentes diseños mostrando y resaltando las riostras como componentes importantes de la solución estética adoptada, como se muestra en el ejemplo de Figura 2-10.

Los arriostramientos concéntricos de acero presentan ventajas significativas para la rehabilitación sísmica de estructuras (ver Figura 2-11), ya que permiten fabricar los componentes de acero en taller y luego montarlos en obra con alteraciones mínimas de la actividad que se desarrolla en la construcción. Adicionalmente, en ciertos casos, es posible colocar solamente riostras de acero para rehabilitar estructuras apertocadas existentes, tal como se muestra en la Figura 2-12.



Fig. 2-10. Edificio “Hearst Tower” en New York.



Fig. 2-12. Ejemplo de rehabilitación mediante el agregado de riostras de acero.



Fig. 2-11. Vista de un pórtico arriostrado utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de hormigón armado.

2.6.3. Pórticos arriostrados excéntricamente

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la distorsión de piso. Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas. Es por ello que en la década de 1970 se desarrolló en Japón (Fujimoto et al., 1972, y Tanabashi et al., 1974) y en Estado Unidos de América (Popov et al. 1987 y 1989) un sistema que trata de combinar las ventajas de los dos anteriores, contrarrestando sus debilidades. Así, surgieron los pórticos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga (ver Figura 2-13) donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas, llamadas enlaces (en inglés, *link*) se diseñan especialmente para disipar energía mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico.

La Figura 2-13 muestra las configuraciones más usuales con el enlace (zona dúctil) ubicado en las vigas. No es recomendable generar la zona de enlace en las columnas, debido a que en ese caso el esfuerzo axial (variable por efecto de la acción sísmica) dificulta la determinación precisa de la resistencia a flexión y corte. Además, la falla no deseada del enlace en la columna tendría consecuencias mucho más graves que

si el mismo se dispusiera en las vigas. En el caso de seleccionar las configuraciones indicadas en la Figura 2-13 (b) y (c), es importante destacar que la conexión viga-columna se encuentra ubicada en una zona dúctil con altas solicitaciones, de modo que debe diseñarse con requerimientos similares a los aplicados en el caso de conexiones en pórticos no arriostrados dúctiles.

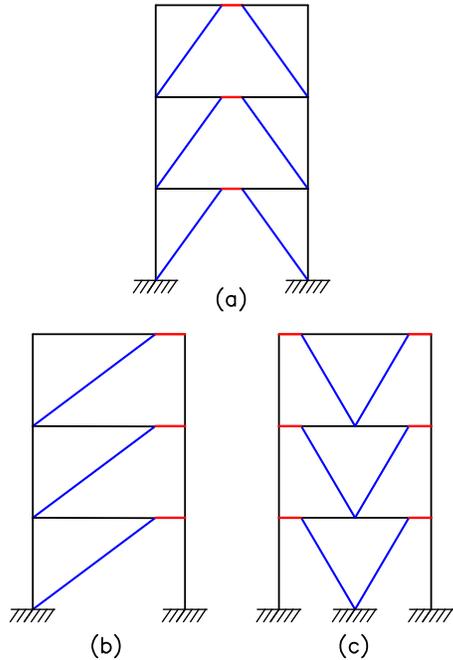


Fig. 2-13. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

Los pórticos arriostrados con conexiones excéntricas constituyen un buen ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, mediante el cual el diseñador define un mecanismo de deformación plástica y evita modos de falla no deseados. Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismorresistentes debido a que combinan una elevada rigidez lateral, por efecto de las riostras, y una muy adecuada capacidad de disipación de energía. Por estas razones, fueron adoptados rápidamente como sistema estructural en distinto tipo de construcciones sismorresistentes, incluso en casos de rehabilitación de estructuras existentes.

Los esfuerzos típicos que la acción sísmica induce en este tipo de pórticos se presentan en la Figura 2-14, para el caso de una estructura simple de dos pisos. Se observa claramente cómo la conexión excéntrica genera esfuerzos elevados de flexión y corte en la zona del enlace. Estos esfuerzos son los que producen la fluencia en dicha zona, disipando energía y asegurando así una adecuada ductilidad al sistema. El enlace puede diseñarse para fluir por corte o por flexión, siendo el primer mecanismo de fluencia el más conveniente. Esta zona debe diseñarse y detallarse en forma adecuada

para asegurar una respuesta dúctil y estable, controlando los efectos de inestabilidad por pandeo local, mediante rigidizadores (ver Figura 2.15).

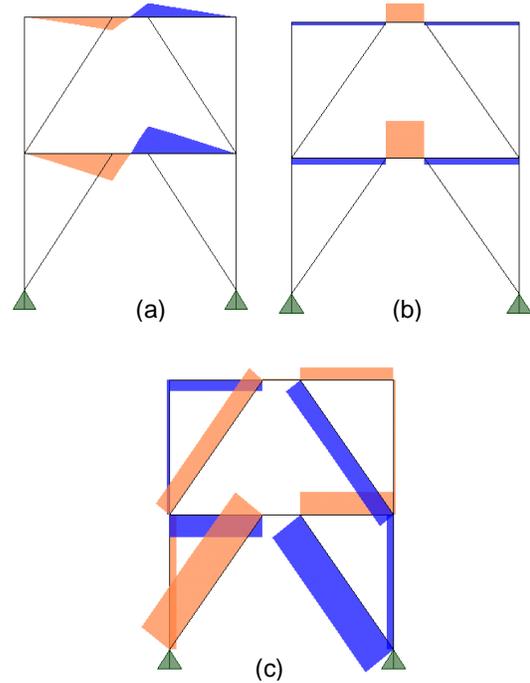


Fig. 2-14. Diagramas de solicitaciones por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales.



Fig. 2-15. Detalle del enlace en un pórtico con arriostramientos excéntricos

2.6.4. Muros de corte con placas de acero

Los muros de corte con placas de acero (SPSW) son estructuras formadas por placas esbeltas (alma del muro) conectadas a componentes de borde horizontal (HBE) y vertical (VBE), ver Figura 2-16. Las placas de acero se diseñan para fluir y pandear bajo la acción sísmica y constituyen así el principal mecanismos de deformación plástica y disipación de energía, mientras los componentes de borde permanecen en rango elástico. Solo se admite la formación de rótulas plásticas en los componentes de borde horizontal o vigas. Si bien este sistema estructural se ha usado desde hace varias

décadas en distintos países, recién en el año 2005 fue explícitamente incluido en las especificaciones sísmicas de la AISC 341-05.

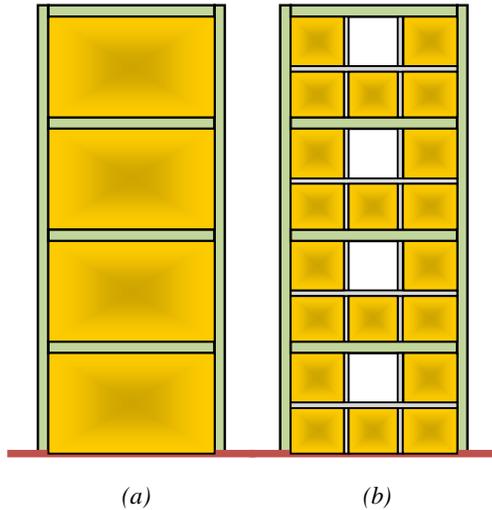


Fig. 2-16. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.

El tipo más usual de muros con placas de acero es el que incluye placas esbeltas sin rigidizadores, y representa la base para la cual fueron formuladas las especificaciones sísmicas AISC 341-05. Otra alternativa es el uso de muros con placas rigidizadas, mediante elementos adicionales de acero que incrementan la resistencia al pandeo de la placa por corte. De acuerdo con las características de los rigidizadores, se logra un efecto de rigidización total o parcial (en los casos en que son relativamente flexibles en comparación con la placa). Adicionalmente, pueden usarse muros compuestos con placas de acero, en los cuales se agrega hormigón en una o en ambas caras de la placa. La rigidización de la placa de acero tiene un efecto moderado sobre la rigidez y la resistencia de la estructura, pero mejora significativamente la respuesta histerética dado que al controlar el pandeo local y reducir el efecto de estrangulamiento de los ciclos (*pinching*, en inglés). Adicionalmente, el uso de rigidizadores disminuye la demanda de resistencia y rigidez sobre los componentes de borde. Sin embargo, estas ventajas estructurales se ven contrarrestadas por un aumento de los costos y tiempos de construcción, por lo cual se recomienda el uso de placas sin rigidizar (Sabelli y Bruneau, 2006).

La fluencia de las placas se desarrolla por un mecanismo de acción de campo a tracción, con un ángulo de aproximadamente 45° , mientras que el pandeo de la placa se produce en la dirección perpendicular a niveles bajos de carga (debido a la esbeltez de la placa). La Figura 2-17 muestra la placa de acero de un muro ensayado por Berman y Bruneau (2003), donde se observa claramente la fluencia por tracción diagonal y el pandeo local originado por las tensiones principales de compresión.



Fig. 2-17. Vista de la placa de acero, con clara evidencia de fluencia y pandeo, en ensayos realizados por Berman y Bruneau (2003).

El dimensionamiento de los componentes del muro de corte con placas de acero requiere de modelos que permitan determinar los esfuerzos en los componentes de bordes y las tensiones en la placa. Además, el análisis permite evaluar los desplazamientos laterales a los efectos de cumplir con las limitaciones reglamentarias para controlar las distorsiones de piso. Los métodos de análisis más usuales son el método de las bandas y el método de la membrana ortótropa. Este último requiere de software específico para su aplicación y no todos los programas de análisis estructural de uso profesional incluyen esta alternativa. Otra opción es el uso del método de los elementos finitos para modelar los componentes de borde y las placas de acero. Esta metodología es más general y permite representar casos más complicados, como por ejemplo por la presencia de aberturas u otras irregularidades.

El método de las bandas fue introducido por Thorburn, en 1983, y luego desarrollado y mejorado por muchos otros investigadores (según lo indicado por Sabelli y Bruneau, 2006). Este procedimiento se basa en el comportamiento observado de la placa de acero (ver Figura 2-18), de modo que la misma es reemplazada por una serie de barras diagonales paralelas que representan la rigidez y resistencia sólo a tracción, según se representa en la Figura 2-19. La comparación de resultados obtenidos con este modelo y los datos experimentales muestra una buena concordancia en la medida que el modelo se formule adecuadamente. Para ello es fundamental considerar 10 bandas de tracción como mínimo y definir el ángulo de inclinación α (según se indica en párrafos subsiguientes).

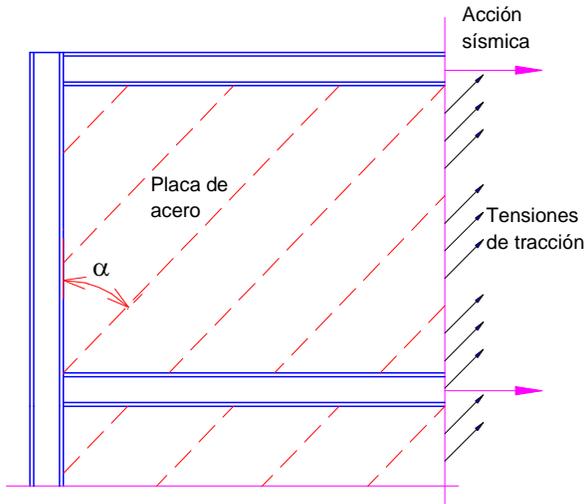


Fig. 2-18. Esquema del comportamiento estructural de la placa una vez que se desarrolla la acción de campo por tracción.

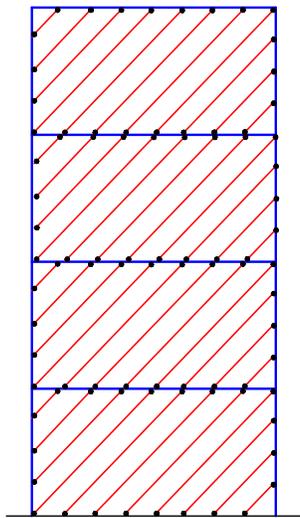


Fig. 2-19. Modelo de un muro de corte con placas de acero según el método de las bandas.

La resistencia de diseño a corte, $V_d = \phi V_n$, se determina considerando $\phi=0.90$ y la resistencia nominal para el estado límite de fluencia por corte igual a:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \text{ sen } (2\alpha) \quad (2-9)$$

donde t_w es el espesor del alma, L_{cf} es la distancia libre entre componentes de borde verticales y α es un ángulo definido por:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2 A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (2-10)$$

donde A_b es el área de HBE, A_c el área de VBE, h la distancia entre ejes de HBE y L la distancia entre ejes de VBE.

Las ventajas de los muros de corte con placas de acero son importantes y se destacan por su elevada resistencia y rigidez lateral (similar a la de los pórticos arriostrados), a lo cual se suma una adecuada capacidad de disipación de energía. En comparación con los muros de hormigón armado, se caracterizan por su rapidez de construcción y una masa significativamente menor, si bien los muros con placas de acero presentan una menor rigidez lateral debido a la esbeltez de la placa. Es importante considerar también que se han desarrollado métodos de análisis y diseño simples y confiables, de modo que no son necesarios los procedimientos sofisticados. Los muros con placas de acero pueden usarse en distintos tipos de construcciones, desde edificios residenciales de baja altura hasta edificios elevados. Sin embargo, ciertos requerimientos de las especificaciones vigentes exigen condiciones que conducen a soluciones onerosas y complicadas para construcciones menores. Como ejemplo, puede citarse el requerimiento de que las vigas y las columnas que forman parte de los muros cumplan condiciones similares a la de los pórticos no arriostrados especiales. Es importante mencionar que la presencia de tensiones de compresión elevadas, originadas por las cargas gravitatorias, pueden demorar el desarrollo de la acción de campo por tracción y afectar la respuesta estructural. Es por ello que debe planificarse adecuadamente la secuencia constructiva, particularmente en edificios elevados, con el fin de colocar las placas de acero una vez que las cargas muertas han sido efectivamente aplicadas a la estructura.

Las especificaciones sísmicas AISC 341-05 limitan la relación largo/altura del panel, L/h , permitiendo valores comprendidos entre 0.8 y 2.5. La condición de que L/h sea mayor a 0.8 surge principalmente porque el método de análisis por fajas o bandas es aplicable en esos casos; cuando no se cumple esta condición, pueden intercalarse componentes horizontales intermedios para reducir la altura. El límite superior se incluye ante la falta de resultados experimentales con muros donde $L/h > 2.5$. En estos casos, la principal preocupación es el posible efecto negativo que podría resultar de componentes de borde horizontal excesivamente flexibles.

Los ensayos de laboratorio se han realizado sobre estructuras donde la relación largo/espesor, L/t_w , varió entre 300 y 800. Las especificaciones, sin embargo, no incluyen limitaciones para la relación L/t_w , aunque las restricciones sobre las distorsiones de piso indirectamente la controlan.

La presencia de aberturas puede generar concentraciones de tensiones y en consecuencia elevadas demandas localizadas. Es por ello que se requiere que las aberturas se rodeen de componentes de bordes, como se indica esquemáticamente en la Figura. 2-16 (b). No se dispone de información experimental sobre muros con aberturas sin componentes de borde.

Las conexiones entre las placas de acero y los componentes de bordes (vigas y columnas) se pueden reali-

zar mediante soldaduras o bulones. Estas conexiones deben diseñarse a partir de aplicar conceptos del diseño por capacidad, considerando que la placa de acero desarrolla su resistencia a tracción.

En la publicación *Steel Design Guide 20-Steel Plate Shear Walls* (Sabelli y Bruneau 2006) puede encontrarse una detallada descripción sobre el diseño de estas estructuras, con numerosos ejemplos de aplicación en USA, Japón, Canadá y México.

2.6.4. Sistemas con disipadores de energía. Barras de pandeo restringido

A partir de la década de 1980 se produjeron avances significativos en la ingeniería sismorresistente, particularmente por el desarrollo e implementación de distintos dispositivos o sistemas innovadores para controlar la acción sísmica. Entre éstos puede mencionarse el aislamiento sísmico, la incorporación de disipadores o amortiguadores de diversos tipos, los sistemas de masa sintonizada, etc. La descripción de estos sistemas de control escapa al alcance de este trabajo; el lector puede consultar bibliografía específica sobre estos temas (Skinner, Robinson y MacVerry, 1993; Soong y Dargush, 1997; Christopoulos y Filiatrault, 2006).

En particular, los disipadores de energía por fluencia de acero son dispositivos especialmente diseñados para asegurar una respuesta dúctil, presentando además la ventaja de que pueden reemplazarse fácilmente en caso de que fuera necesario. Se han diseñado e implementado distintas alternativas, cada una de las cuales presentan ventajas y también limitaciones, por lo cual el diseñador debe seleccionar la alternativa más conveniente. Muchos de estos disipadores han sido diseñados para ser colocados en estructuras arriostradas, con lo cual se logra una buena disipación de energía en combinación con una elevada rigidez lateral. Algunos de los primeros dispositivos surgieron como una mejora de los pórticos arriostrados excéntricamente, con el objetivo de disponer el componente dúctil, o disipador, fuera de la viga, como se indica en la Figura 2-20 (a). Como ejemplo de estos disipadores pueden mencionarse los dispositivos ADAS (por la siglas en inglés de *added damping and stiffness*) y TADAS (por la siglas en inglés de *triangular-plates added damping and stiffness*) (Tsai, 1993).

Otra opción son las riostras de pandeo restringido, que son disipadores de fluencia incorporados en la misma riostra, ver Figura 2-20 (b). Estas riostras fueron desarrolladas originalmente en Japón (Watanabe et al., 1988; Wada y Nakashima, 2004) y han sido aplicadas como una conveniente solución estructural tanto para construcciones nuevas (ver Figuras 2-21 y 2-22) como para la rehabilitación de edificios existentes en varios países (Black et al, 2002; Sabelli et al, 2002; Tremblay et al., 2006; Palazzo et al., 2009). Esta es la razón por la cual la las especificaciones sísmicas AISC 341-05 incluyeron un nuevo tipo estructural: los pórticos con

riostras de pandeo restringidos (BRBF, *buckling-restrained braced frames*).

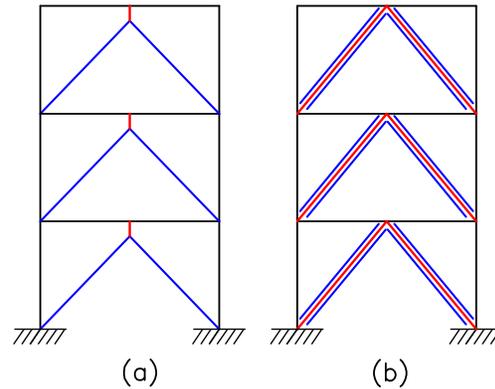


Fig. 2-20. Ejemplo de rehabilitación mediante el agregado de riostras de acero.



Fig. 2-21. Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido.

Las riostras de pandeo restringido están formadas por una barra o núcleo central recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior, el cual se rellena con mortero de cemento (*grout*), como se ilustra en la Figura 2-23. De esta forma, se logra que el núcleo central fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero de relleno evitan en pandeo global y local del núcleo. Las ventajas de las riostras de pandeo restringido frente a una riostra típica son significativas, debido a que se logra una respuesta estable y sin la reducción del área de los ciclos de histéresis por problemas de pandeo.



Fig. 2-22. Vista de una riostra de pandeo restringido utilizada en nuevo edificio de la Universidad de California, Berkeley (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley).

La Figura 2-24 muestra una comparación esquemática de los ciclos de histéresis para ambos casos. Se puede observar que las diferencias significativas se producen cuando las riostras se someten a compresión. La riostra de pandeo restringido presenta un comportamiento prácticamente igual en tracción y compresión, mientras que las riostras típicas presentan degradación de rigidez y resistencia por efecto del pandeo, reduciendo significativamente su capacidad de disipar energía.

La capa antiadherente que recubre el núcleo de acero cumple funciones importantes para lograr un adecuado desempeño de las riostras. En primer lugar, y como su nombre lo indica, dicha capa debe permitir que la barra central se deforme independiente del tubo exterior y el relleno de mortero. Adicionalmente, la capa debe tener un cierto espesor y flexibilidad para permitir la dilatación lateral del núcleo (efecto Poisson) cuando es comprimido por efecto de la acción sísmica. Si dicha dilatación es restringida, se produce una interacción con el mortero de relleno y se transfiere carga axial al tubo exterior, lo cual resulta en un aumento de la resistencia a compresión. Sin embargo, la capa antiadherente no puede ser demasiado flexible para evitar el pandeo global de la barra central y pandeo local (dependiendo del tipo de sección). De modo que debe llegarse a una situación de compromiso, para permitir la expansión lateral y simultáneamente controlar el pandeo de la barra central.

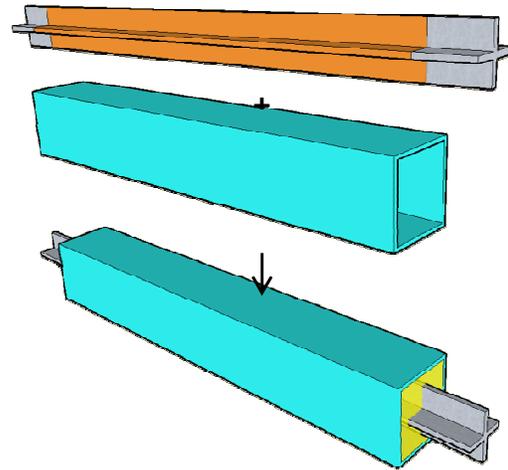


Fig. 2-23. Detalle de una riostra de pandeo restringido, formada por un núcleo central de acero recubierto con una capa deslizante dentro de un tubo exterior relleno con mortero de cemento.

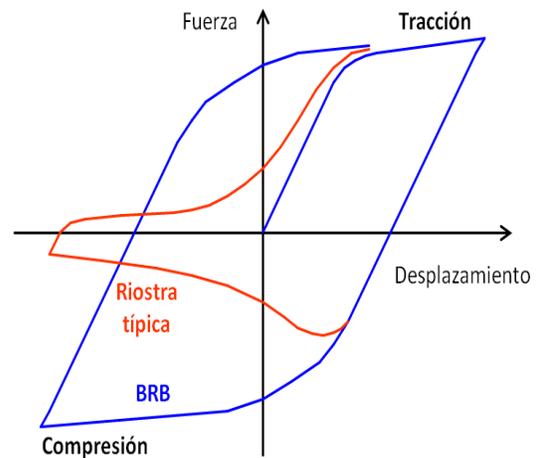


Fig. 2-24. Comparación de los ciclos de histéresis (fuerza axial-desplazamiento) de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido (BRB).

No se dispone en la literatura técnica de información precisa acerca de las características de la capa antiadherente porque las riostras de pandeo restringido, producidas por distintos fabricantes de Japón y USA, están protegidas por patentes comerciales. También se han diseñado e implementado soluciones que no están protegidas por patentes comerciales y que podrían implementarse sin mayores requerimientos tecnológicos en países Latinoamericanos. Palazzo et al. (2009) propusieron y ensayaron riostras formadas por un núcleo de sección circular sobre el cual se adhirió una capa de Teflón™, luego se aplicó una delgada capa de grasa y finalmente un recubrimiento de Neopreno™ de 1.7 mm de espesor para permitir la dilatación lateral. Los ensayos dinámicos de las riostras bajo carga axial cíclica permitieron verificar el adecuado comportamiento

de las riostras así construidas.

Las especificaciones sísmicas AISC 341-05 consideran aspectos del diseño por capacidad e introducen en concepto de resistencia ajustada de la riostra, la cual se utiliza para el diseño de otros componentes, como por ejemplo las conexiones. La resistencia ajustada en compresión se determina como $\beta \omega R_y P_{sc}$ y en tracción como $\omega R_y P_{sc}$, donde β es un factor de ajuste de la resistencia a compresión (mayor o igual a 1), ω es un factor de ajuste por endurecimiento de deformación, R_y es y P_{sc} es la resistencia nominal de la riostra (igual al área del núcleo central por la tensión mínima de fluencia). Los factores β y ω se determinan experimentalmente para un nivel de deformaciones correspondiente a dos veces la distorsión de piso de diseño. Estos ensayos deben realizarse en forma cíclica y representan una verificación del diseño que debe realizarse en forma obligatoria (si bien se aceptan ensayos debidamente documentados, realizados para otros proyectos).

El diseño de las conexiones de la riostra de pandeo restringido representa un aspecto de significativa importancia, y como se indicó previamente, se aplican criterios del diseño por capacidad para asegurar que las conexiones tengan la resistencia adecuada. Por esta razón, las especificaciones sísmicas AISC 341-05 indican que la resistencia requerida en las conexiones debe ser un 10% mayor que la resistencia ajustada de la riostra (método LRFD). También es muy importante diseñar adecuadamente la zona del núcleo central entre la conexión y el tubo exterior de acero. La misma debe tener la menor esbeltez posible para evitar el pandeo, y su longitud mínima se determina a los efectos de permitir que la barra central se deforme libremente en compresión (caso contrario, el mortero de relleno y el tubo exterior pueden colisionar con la conexión).

2.7. SISTEMAS SISMORRESISTENTES

El sistema sismorresistente (*seismic load resistant systems*, SLRS) de un edificio o construcciones similares, comprende todos los componentes estructurales y sus conexiones, necesarios para transferir las fuerzas de inercia inducidas por el sismo desde su punto de origen hasta el terreno de fundación. Los componentes de un sistema típico pueden agruparse en:

- Componentes verticales, que usualmente se disponen formando un plano resistente y conforman uno o más de los tipos estructurales descritos previamente, tales como pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados, tabiques con placas de acero, etc.
- Diafragmas horizontales, formados por losas, riostras u otros componentes, con el objeto de transmitir las fuerzas de inercia. Estos diafragmas actúan como vigas horizontales que distribuyen dichas fuerzas entre los componentes verticales, permitiendo así que se transfieran hasta el terreno de fundación.
- Fundaciones, son componentes de distinto tipo (bases, pilotes, plateas, etc.) destinados a transferir

todas las cargas al terreno sobre el que se funda la construcción.

- Conexiones, entre los distintos componentes que componen el sistema. El adecuado diseño y construcción de las conexiones constituyen un aspecto fundamental para garantizar la condición sismorresistente de todo el sistema.

A los efectos de asegurar la respuesta dúctil y estable del sistema sismorresistente, las especificaciones sísmicas AISC 341-05 definen los conceptos de zonas protegidas, soldaduras de demanda crítica y "área-k". Estos conceptos se explican en las secciones siguientes.

2.7.1. Zonas protegidas

Las zonas protegidas constituyen porciones limitadas de ciertos miembros o componentes del sistema sismorresistentes, que se diseñan especialmente para soportar deformaciones cíclicas inelásticas bajo la acción del sismo de diseño. Como ejemplo de estas zonas, pueden mencionarse las rótulas plásticas en vigas de pórticos no arriostrados y los conectores (o *links*) en pórticos arriostrados excéntricamente. Los resultados experimentales muestran la sensibilidad que presentan las zonas donde se desarrollan grandes deformaciones inelásticas a la presencia de discontinuidades originadas por soldaduras, perforaciones y cambios bruscos de sección. Muchas de las operaciones que se realizan durante la fabricación, el montaje y la terminación de la obra pueden crear este tipo de discontinuidades, por lo cual resulta necesario no sólo el diseño adecuado de la estructura, sino también la coordinación con otros grupos de trabajo, como por ejemplo los encargados de la construcción de los sistemas de instalaciones. (electricidad, agua, aire acondicionado, etc.)

Las especificaciones sísmicas AISC 341-05 incluyen criterios precisos para el diseño, el detalle y la fabricación de las zonas protegidas, particularmente cuando se utilizan uniones soldadas. Con ello se busca evitar defectos físicos y metalúrgicos que podrían resultar en fractura del material y degradación de resistencia, lo cual puede afectar la respuesta de todo el sistema. Sobre este tema, resulta de interés consultar la normativa AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*, editada por la *American Welding Society* y la referencia *Steel Design Guide 21: Welded Connections-A Prime for Engineers*, Miller, 2006.

De acuerdo con las especificaciones sísmicas AISC 341-05, en las zonas protegidas se debe cumplir con las siguientes exigencias:

- Deben repararse las discontinuidades originadas por puntos de soldadura, ayudas de montaje, cortes irregulares, etc.
- No se deben colocar conectores de corte soldados o puntos de soldadura en las alas de las vigas (por ejemplo para asegurar placas de acero en losas mixtas).
- No se deben disponer soldaduras, bulones y fija-

ciones para sostener paneles, carpintería, cañerías, otras instalaciones, etc.

No todas las zonas que experimentan deformaciones plásticas son consideradas como zonas protegidas. Así por ejemplo la zona panel en conexiones viga-columna no se incluye en esta categoría. No obstante ello, es conveniente evitar discontinuidades aún en estos casos.

2.7.2 Tipos de soldaduras. Soldaduras de demanda crítica

La soldadura es un medio de unión muy utilizado en todo tipo de conexiones por sus muchas ventajas. Sin embargo, es importante reconocer que presenta limitaciones y que el diseño y la construcción de conexiones soldadas requiere de especial cuidado, para evitar problemas como los observados luego del terremoto de Northridge en 1994, descriptos en la Sección 1.4.5. Al respecto pueden considerarse tres tipos de soldaduras:

- Soldaduras no-sísmicas: son aquellas que corresponden a estructuras sin requerimientos sismorresistentes para o bien estructuras donde se considera un factor de comportamiento $R=3$. En este caso, el diseño se realiza de acuerdo con las especificaciones AISC 360-05 y AWS 1.1 *Structural Welding Code-Steel*.
- Soldaduras sísmicas: incluye todas las soldaduras de sistemas sismorresistentes (con $R>3$) y deben ajustarse a las especificaciones ASIC 341-05 y AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*.
- Soldaduras de demanda crítica: son soldaduras en sistemas sismorresistentes que pueden quedar sometidas a niveles de deformación de fluencia, de modo que su falla origina degradación de rigidez y resistencia en el sistema.

Las especificaciones AISC 360-5 identifican específicamente los casos en deben considerarse soldaduras de demanda crítica. Las soldaduras entre las alas de vigas y las columnas en pórticos no arriostrados especiales e intermedios y los empalmes soldados en columnas de pórticos arriostrados excéntricamente son ejemplos de dicho tipo de soldaduras. Los electrodos y procedimientos constructivos deben cumplir con criterios adicionales indicados en las especificaciones ASIC 341-05 (Apéndice W) y en AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*. En particular, el metal de relleno de la soldadura debe cumplir con valores límites de energía absorbida, medida a través de ensayos de impacto Charpy (se requiere una resiliencia de 27J a 21°C en el ensayo *Charpy V-Notch*).

2.7.3 "Área-k"

En diversos detalles de estructuras metálicas, particularmente en el caso de nudos viga-columna de pórticos, es necesario utilizar rigidizadores, placas de continuidad o placas de refuerzo nodal (*doubler plates*), lo cual implica soldar en las zonas de unión entre ala y alma de perfiles laminados. Esta zona, denominada "área-k", se define como la región del alma de un perfil que se extiende desde el punto donde termina la transición entre ala y alma (definido por la dimensión "k") hasta 38 mm dentro del alma, como se ilustra en la Figura 2-24.

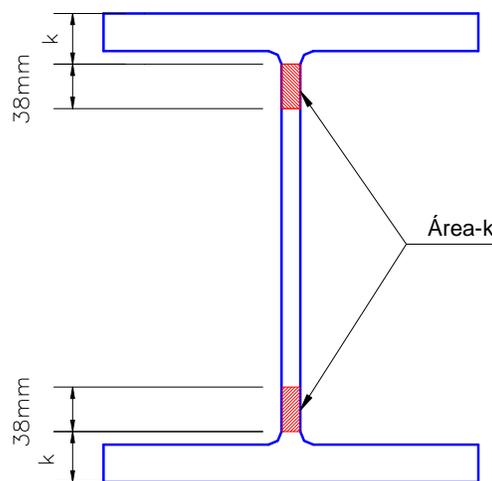


Fig. 2-24. Definición de la "área-k" en perfiles laminados.

Las observaciones en estructuras de acero y los resultados de ensayos de laboratorio indican que las áreas-k son proclives a experimentar fracturas debido a que presentan propiedades diferentes al resto de la sección. El cambio de las propiedades se atribuye a las fuerzas de contacto que se generan al finalizar el proceso de laminación para corregir deformaciones y defectos que exceden las tolerancias permitidas (*cold roller straightening*). En este proceso, el material experimenta endurecimiento y envejecimiento por deformación, por lo cual se vuelve más resistente y duro, pero también más frágil y con menor resiliencia. Es por ello que no se recomienda realizar soldaduras en estas zonas (FEMA, 2000g).

En los Comentarios de las especificaciones AISC 341-05 se recomienda usar cortes en las esquinas de las placas y rigidizadores para evitar el contacto en las áreas-k. En la Figura 2-25 se muestra el uso de este detalle constructivo para el caso de placas de continuidad con dos opciones: cortes rectos y cortes curvos (con un radio mínimo de 13mm).

En aquellos casos que no se puede evitar la soldadura en las áreas-k o éstas han sido realizada por error, debe inspeccionarse esas soldaduras de acuerdo al procedimiento establecido en el Apéndice Q de las especificaciones AISC 341-05.

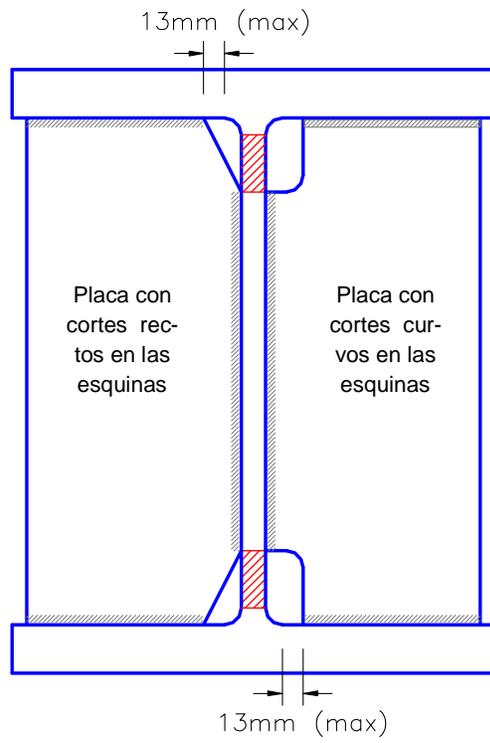


Fig. 2-25. Detalle de placas de continuidad con cortes rectos y curvos en las esquinas.

Capítulo 3

Pórticos no arriostrados

3.1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos no arriostrados, o pórticos a momentos, están formados por distintos componentes que se vinculan entre sí para formar una estructura resistente; usualmente los componentes principales son rectilíneos y se disponen en posición vertical (columnas) y horizontal (vigas). Desde el punto de vista estructural, y a los efectos del diseño, se deben considerar los siguientes componentes (ver Figura 3-1):

- vigas
- columnas
- conexiones viga-columna
- panel nodal (o zona panel)
- empalmes
- base de columnas

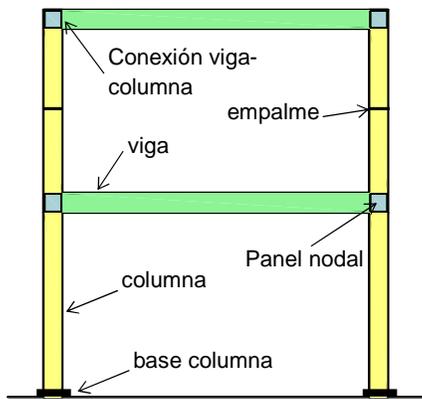


Fig. 3-1. Componentes estructurales de un pórtico no arriostrado.

La Figura 3-1 muestra el esquema constructivo más usual para edificios, en el cual las columnas son continuas en la zona de los nudos, con empalmes ubicados en la zona central de las mismas. Las vigas se vinculan a las columnas en la etapa de montaje mediante las conexiones correspondientes, que representan uno de los componentes más importante del sistema para asegurar una respuesta dúctil y estable. También se ha desarrollado e implementado un esquema constructivo, denominado pórticos con columna-árbol (*column-tree frames*, en inglés) en el que las columnas se fabrican en taller con tramos de vigas ya vinculados, y luego en obra se conectan los componentes entre sí para formar el pórtico con empalmes en vigas y columnas (zonas donde las solicitaciones por sismo son mínimas). De esta forma se logra que el nudo viga-columna se construya enteramente en taller bajo condiciones óptimas de

trabajo, lo cual es muy importante para el caso de uniones soldadas.

3.1.1. Comportamiento estructural

Las distintas cargas que actúan sobre los pórticos no arriostrados inducen esfuerzos internos, controlando el diseño los momentos flectores. Para el caso particular de la acción sísmica (ver Figura 3-2) los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde pueden formarse rótulas plásticas para permitir la disipación de energía por fluencia del acero. Consideraciones analíticas y experimentales indican que se puede lograr una excelente respuesta estructural si se induce, a través del diseño, la formación de un mecanismo de “viga débil-columna fuerte”. En este mecanismo, las rótulas plásticas se forman en los extremos de las vigas, mientras las columnas permanecen en rango elástico (con excepción de la base de las columnas), como se ilustra en la Figura 3-3. Las columnas están sometidas a carga axial variable por el efecto del sismo, lo cual afecta la resistencia y ductilidad de las mismas; además, la falla de una columna puede originar colapso parcial o total del edificio, mientras que la misma falla en una viga presenta efectos menos significativos. Estas son las razones principales por las que se protegen las columnas del pórtico, mediante la condición de que las mismas se mantengan en rango elástico. Para lograr este objetivo es de fundamental importancia aplicar los conceptos del diseño por capacidad.

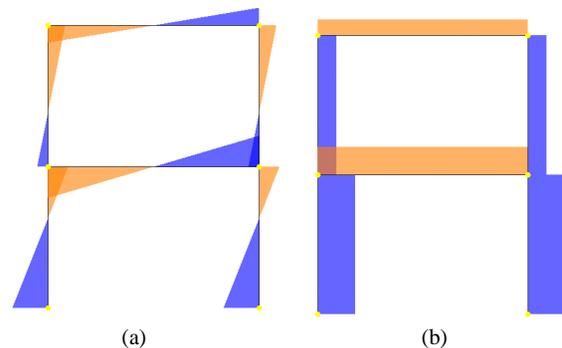


Fig. 3-2. Diagramas típicos de (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica.

Las especificaciones AISC 341-05 definen tres tipos de pórticos no arriostrados: especiales (SMF), intermedios (IMF) y ordinarios (OMF), de acuerdo al

grado de comportamiento dúctil que se considera en el diseño. La diferencia fundamental entre ellos es que se diseñan con distintos niveles de capacidad de rotación inelástica en las rótulas plásticas. En las secciones siguientes se presentan los principales aspectos vinculados al diseño de las tres categorías de pórticos no arriostrados. No se incluyen los pórticos no arriostrados con vigas reticuladas (ver Sección 2.6.1) por tratarse de un tipo estructural muy particular, con aplicación limitada a casos especiales.

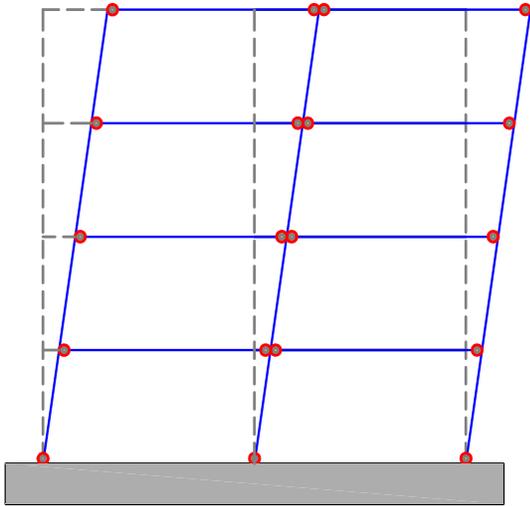


Fig. 3-3. Mecanismo de deformación plástica de un pórtico no arriostrado (mecanismo viga débil-columna fuerte).

3.1.2. Conexiones precalificadas

Con el objeto de evitar las fallas en las conexiones viga-columna observadas en el terremoto de Northridge (ocurrido en California, USA, en 1994), las especificaciones sísmicas vigentes requieren el uso de “conexiones precalificadas” en pórticos no arriostrados sismorresistentes. Se entiende como tal aquellas conexiones que han sido validadas en forma experimental, ya sea como parte del proyecto que se desarrolla o bien en ensayos previos que se encuentran debidamente documentados. El proceso de precalificación implica que:

- Existe suficiente información experimental y analítica para asegurar que la conexión presenta adecuada capacidad de deformación plástica.
- Se dispone de modelos racionales para predecir la resistencia asociada a los distintos modos de falla y la capacidad de deformación, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos componentes.
- Los datos existentes permiten evaluar estadísticamente la confiabilidad de la conexión.

Como resultado del proceso de precalificación, el ingeniero estructural dispone de criterios y pautas para

diseñar la conexión. Adicionalmente, para cada tipo de conexión se indican el campo de aplicación y limitaciones para su uso, tales como dimensiones máximas de vigas y columnas, tipos de soldaduras, características del acero, etc.

3.2. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES

3.2.1 Aspectos generales

Los pórticos no arriostrados especiales son lo que presentan mayor capacidad de disipación de energía y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta elevado ($R=8$ en los reglamentos norteamericanos). Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas y en menor medida en los paneles nodales de las columnas.

Las especificaciones sísmicas AISC vigentes, las cuales se basan en la recomendación FEMA-350 (FEMA, 2000a), indican detalladamente las condiciones que deben cumplir los pórticos especiales. La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas. Con estos requisitos se logra que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable. Las rótulas plásticas deben exhibir una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes, como mínimo, para lo cual se requiere el uso de conexiones precalificadas.

3.2.2 Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna de pórticos no arriostrados especiales que forman parte del sistema sismorresistente de una construcción deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondiente a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes (ver Figura 3-4). Este nivel de distorsión es equivalente a una rotación plástica en las rótulas de 0.03 radianes (considerando que la distorsión elástica de piso es 0.01 radianes).
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo $0.8 M_p$ de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes (M_p es el momento de plasticificación de la viga calculado con la tensión de fluencia para el acero especificado).
- La resistencia a corte requerida de la conexión, por efecto sísmico, debe calcularse como:

$$V_E = 2 (1.1 R_y M_p) / L_h \quad (3-1)$$

donde R_y es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia, F_y , y L_h es la distancia entre rótulas plásticas en la viga. La

Ecuación 3-1 se deduce a partir de consideraciones de equilibrio, tomando en cuenta la sobrerresistencia flexional (ver Figura 3-4).

3.2.3 Placas de continuidad

Las placas de continuidad son rigidizadores que se disponen entre las alas de la columna, en niveles correspondientes a las alas de las vigas que llegan al nudo, con el objeto de asegurar una adecuada transferencia de las cargas de tracción y compresión que generan sobre la columna. Además, las placas de continuidad sirven como límites para definir la zona del panel nodal, donde se pueden desarrollar de tensiones y deformaciones elevadas.

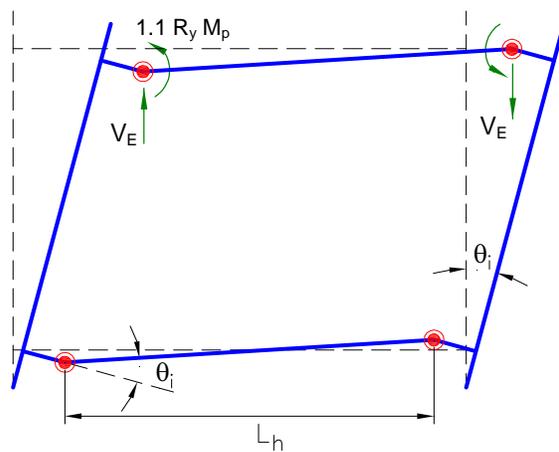


Fig. 3-4. Mecanismo de deformación plástica con rotación en vigas.

Las especificaciones sísmicas vigentes no exigen el uso de placas de continuidad en todos los casos, sino que indican que su uso debe corresponderse con el tipo de conexiones precalificadas que se utilizará. De acuerdo al documento FEMA 350 (FEMA, 2000a) las placas no son requeridas cuando el espesor de las alas de la columna, t_{cf} , cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{cf} > 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad y \quad (3-2)$$

$$t_{cf} > \frac{b_{bf}}{6}$$

donde F_{yb} y F_{yc} representan la tensión de fluencia mínima de viga y columna, respectivamente, y R_{yb} y R_{yc} , representan la relación entre la tensión de fluencia esperada y la mínima para la viga y columna, respectivamente.

El espesor de las placas de continuidad debe determinarse según el siguiente criterio:

- En nudos exteriores el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- En nudos interiores el espesor de las placas deber ser como mínimo igual al espesor mayor de las alas de las vigas que llegan al nudo.
- Las placas deben cumplir con lo criterios indicados en la Sección J10.8 de las especificaciones AISC 360-05, donde se definen las condiciones de rigidizadores adicionales para cargas concentradas.

3.2.4 Panel nodal

La zona nodal de las conexiones viga-columna es un componente flexible de los pórticos no arriostrados, y geoméricamente se define como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas

Las especificaciones sísmicas vigentes requieren de la consideración de las deformaciones del panel nodal y plantean verificaciones de la resistencia del mismo, sin embargo los modelos de análisis usualmente no incluyen una representación explícita de dicha zona. Los modelos de barra que se emplean normalmente en el análisis de pórticos arriostrados (ver Figura 3-5) permiten determinar las solicitaciones en vigas y columnas pero no definen las solicitaciones en el panel nodal.

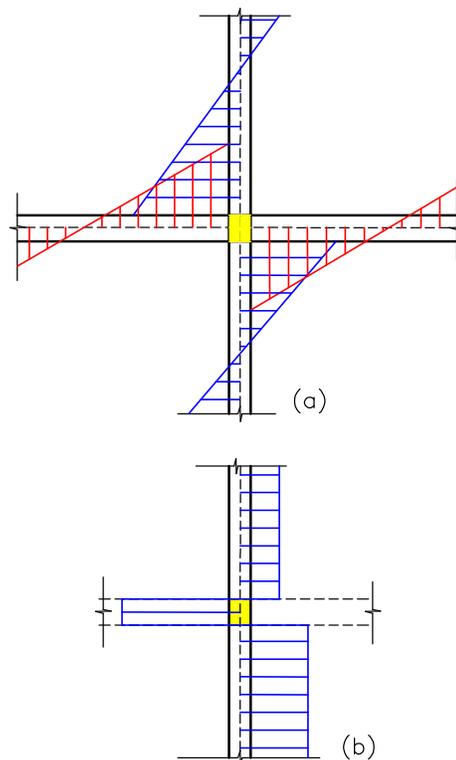


Fig. 3-5. Solicitaciones en componentes adyacentes a un nudo viga-columna por acción sísmica, (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte.

Para analizar en detalle el estado tensional en la zona del panel nodal es necesario formular modelos más refinados empleando, por ejemplo, elementos finitos bi

o tri-dimensionales. En la Figura 3-6 se muestran las tensiones de corte obtenidas por la aplicación de dicho procedimiento. La escala de colores indica un significativo incremento de las tensiones de corte en la zona central del panel nodal. Sin embargo, es importante aclarar que en la práctica profesional los diseñadores raramente aplican modelos refinados (como el de la Figura 3-6) para estructuras completas, por el costo computacional que ello implica y la complicación en la entrada de datos para definir el modelo y en la interpretación de resultados.

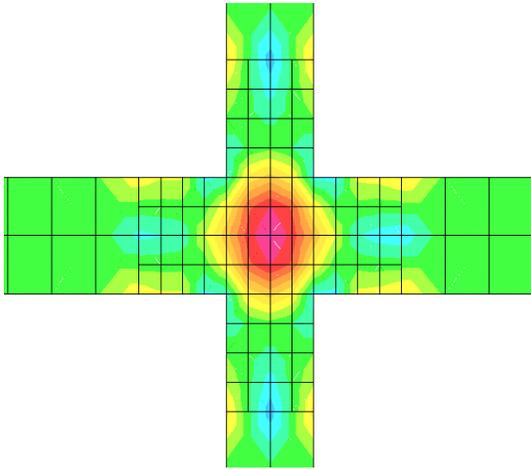


Fig. 3-6. Tensiones de corte en un nudo viga-columna modelado mediante elementos finitos bidimensionales.

Los esfuerzos internos en el panel nodal pueden determinarse mediante el diagrama de cuerpo libre indicado en la Figura 3-7, donde se ponen de manifiesto los esfuerzos de corte, cargas axiales y las fuerzas resultantes de los momentos actuantes en las caras del panel. Estas últimas se obtienen considerando que el momento flector resulta de una cupla formada por dos fuerzas axiales iguales y opuestas actuando en las alas del perfil. A partir de estas consideraciones, la resistencia a corte requerida en el panel es (Naeim, F., 2001):

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{f2})} - V_c \quad (3-3)$$

donde V_c es el esfuerzo de corte en la columna ubicada por encima del nudo, d_{b1} y d_{b2} representan la altura total de las vigas que llegan al nudo y M_1 y M_2 los momentos flectores en los extremos de dichas vigas.

Desde el punto de vista práctico, la Ecuación 3-3 puede simplificarse ignorando el corte V_c debido a que disminuye la fuerza requerida en el panel y es despreciable frente a los otros términos. Además, en los casos usuales ambas vigas son iguales, de modo que:

$$V_p \approx \frac{\Sigma M}{(d_b - t_f)} \quad (3-4)$$

donde $\Sigma M = M_1 + M_2$ es el momento total en las vigas.

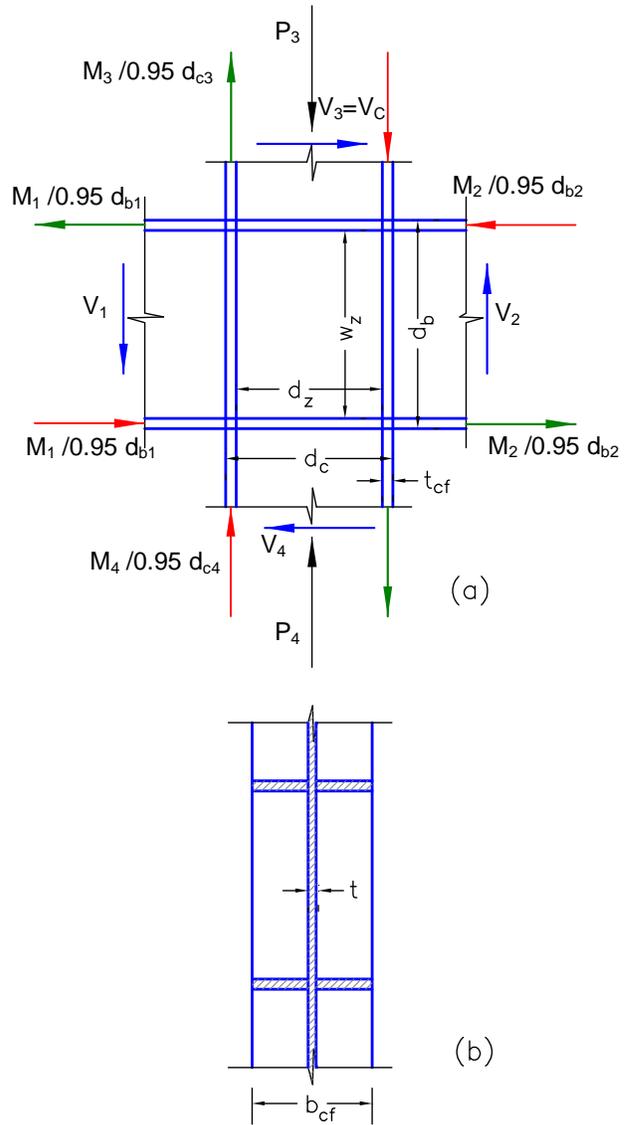


Fig. 3-7. Panel nodal, (a) vista lateral con dimensiones geométricas y esfuerzos alrededor del panel nodal (donde los momentos han sido reemplazados por cuplas equivalentes), (b) corte vertical.

Hasta la década de 1990 los nudos se diseñaban para permanecer en rango elástico de modo que se adoptaba $M_1 = M_2 = M_p$, con el objeto de obtener “paneles fuertes” y concentrar las deformaciones plásticas en las rótulas de vigas. Estudios experimentales posteriores mostraron que la fluencia controlada en el panel nodal puede disipar energía en forma adecuada. Sin embargo, se ha comprobado que la fluencia del panel disminuye el factor de sobrerresistencia Ω_o en comparación con pórticos que presentan nudos con paneles fuertes. Además, la rigidez lateral se reduce significativamente por la deformabilidad del panel nodal y no puede calcularse en forma precisa si se emplean modelos basa-

dos en elementos de barras con nudos rígidos.

Actualmente, las especificaciones AISC indican que la resistencia a corte requerida en el panel, como mínimo, debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna, considerando la proyección de los momentos plásticos esperados respecto de las caras de las columnas. Es decir, que al aplicar la Ecuación 3.4 debe considerarse $\Sigma M = \Sigma M_{p,exp}$, donde $M_{p,exp} = R_y M_p$. Las especificaciones AISC 358-05 (AISC, 2005c) indican que debe incluirse también un factor C_{pr} , el cual considera el endurecimiento por deformación y otros aspectos propios del tipo de conexión, de modo que $M_{p,exp} = C_{pr} R_y M_p$. Mediante la aplicación de este criterio se busca controlar los problemas de inestabilidad y otro efectos negativos por deformación plástica excesiva del panel nodal (ver Figura 3.8). El factor C_{pr} no debe ser, en general, mayor que 1.20 y usualmente se adopta igual a 1.15. No obstante, pueden presentarse excepciones para alguna conexión en particular y, por lo tanto, deben adoptarse los valores que se surgen del proceso de precalificación.

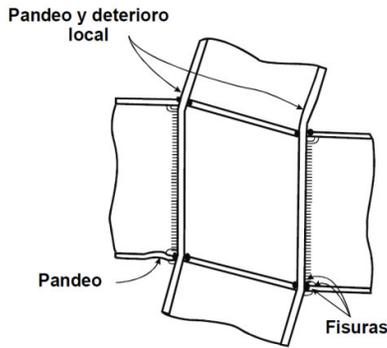


Fig. 3-8. Deformación del panel nodal y los efectos por deformación excesiva (INPRES-CIRSOC, 2000).

La resistencia de diseño, $\phi_v V_n$, donde $\phi_v = 1.0$, debe ser mayor que la resistencia requerida, para el caso del método LRFD. Es importante notar que en este caso se asume que el factor de resistencia es igual a 1.0 debido a que la resistencia requerida se determina a partir de conceptos del diseño por capacidad. La resistencia nominal del panel nodal sometido a corte, V_n , puede determinarse a partir de las siguientes expresiones:

a. Cuando el efecto de la deformación del panel no es considerado en el análisis de la estabilidad del pórtico:

• Si $P_u \leq 0.4 P_y$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \quad (3-5a)$$

• Si $P_u > 0.4 P_y$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \left(1.4 + \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (3-5b)$$

b. Cuando la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal son considerados en el análisis (Krawinkler et al., 1975):

• Si $P_u \leq 0.75 P_y$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (3-5c)$$

• Si $P_u > 0.75 P_y$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \left(1.9 + \frac{1.2 P_u}{P_y} \right) \quad (3-5d)$$

donde $0.6F_y$ representa la tensión de fluencia por corte, P_u es la carga axial requerida y P_y la de fluencia, t_p es el espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo (caso contrario $t_p = t_{cw}$) y los restantes parámetros geométricos se definen en la Figura 3-7. Las Ecuaciones 3-5 representan la resistencia nominal a corte, mediante la consideración de la fluencia del alma (representada por el área $d_c t_p$) más la contribución de las alas de las columnas, asumiendo comportamiento elástico

Para incrementar la resistencia a corte se pueden disponer placas de refuerzo (*doubler plates*) con lo cual se incrementa t_p y por ende la resistencia nominal. Como se indica en la Figura 3-9, se pueden colocar una o dos placas mediante soldaduras de penetración completa o de filete. Es importante destacar que el detalle de la Figura 3-9(c) evita realizar soldaduras en las áreas-k, con las ventajas que ello implica (ver Sección 2.7.3).

Finalmente, es necesario verificar que el espesor mínimo de las placas que componen el panel nodal, t (ver Figura 3-9) cumpla con la condición indicada por la Ecuación 3.6 para prevenir el pandeo local:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3-6)$$

En esta ecuación empírica d_z y w_z representan las dimensiones del panel nodal, como se ilustra en la Figura 3-7. En el caso de que se usen placas de refuerzo en el panel unidas al alma de la columna mediante soldadura de tapón se podrá considerar el espesor total ($t = t_p$) para verificar la Ecuación 3-6. Se recomienda colocar las soldaduras de tapón de modo de dividir la placa en paneles rectangulares que cumplan con la Ecuación 3-6. Si bien podría considerarse que el uso de rigidizadores diagonales representa una solución válida para reforzar y restringir las deformaciones en el panel nodal, esta alternativa no ha sido completamente validada

en forma experimental, de modo que no se incluye en las especificaciones AISC.

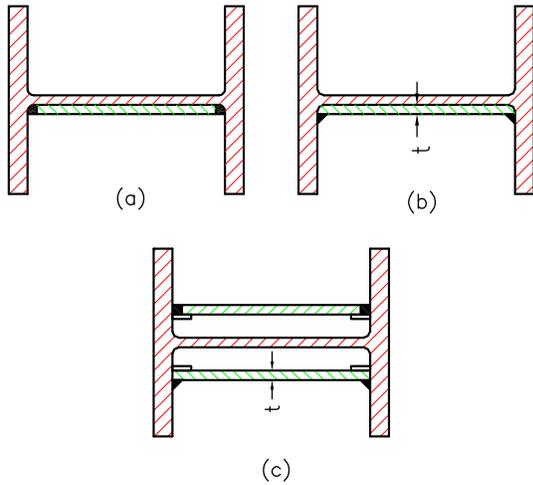


Fig. 3-9. Placas nodales de refuerzo con soldadura de penetración completa o soldadura de filete.

3.2.5 Relación ancho-espesor para vigas y columnas

Las vigas y columnas de pórticos especiales deben cumplir con valores límites de la relación ancho-espesor para controlar los problemas de pandeo local. Estos valores límites se encuentran tabulados para elementos rigidizados y no rigidizados, considerando además el tipo de solicitación actuante en los elementos. Las especificaciones sísmicas AISC 341-05 definen los límites λ_{ps} para secciones sísmicamente compactas, mediante los cuales se asegura el desarrollo de ductilidades de rotación de 6 o 7. Estos límites son más estrictos que los valores λ_p , para secciones compactas, definidos por el reglamento AISC 360-05 para edificios de acero. La Tabla 3-1 presenta, a modo de resumen, los valores límites de la relación ancho-espesor para los casos más usuales de secciones I. A modo de ejemplo, para el caso de acero tipo ASTM A-36, los valores límites indicados en la Tabla 3-1 implican que la relación ancho-espesor para el ala debe ser menor que 8.5 y para el alma menor que 89.1 a 42.3, según sea el valor de la carga axial de compresión.

Tabla 3-1. Relación ancho-espesor para secciones I sísmicamente compactas, λ_{ps} .

Tipo de elemento	Ala b/t	Alma h/t _w
Vigas (secciones I laminadas o armadas)	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Columnas (secciones I laminadas o armadas)	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Si $C_a \leq 0.125$ (*)
		$3.14 (1 - 1.54 C_a) \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		Si $C_a > 0.125$ (*)
		$1.22 (2.33 - C_a) \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$(*) C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$$

3.2.6 Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas

A los efectos de asegurar el mecanismo de viga débil-columna fuerte en el diseño de los pórticos especiales, se debe cumplir con la siguiente relación, basada en conceptos del diseño por capacidad:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (3-7)$$

donde el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial, y el denominador representa la suma de la resistencia flexional esperada en las vigas, proyectada en la cara de la columna. Los momentos flectores definidos previamente se determinan como:

$$M_{pc}^* = Z_c (F_y - P_{uc} / A_g) \quad (3-8)$$

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y Z_b + M_{uv} \quad (3-9)$$

donde Z_c y Z_b son los módulos plásticos de columna y viga, respectivamente, P_{uc} es la resistencia requerida a compresión de la columna y M_{uv} es el momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna. En los casos en que se usan conexiones con secciones de viga reducida, se debe considerar en el cálculo del momento el módulo plástico correspondiente a la sección reducida.

La condición de resistencia definida por la Ecuación 3-7 no es aplicable para en los siguientes casos:

- Columnas con $P_u > 0.3P_y$ en edificios de 1 piso, o en el piso superior de edificios de varios niveles.
- Columnas con $P_u > 0.3P_y$ que además cumplen requisitos especiales de resistencia a corte según se detalla en la sección 9.6 del documento AISC 341-05.
- Columnas de cualquier piso del edificio donde se verifica que la relación entre la resistencia a corte disponible y la resistencia a corte requerida es 50% mayor que en el piso ubicado por encima.

3.2.7 Restricción lateral en conexiones

Las columnas deben contar con arriostramientos destinados a restringir la rotación fuera del plano del pórtico, particularmente cuando se espera que se desarrollen deformaciones plásticas en el panel nodal o en sus adyacencias. Se distinguen dos casos:

a. Conexiones arriostradas: los nudos viga-columna usualmente están restringidos lateralmente por la presencia de losas, techos o diafragmas horizontales. Las alas de la columna en los nudos requieren soporte lateral sólo a nivel del ala superior de las vigas en los casos en que las almas de vigas y columna son coplanares y que las columnas permanecen elásticas fuera del panel nodal. Se considera que se cumple esta última condición cuando la relación de resistencia entre columnas y vigas definida por la Ecuación 3-7 es mayor que 2.0. Recomendaciones previas indicaban un valor de 1.25 para este límite. Sin embargo, resultados de análisis no lineales indican que, bajo terremotos severos, se pueden formar rótulas plásticas en las columnas con valores de la relación de resistencia superiores a 1.25, razón por lo cual se aumentó ese límite. Cuando no puede asegurarse que las columnas permanecerán elásticas fuera del panel nodal, deben restringirse lateralmente las alas de la columna a nivel del ala superior e inferior de las vigas. La restricción lateral se logra mediante la losa de piso, diafragmas horizontales, riostras o indirectamente con rigidizadores. Los elementos usados para restringir lateralmente las columnas deben diseñarse para resistir una fuerza igual al 2% de la resistencia del ala de la viga, esto es $0.02 F_y b_f t_{bf}$.

b. Conexiones no arriostradas: este es un caso poco frecuente en estructuras de edificios, para el cual se requiere que la columna tenga una esbeltez $KL/r < 60$ y se deben cumplir con condiciones adicionales de resistencia (según se detalla en la Sección 9.7b del documento AISC 341-05).

3.2.8 Restricción lateral en vigas

Las alas superior e inferior de las vigas de pórticos deben arriostrarse lateralmente, con una separación máxima entre puntos de apoyo de $L_b = 0.086 r_y E/F_y$, donde r_y es el radio de giro de la viga respecto al eje vertical. Los elementos de restricción lateral deben diseñarse para cumplir con condiciones de resistencia y rigidez definidas en el Apéndice 6 de las especificaciones AISC 360-05. Para este caso particular, la resistencia requerida es:

$$P_{br} = \frac{0.02 R_y F_y Z}{h_o} \quad (3-10)$$

y la rigidez mínima es:

$$\beta_{br} = \frac{10 R_y F_y Z}{\phi L_b h_o} \quad (3-11)$$

donde h_o es la distancia entre los centros de gravedad de las alas del perfil y Z es el módulo plástico de la viga que se arriostra. Adicionalmente deben disponerse arriostramientos laterales en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y otros puntos donde pueda esperarse la formación de rótulas plásticas.

3.3. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS

3.3.1 Aspectos generales

Los pórticos no arriostrados intermedios son los que presentan capacidad de disipación de energía moderada y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales ($R=4.5$ en los reglamentos norteamericanos). Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas.

Las especificaciones sísmicas AISC vigentes indican los requisitos propios que deben cumplir los pórticos intermedios, que en este caso son menos estrictos que para los pórticos especiales. Se requiere también del uso de conexiones precalificadas y los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas.

3.3.2 Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna de pórticos no arriostrados intermedios que forman parte del sistema sismorresistente de una construcción deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondiente a un nivel de distorsión de piso total de 0.02 radianes (ver Figura 3-4).
- La resistencia a corte requerida de la conexión, por efecto sísmico, debe determinarse a partir de la Ecuación 3.1 (caso de pórticos especiales), sin embargo se permite considerar la resistencia de corte requerida si se justifica mediante el análisis. La resistencia de corte requerida no debe exceder el esfuerzo de corte resultante de aplicar las combinaciones especiales de carga usando el efecto sísmico amplificado (esto es considerando el factor de sobrerresistencia Ω_o).

3.3.3 Placas de continuidad

Las placas de continuidad en pórticos no arriostrados intermedios deben cumplir con las mismas condiciones que en el caso de pórticos especiales (ver Sección 3.2.3)

3.3.4 Panel nodal

No se requieren verificaciones o criterios adicionales

para los paneles nodales de pórticos intermedios, salvo lo indicado como en las especificaciones ASIC 360-05 para edificios comunes.

3.3.5 Relación ancho-espesor para vigas y columnas

Las vigas y columnas de pórticos intermedios deben cumplir con las siguientes condiciones:

- Las alas están unidas en forma continua a las almas.
- La relación ancho-espesor de los distintos elementos debe ser menor que el valor límite λ_p definido en las especificaciones ASIC 360-05 para edificios comunes.

Para el caso de vigas formadas por secciones I (perfiles laminados o secciones armadas), el límite λ_p es igual a $0.38\sqrt{E/F_y}$ para las alas y $3.76\sqrt{E/F_y}$ para el alma. Para el caso de acero tipo ASTM A-36, los valores límites indicados previamente implican que la relación ancho-espesor para el ala debe ser menor que 10.8 y para el alma menor que 106.7. No se incluyen valores de λ_p para columnas, esto es componentes comprimidos uniformemente, de modo que no resulta claro cómo definir dicho límite en este caso.

3.3.6 Restricción lateral en vigas

Las alas superior e inferior de las vigas de pórticos deben arriostrarse lateralmente, con una separación máxima entre puntos de apoyo de $L_b = 0.17 r_y E/F_y$, donde r_y es el radio de giro de la viga respecto al eje vertical. Esta separación límite es aproximadamente el doble que la indicada para pórticos especiales. Los elementos de restricción lateral deben diseñarse para cumplir con condiciones de resistencia y rigidez definidas por las Ecuaciones 3-10 y 3-11.

3.4. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS

3.4.1. Aspectos generales

Los pórticos no arriostrados ordinarios o convencionales se diseñan para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios. Por esta razón, muchas de las restricciones y condiciones descriptas previamente no se aplican a los pórticos ordinarios. El factor de modificación de respuesta es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos. Los reglamentos norteamericanos adoptan $R=3.5$.

3.4.2. Conexiones viga-columna

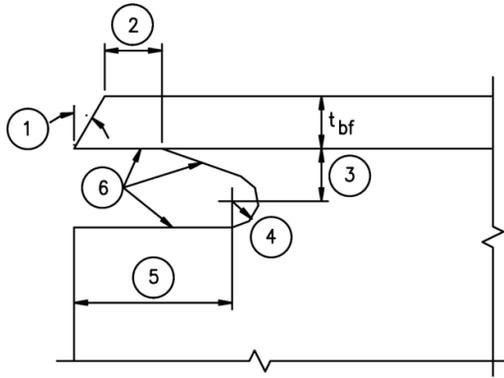
Las conexiones viga-columna deben realizarse con soldadura o bulones de alta resistencia. Estas conexiones pueden ser completamente *restringidas* (*fully res-*

trained, FR) o parcialmente restringidas (*partially restrained*, PR). Su diseño se basa en la verificación de resistencia mediante procedimientos analíticos y detalles constructivos indicados en las especificaciones, de modo que no es necesaria la validación experimental.

Las conexiones totalmente restringidas son aquellas que pueden transferir el momento flector con una rotación despreciable entre los componentes conectados. Cuando estas conexiones forman parte del sistema sismorresistente la resistencia requerida a flexión debe tomarse como el menor valor entre $1.1 R_y M_p$ o el máximo momento que puede desarrollarse en el sistema. Este último surge de considerar que es razonable limitar la resistencia requerida al máximo momento que puede desarrollarse en viga. Existen distintos casos donde la resistencia de las columnas o la resistencia de las fundaciones para resistir el momento de vuelco pueden limitar el momento máximo en las vigas y, consecuentemente, no puede desarrollarse su resistencia real a flexión. La resistencia requerida a corte debe determinarse según la Ecuación 3-1, siguiendo un criterio igual al aplicado para conexiones de pórticos intermedios. Adicionalmente, las conexiones totalmente restringidas deben cumplir con requerimientos constructivos, particularmente en el caso de uniones soldadas. Así por ejemplo se requiere la remoción de elementos de respaldo (*backing*), se definen las características geométricas de los agujeros de acceso para soldadura (ver Figura 3-10) y se indican valores máximos de rugosidad en bordes etc.

Las conexiones parcialmente restringidas son aquellas que presentan capacidad para transferir momento flector, pero se produce una rotación no despreciable debido a la flexibilidad de los elementos de unión. Este tipo de conexiones están permitidas en pórticos ordinarios si se cumplen los siguientes requisitos:

- La conexión debe diseñarse considerando la resistencia requerida a flexión definida para conexiones totalmente restringidas.
- La resistencia requerida a corte debe determinarse de las combinaciones de carga considerando el esfuerzo de corte resultante del máximo momento que la conexión puede resistir.
- La resistencia nominal a flexión no debe ser menor que el 50% del momento de plastificación, M_p , de la viga o columna conectadas (se considera el valor menor).
- La rigidez y resistencia de la conexión debe ser considerada en el diseño, incluyendo el análisis de la estabilidad global del pórtico.



- 1- Bisel.
- 2- Mayor que t_{bf} o 13mm.
- 3- $3/4t_{bf}$ a t_{bf} (mínimo 19mm).
- 4- Radio mínimo 10mm.
- 5- $3 t_{bf}$.

Fig. 3-10. Detalle de agujero para acceso de soldadura (AISC 341-05).

Las soldaduras de cordones de penetración completa en alas de viga, placas de corte y almas de vigas deben considerarse como soldaduras de demanda crítica.

Las especificaciones sísmicas AISC 341-05 indican que las conexiones que cumple con los requerimientos de precalificación y de placas de continuidad definidos para pórticos especiales o intermedios no necesitan cumplir con los requisitos descritos en esta sección.

3.4.3. Placas de continuidad

Las especificaciones sísmicas indican que en conexiones totalmente restringidas, en las que las alas de las vigas se sueldan directamente o mediante placas de conexión a las alas de las columnas, se deben disponer placas de continuidad si se cumple que :

$$t_{cf} < 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb}}{F_{yc}}} \quad \text{o} \quad (3-12)$$

$$t_{cf} < b_{bf} / 6$$

El espesor de las placas de continuidad debe determinarse según el siguiente criterio:

- En nudos exteriores el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- En nudos interiores el espesor de las placas deber ser como mínimo igual al espesor mayor de las alas de las vigas que llegan al nudo.

3.5. COMPARACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

En las secciones previas se presentaron los requerimientos de diseño para las tres categorías de pórticos no arriostrados. En Tabla 3-2 se presenta un resumen de dichos requerimientos a los efectos de una comparación entre los distintos tipos de pórticos. Resulta evidente que las categorías que se diseñan con un factor de modificación de respuesta, R, mayor (esto implica menores resistencias requeridas en los componentes del sistema) presentan verificaciones y requerimientos de detalles más estrictos para asegurar una mejor capacidad de disipación de energía.

Tabla 3-2. Requerimientos de diseño para pórticos no arriostrados

Requerimiento	Categoría		
	Especial	Intermedio	Ordinario
Factor R	8	4.5	3.5
Capacidad de rotación plástica en rótulas	0.03	0.01	---
Distorsión de piso en las conexiones	0.04	0.02	---
Conexiones viga-columna	Precalificada o verificación experimental	Precalificada o verificación experimental	No
Zonas protegidas	Extremo de viga	Extremo de viga	No
Verificación panel nodal	Si	No	No
Relación ancho-espesor	λ_{ps}	λ_p	No
Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas	Si	No	No
Restricción lateral en nudos	Si	No	No
Restricción lateral en vigas	Si $L_b = 0.086 r_y E/F_y$	Si $L_b = 0.17 r_y E/F_y$	No

3.6. CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Como consecuencia del terremoto de Northridge de 1994 (ver Sección 1.4.5) se incrementaron significativamente los requisitos que deben cumplir las conexiones vigas-columnas en estructuras dúctiles de acero con el objeto de evitar las fallas observadas luego de ese terremoto. Para el diseño de las nuevas conexiones para estructuras dúctiles se consideran dos criterios principales:

- Re-ubicar la rótula plástica en las vigas alejándolas de la cara de las columnas (ver Figura 3-11).
- Incrementar la relación entre la capacidad flexional de la conexión y el momento de plastificación de la viga.

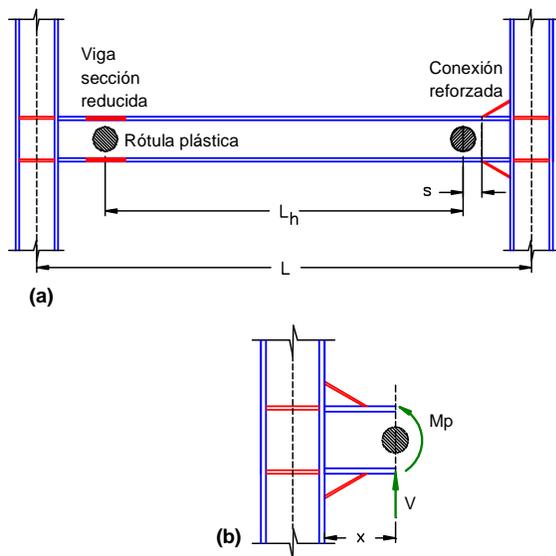


Fig. 3-11. Ubicación de rótulas plásticas en vigas con distinto tipo de conexiones.

Las investigaciones experimentales y analíticas realizadas permitieron desarrollar y validar distintas soluciones, las cuales pueden agruparse en dos categorías: (i) aquellas en las que se refuerza la conexión mediante placas o rigidizadores con el objeto de aumentar su capacidad resistente y (ii) otras en donde, deliberadamente, se reduce la sección de la viga (realizando cortes en las alas, por ejemplo) y por ende el momento plástico de la misma. En las conexiones reforzadas la rótula plástica se produce a una distancia s (ver Figura 3-11) medida a partir del borde de las placas o cartelas de refuerzo; resultados experimentales indican que s varía entre $1/3$ y $1/4$ de la altura total de la viga d_b (Bruneau et al, 1998). En el caso de conexiones con sección de viga reducida la rótula plástica se ubica en correspondencia con el centro de la zona reducida. En distintas verificaciones, como por ejemplo al determinar la relación entre la resistencia flexural de columnas y vigas, se requiere calcular el momento flector en la cara de la columna, $M_f = M_p + x V$, de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre indicado en la Figura 3-11 (b).

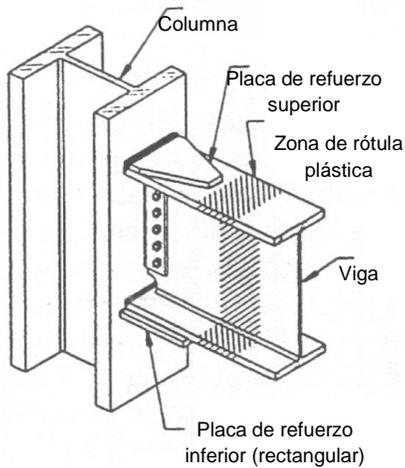
Es importante aclarar que la configuración de rótulas plásticas ilustrada en la Figura 3-11 es válida en pórticos donde el efecto de la carga gravitatoria sobre las vigas es reducido. Puede considerarse, aproximadamente, que esta situación se cumple cuando la demanda flexional en la viga debida a la carga gravitatoria es menor que el 30% del momento plástico. (FEMA 2000a). Caso contrario, la presencia de cargas gravitatorias elevadas puede modificar la posición de las rótulas plásticas y en casos extremos podría cambiar el mecanismo de deformación plástica o mecanismo de colapso. Es por ello que resulta necesario realizar un análisis detallado para determinar la posición de las rótulas y el tipo de mecanismo esperado.

En las secciones siguientes se presenta, a modo de ejemplo, la descripción general de varios tipos de conexiones. Para una descripción más detallada y procedimientos de diseño el lector puede consultar las recomendaciones FEMA 350 (FEMA, 2000a), FEMA 355D (FEMA, 2000f) y AISC 358 (AISC, 2005c y AISC, 2010). En particular, en el documento FEMA 350 las conexiones precalificadas se agrupan en: (i) conexiones soldadas totalmente restringidas, (ii) conexiones abulonadas totalmente restringidas, (iii) conexiones parcialmente restringidas y (iv) conexiones con patente comercial. Algunas de estas conexiones precalificadas son válidas solamente para pórticos no arriostrados ordinarios. El documento AISC 358-05 (AISC, 2005) describe tres tipos de conexiones precalificadas, mientras que la versión del año 2010 (AISC, 2010) presenta seis tipos de conexiones precalificadas para su uso en pórticos especiales e intermedios.

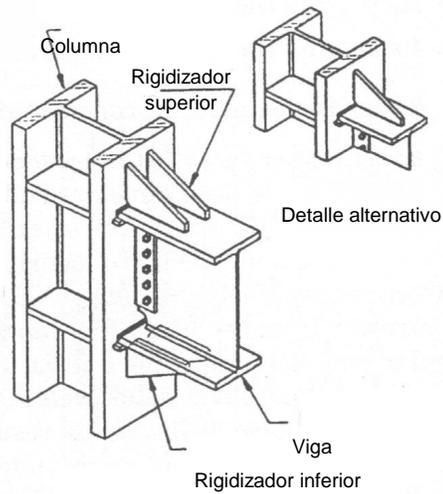
3.6.1. Conexiones reforzadas

Se han desarrollado numerosos detalles para conexiones reforzadas mediante placas triangulares o rectangulares dispuestas en las alas de la viga, rigidizadores o cartelas de distintas formas, usando como medios de unión bulones, cordones de soldadura o una combinación de ambos. Algunas de las conexiones propuestas se encuentra protegidas por patentes comerciales.

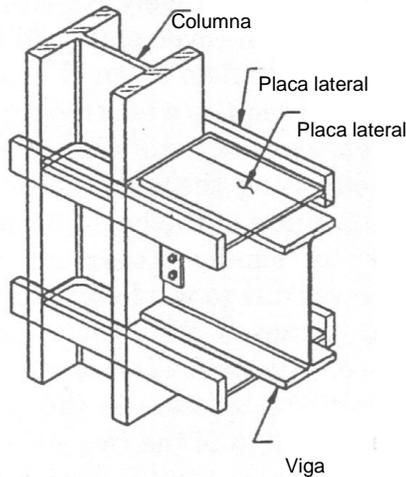
Las Figuras 3-12 y 3-13 muestran cuatro alternativas para conexiones que combinan bulones en la unión del alma, para transferir el corte de la viga, y uniones soldadas en las alas de la viga. En todos los casos se refuerza la conexión viga-columna y se desplaza la rótula plástica desde el extremo hacia el interior de la viga. En el caso particular de la Figura 3-12 (a) la placa de refuerzo inferior es de forma rectangular para servir de apoyo a la viga durante el montaje y facilitar la soldadura desde arriba hacia abajo, mientras que la placa superior es de forma trapezoidal. Este tipo de conexión puede construirse con la unión de alma soldada (en lugar de usar bulones) con lo que puede reducirse el espesor de las placas de refuerzo en las alas.



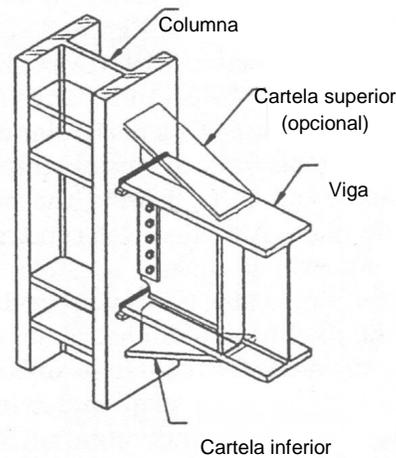
(a) Conexión con placas de refuerzo



(a) Conexión con rigidizadores verticales



(b) Conexión con placas laterales



(b) Conexión con cartelas

Fig. 3-13. Ejemplos de reforzadas (Bruneau et al., 1998)

Fig. 3-12. Ejemplos de reforzadas (Bruneau et al., 1998).

Las conexiones con rigidizadores y cartelas triangulares, como la mostrada en la Figura 3-13 (a) y (b) pueden usarse no solo para construcciones nuevas sino también para la rehabilitación de pórticos existentes. Los resultados experimentales indican que las cartelas triangulares son las más efectivas y permiten desarrollar grandes rotaciones plásticas, si bien se han probado también otras configuraciones, por ejemplo, con cartelas rectangulares. En ciertas situaciones resulta conveniente eliminar el uso de la cartela o rigidizadores en el ala superior, con el objeto de facilitar la construcción de los entrepisos. Estos casos especiales deben verificarse experimentalmente o bien deben utilizarse conexiones precalificadas.

Se han desarrollado también conexiones similares a las indicadas en la Figura 3-13, pero usando bulones como único medio de unión en obra, con lo cual se tiene la ventaja de agilizar el proceso de montaje y evitar las soldaduras en esa etapa de la construcción.

Alternativamente, la Figura 3-14 ilustra el caso de una conexión totalmente abulonada, la cual emplea una placa que se suelda en taller al extremo de la viga (Murray y Summer, 2003). La principal ventaja de esta conexión es la rapidez del montaje y el hecho de evitar totalmente la soldadura en obra. Como desventaja puede mencionarse la posibilidad de alabeo de la placa de extremo por la soldadura, la baja tolerancia a errores en la longitud de la viga y el eventual desarrollo del efecto de palanca (*prying forces*) debido a los esfuerzos de tensión en los bulones.

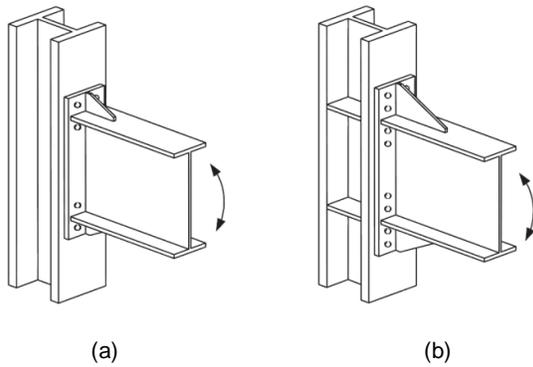


Fig. 3-14. Conexiones con placa de extremo extendida, (a) con 8 bulones, y (b) 16 bulones (Murray y Summer, 2003).

En la Figura 3-15 se muestra esquemáticamente una conexión con placas laterales (este es un sistema protegido por una patente comercial) y que se incluye en las recomendaciones FEMA 350 (FEMA 2000a). En este caso no existe contacto entre el ala de la columna y el extremo de la viga, de modo que se evita el complejo estado triaxial de tensiones que se origina cuando se suelda en dicha zona. La transferencia de los esfuerzos se realiza mediante dos placas laterales, las cuales dan el nombre a esta conexión (*side plate connection*).

Otra opción de conexión protegida por patente comercial, en este caso con bulones como medio de unión, se presenta en la Figura 3-16. La conexión entre las alas de la viga y el ala de la columna se realiza mediante dos piezas especiales de acero de alta resistencia y se denomina en inglés *Kaiser bolted bracket connection*. El sistema de conexión está precalificado para ser usado en pórticos especiales (con limitaciones cuando se usan losas de hormigón) e intermedios.

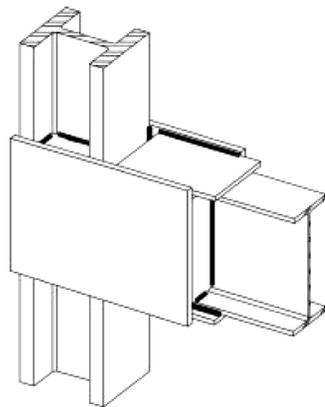


Fig. 3-15. Conexión con placas laterales

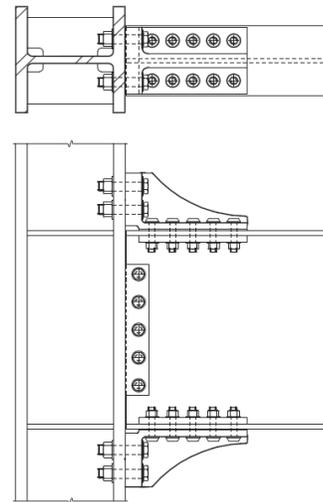


Fig. 3-16. Conexión con soportes de alta resistencia abulonados (AISC, 2010).

3.6.2. Conexiones con viga de sección reducida

En las conexiones con viga de sección *reducida* (*reduced beam section, RBS, connection*), se realiza un corte en las alas del perfil en la zona cercana a la conexión, según el detalle que se muestra en la Figura 3-17. De esta forma se logra que la fluencia se concentre en la zona de sección reducida, con un momento de plastificación menor que el propio de la viga.

La reducción c a cada lado del ala, ver Figura 3-17, se adopta usualmente igual a $0.2 b_f$ y no debe exceder $0.25 b_f$. El valor de a varía entre 0.5 y $0.75 b_f$ y el de b entre 0.65 y $0.85 b_f$. La conexión con la columna se realiza mediante soldaduras de penetración completa en las alas, mientras que el alma de la viga se vincula mediante soldadura o bulones. En este caso no es necesario reforzar la conexión debido a que se ha reducido la capacidad resistente (momento de plastificación) de la viga.

Las conexiones con viga de sección reducida representan una buena solución estructural (basada en principios de diseño por capacidad), que permite realizar conexiones de rápida ejecución, con bajos requerimientos de mano de obra. Esta solución es conveniente desde el punto de vista económico en países, como Estados Unidos de América, donde el costo de la mano de obra es importante en relación al costo del acero.

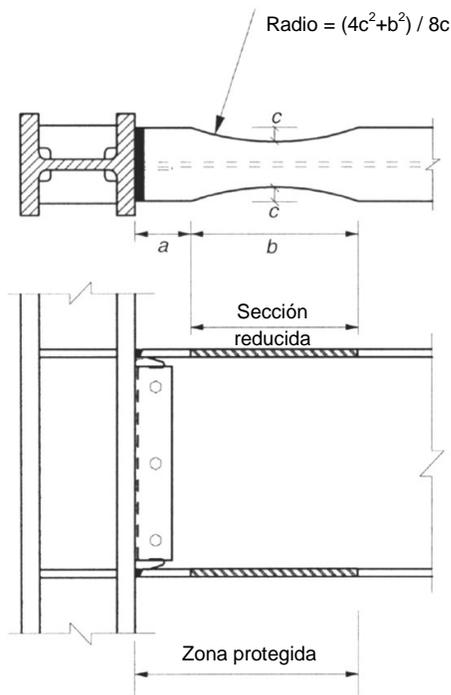


Fig. 3-17. Conexión con viga de sección reducida (AISC, 2010).

3.6.3. Otras conexiones

Previo al terremoto de Northridge el tipo de conexión viga-columna más frecuente consistía en soldar las alas de la viga directamente a la columna, mediante cordones de penetración completa, mientras que el alma de la viga se conecta con bulones usando una planchuela adicional soldada al ala de la columna. Este tipo de conexión, conocida como “pre-Northridge”, demostró un inadecuado comportamiento, debido fundamentalmente a la ocurrencia de fracturas frágiles, las cuales se produjeron a niveles bajos de demanda plástica y, en algunos casos, aún en rango elástico. En la mayoría de los casos, las fracturas se iniciaron en los cordones de penetración completa que conectaban el ala de la viga con la columna. Una vez iniciadas, las fracturas se propagaban en formas diversas, afectando distintas partes de la conexión.

Actualmente es posible utilizar una conexión similar, pero con ciertos detalles especiales que mejoran su comportamiento, denominada “conexión ala soldada sin reforzar-alma soldada” (*welded unreinforced flange-welded web moment connection, WUF-W*). Es importante notar que se requiere el uso del detalle indicado en la Figura 3-10 para los agujeros de acceso de soldadura. Los bulones sirven como elementos auxiliares para el montaje, mientras se realizan en obra las soldaduras en las alas y alma de la viga. Esta conexión ha sido verificada experimentalmente, por lo cual la recomendación FEMA 350 la incluye como conexión precalificada para pórticos no arriostrados ordinarios y especiales. Posteriormente, el documento AISC 358-10

también incluyó esta conexión como precalificada para pórticos intermedios y especiales. La principal ventaja de esta conexión es su sencillez constructiva y el costo reducido frente a otro tipo de conexiones, particularmente las reforzadas.

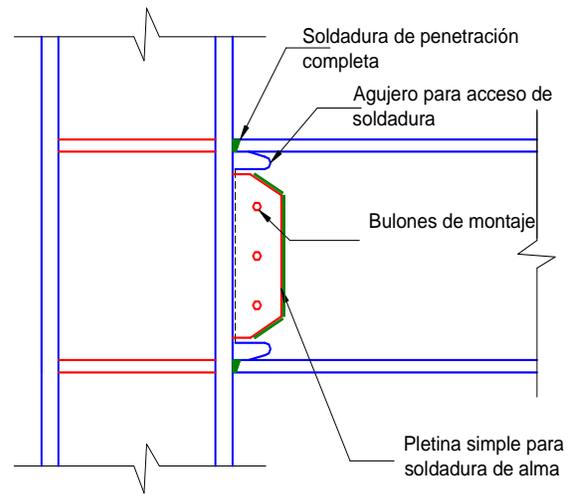


Fig. 3-18. Conexión ala soldada sin reforzar-alma soldada.

La recomendación FEMA 350 incluye una conexión similar a la descrita en la Figura 3-17, con la diferencia que la unión del alma es abulonada, denominada “conexión ala soldada sin reforzar-alma abulonada” (*welded unreinforced flange-bolted web moment connection, WUF-B*). Esta conexión está precalificada para pórticos ordinarios.

Finalmente, se presenta en la Figura 3-19 el esquema de una conexión similar a la descrita previamente, por los medios de unión empleados. La diferencia radica en que se realizan dos ranuras horizontales en el alma de la viga (*slotted web connection, SW*), con el objeto de separar las alas del alma en la zona de la conexión. Los resultados de análisis mediante el método de los elementos finitos y datos experimentales medidos mediante bandas extensométricas (*strain gauges*) indican que se desarrollan grandes gradientes de tensión y deformación en el extremo de la viga, tanto en la dirección horizontal como vertical. Estos estudios muestran también que un porcentaje significativo (de hasta el 50%) del esfuerzo de corte vertical en la viga se trasmite por las soldaduras de alma. Por lo tanto, las ranuras del alma permiten modificar significativamente el complejo estado tensional en esa zona, aliviando la concentración de tensiones en el extremo. Las alas resisten el momento flector, casi en su totalidad, mientras que el esfuerzo de corte es transferido a través del alma. Además, se reducen las tensiones residuales por soldadura, debido que las alas de la viga no están restringidas por el alma. La conexión con ranuras en el alma está protegida por una patente comercial.

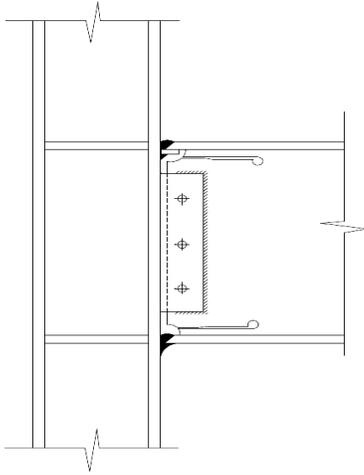


Fig. 3-19. Conexión con ranuras en el alma (FEMA, 2000a).

Los distintos tipos de conexiones descritas previamente son aplicables para las situaciones más usuales, en las que las vigas y columnas del pórtico están formadas por secciones I. En los casos en los que se usan otros tipos de secciones, por ejemplos columnas tubulares o con sección cajón, deben aplicarse los criterios generales para el diseño de conexiones y seguir el procedimiento de precalificación requerido por las especificaciones (Chen et al., 2006).

3.7. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE PÓRTICOS EXISTENTES

La rehabilitación sísmica de estructuras es un problema de relevante interés y de alcance mundial. En particular, los pórticos no arriostrados de acero construidos hasta mediados de la década de 1990 pueden presentar un inadecuado desempeño por diversas razones. Entre éstas, se destacan los problemas en el diseño y construcción de los nudos viga-columna, que a la luz de los conocimientos actuales cumplen con los requerimientos de seguridad estructural exigidos para las construcciones nuevas. De modo que es necesario realizar una evaluación estructural y eventualmente reparar o reforzar la estructura para mejorar su desempeño. El proceso de rehabilitación es complejo y se han desarrollado distintas estrategias para su implementación práctica.

Estas estrategias pueden agruparse en tres categorías principales:

- Modificar el sistema sismorresistente para reducir la demanda en los elementos componentes, particularmente en las conexiones viga-columna. Este objetivo puede alcanzarse por ejemplo, agregando riostras, muros de hormigón armado o nuevo pórticos
- Reducir la demanda sobre la estructura, en términos de fuerza y desplazamiento, mediante sistemas de aislamiento sísmico, disipadores de energía y sistemas de control semiactivo o activo.
- Modificar las conexiones viga-columna existentes para mejorar el desempeño sísmico de la estructura, ya sea reforzando la conexión o cambiando su funcionamiento estructural (por ejemplo, transformar una conexión articulada en otra parcial o totalmente restringida).

La solución estructural adoptada debe ajustarse a los requerimientos constructivos y funcionales propios del proyecto, que pueden ser condicionantes de gran importancia (por ejemplo, la necesidad de realizar las tareas de rehabilitación sin interrumpir la actividad en el edificio). Igual relevancia presentan los aspectos económicos, que normalmente definen la realización o no de las tareas de reparación.

El estudio detallado del proceso de evaluación y rehabilitación de estructuras escapa del alcance del presente trabajo. Los lectores pueden consultar los documentos FEMA-356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* y FEMA-547, *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, en relación con aspectos generales de este problema. Los temas específicos para las construcciones de acero se presentan en los documentos FEMA-351, *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building*, FEMA-352, *Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings* y *Steel Design Guide 12: Modification of Existing welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance* (Gross et al., 1999), entre otros.

Capítulo 4

Pórticos arriostrados concéntricamente

4.1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada. Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo inducen, principalmente, esfuerzos axiales en las barras del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la cual permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño.

Los pórticos arriostrados comenzaron a usarse en el siglo XIX para puentes y construcciones industriales y a comienzos del siglo XX su aplicación se extendió a edificios. Inicialmente, una de las configuraciones más usadas fueron los arriostramientos con tensores en X (también llamados "contravientos" por la función principal que cumplían). En la década de 1960 se desarrollaron e implementaron otros sistemas de arriostramientos y, a partir de las investigaciones realizadas, se formularon criterios de diseño sismorresistentes más detallados que favorecieron su uso generalizado para edificios de baja y mediana altura, particularmente en USA después del terremoto de San Fernando de 1971. El criterio fundamental de diseño se basaba en limitar la ocurrencia del pandeo global en las riostras comprimidas, con lo cual la estructura no tiene posibilidades de disipar energía en forma significativa. Los ensayos cíclicos mostraron que el sistema puede disipar energía luego del pandeo global de las riostras, siempre y cuando se controlen otros modos de falla frágil como el pandeo local y la fractura de las conexiones. Es decir que se comprobó experimentalmente que, mediante un diseño adecuado, se puede lograr una respuesta dúctil y estable, con buena capacidad de disipar energía. Para alcanzar este objetivo, es necesario considerar adecuadamente los siguientes aspectos:

- Configuración de las riostras.
- Diseño de todos los miembros del pórtico (riostras, vigas y columnas).
- Detalles para conexiones y empalmes.

Las especificaciones de diseño modernas consideran que las riostras diagonales pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un terremoto severo. De esta forma, la estructura dispone de capacidad para disipar energía bajo la acción del sismo, mediante sucesivos ciclos de fluencia por tracción y pandeo global en compresión (con formación de

rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras). La estrategia de diseño asegura que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) posean la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitatorias, aún cuando las riostras hayan sufrido daño.

La experiencia recogida en terremotos pasados indica que los pórticos arriostrados concéntricamente pueden presentar un desempeño insatisfactorio, si los componentes estructurales y sus conexiones no son diseñados adecuadamente (Tremblay, 1996). Las fallas observadas incluyen fractura de las riostras a través de la sección neta en conexiones abulonadas, daño excesivo en vigas y columnas y fractura en conexiones soldadas y abulonadas (ver Sección 1.4.5).

En las secciones siguientes se analiza el comportamiento axial de las riostras, que son los componentes estructurales característicos de los pórticos arriostrados, y luego se describen los aspectos principales del comportamiento estructural de los arriostramientos. En las secciones finales se presentan los requerimientos de las especificaciones AISC 341-05, considerando dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: los especiales y los ordinarios o convencionales (en función del nivel de desempeño esperado).

4.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS

4.2.1. Respuesta cíclica

Las riostras son los componentes estructurales seleccionados para disipar energía, mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Es por ello que resulta de interés estudiar su comportamiento bajo carga axial cíclica, analizando la respuesta en términos de carga axial, P , desplazamiento axial, δ , y el desplazamiento transversal en el centro de la riostra, Δ (que se produce como consecuencia del pandeo flexional), como se ilustra en la Figura 4-1.

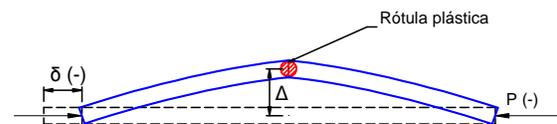


Fig. 4-1. Variables estáticas y cinemáticas en una barra biarticulada sometida a compresión.

Al aplicar carga axial de compresión, la riostra inicialmente se comporta como un elemento lineal y elástico, experimentando un acortamiento δ (ver Figura 4-

2). La carga aumenta hasta que se produce el pandeo global al alcanzar el valor P_{cr} . Si la barra es suficientemente esbelta, el pandeo se produce en rango elástico, de modo que la eventual descarga de la riostra se realizaría siguiendo la rama de carga, sin deformaciones plásticas. Durante el pandeo, la barra no solo se acorta axialmente, sino que también experimenta una deflexión lateral (cuya variación en función de la carga axial P se representa en la Figura 4-3) y aparecen esfuerzos internos de flexión. A medida que aumenta la deformación axial y desplazamiento lateral, se incrementa también el momento flector y se produce una rótula plástica en la zona central de la riostra (ver Figura 4-1). Si los extremos de la barra no están articulados, se pueden formar rótulas plásticas también en los extremos de la riostra.

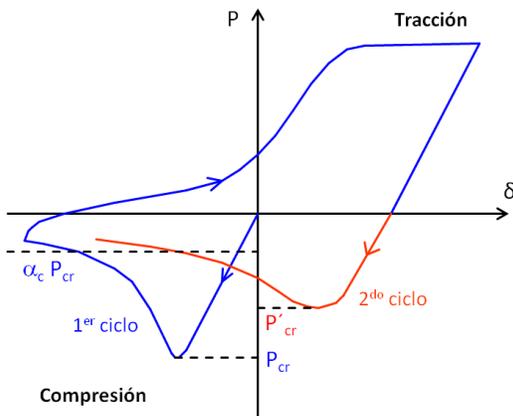


Fig. 4-2. Diagrama P - δ típico de una riostra sometida a carga axial cíclica.

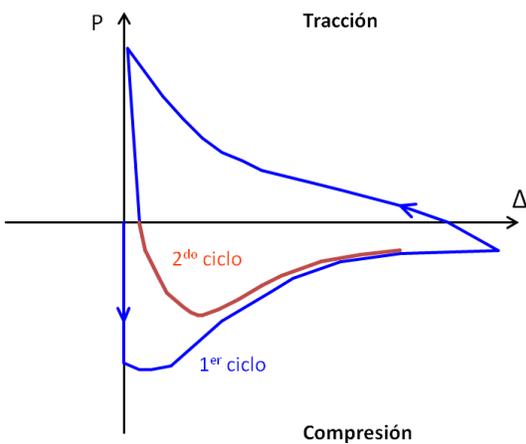


Fig. 4-3. Diagrama P - Δ típico de una riostra sometida a carga axial cíclica.

Cuando la barra pandea, la resistencia axial disminuye rápidamente, dependiendo de la esbeltez de la barra, $\lambda=Kl/r$ (donde K es un factor que depende de las

condiciones de vínculo, l es la longitud entre puntos de arriostamiento y r es el radio de giro de la sección en la dirección considerada). En general, mientras mayor es la esbeltez más significativa es la caída de resistencia, en términos relativos. Los resultados experimentales indican que la resistencia pospandeo puede llegar a ser un 20% de la carga crítica, en el caso de barras esbeltas. Para mayor información sobre este aspecto, puede consultarse el trabajo de Remennikov y Walpole, (1998), quienes proponen un factor de reducción, α_c , para cuantificar el decremento de resistencia en la zona de pandeo poscrítico. La variación de dicho factor en función de la esbeltez se presenta en la Figura 4-4.

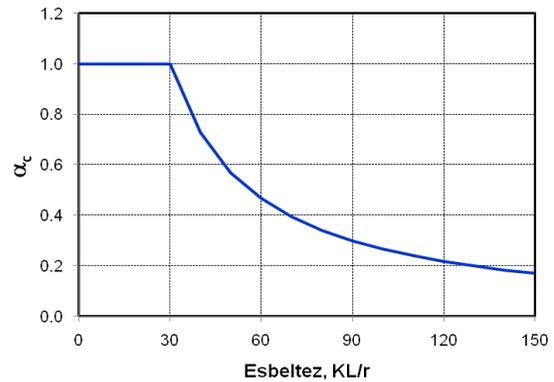


Fig. 4-4. Factor de reducción

Al remover la carga axial completamente, la riostra se mantiene significativamente deformada, tanto axialmente como lateralmente. Cuando se inicia la carga en tracción, la rigidez axial de la barra está degradada por efecto del pandeo que experimentó previamente, las rotaciones en la rótula plástica se invierten y la deflexión lateral Δ decrece. Al continuar la carga, la riostra fluye en tracción y se deforma plásticamente, si bien se mantiene una pequeña deflexión lateral, aún cuando la carga se remueva completamente.

Si se inicia un segundo ciclo de carga, se observa que la carga de pandeo, P'_{cr} , es menor que la carga correspondiente al primer ciclo (ver Figura 4-2). Esta reducción es más significativa a medida que aumenta la esbeltez de la barra. La relación P'_{cr}/P_{cr} puede estimarse mediante la siguiente expresión empírica (Bruneau et al., 1998),

$$\frac{P'_{cr}}{P_{cr}} = \frac{1}{1 + 0.35 \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}} \quad (4-1)$$

Los resultados obtenidos mediante esta ecuación indican que, para un acero ASTM A-36, la relación P'_{cr}/P_{cr} es igual a 0.87, 0.76 y 0.68 para esbelteces de 40, 80 y 120, respectivamente.

Las Figura 4-5 presenta curvas P - δ obtenidas en los

ensayos realizados por Black et al. (1980) sobre tres riostras con esbelteces de 40, 80 y 120. Si bien en los tres ensayos no se usaron los mismos perfiles de acero (para lograr distintos esbelteces), es interesante comparar la forma de los ciclos de histéresis para observar el efecto de la esbeltez de la riostra y la degradación de rigidez y resistencia que se produce como consecuencia de la carga cíclica. Finalmente, en la Figura 4-6, se presenta la relación P- Δ obtenida en esos mismos ensayos, para el caso $\lambda = Kl/r = 80$.

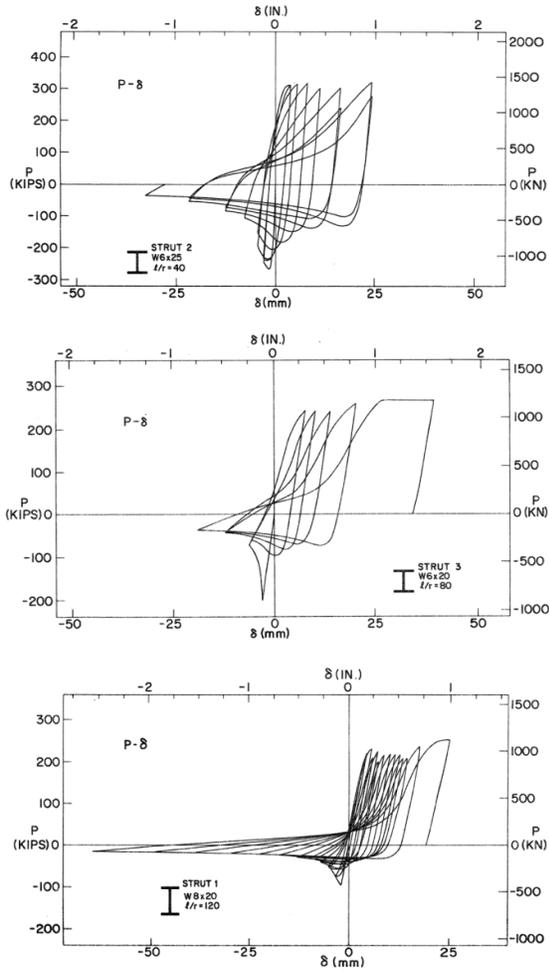


Fig. 4-5. Relación P- δ medida experimentalmente en riostras con distinta esbeltez (Black et al, 1980).

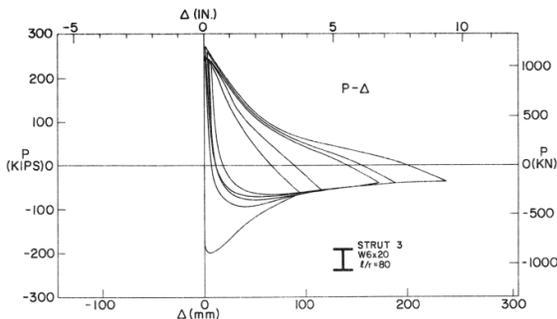


Fig. 4-6. Relación P- Δ medida experimentalmente en una riostra con $Kl/r=80$ (Black et al, 1980).

A partir de la información experimental recogida en diferentes ensayos, se han desarrollado modelos analíticos que permiten representar las distintas fases del comportamiento histérico de riostras sometidas a carga axial (Remennikov y Walpole, 1997).

4.2.2. Factores que afectan la respuesta

En las últimas cuatro décadas se han realizado numerosos estudios experimentales y analíticos para estudiar la respuesta no lineal de las riostras. Esos estudios han permitido identificar tres parámetros principales, a saber, la esbeltez de la riostra ($\lambda = Kl/r$), sus condiciones de vínculo y la forma de la sección.

a. Esbeltez

La esbeltez es el parámetro más importante e influye significativamente no sólo en la resistencia a compresión, sino también en la resistencia poscrítica y en la degradación de resistencia por carga cíclica. Bruneau et al. (1998) clasifican a las riostras en tres grupos: esbeltas, intermedias y robustas o poco esbeltas.

Las riostras esbeltas son aquellas en que la tensión crítica de pandeo elástico es menor que el 50% de la tensión de fluencia. Si se acepta como válida la ecuación de Euler para calcular la tensión crítica, esta condición puede expresarse en términos de esbeltez como:

$$\lambda \geq 2020 / \sqrt{F_y} \quad (4-2)$$

donde F_y es la tensión de fluencia en MPa. Para un acero ASTM A-36, la Ecuación 4-2 implica que $\lambda \geq 130$. Las riostras esbeltas se caracterizan por pérdida significativa de resistencia y rigidez por causa del pandeo, baja rigidez tangente para carga $P=0$ y deformaciones residuales. En el caso particular de riostras muy esbeltas estos efectos negativos son más acentuados y al retomar la carga en tracción se produce un rápido aumento de la rigidez. Este incremento repentino induce un efecto similar al de una carga de impacto, lo cual puede originar daño en la riostra y en sus conexiones.

Las riostras robustas son aquellas cuya respuesta en compresión está controlada por la fluencia y el pandeo local. La rótula plástica que se forma en el centro de la riostra, como consecuencia del pandeo global, reduce su capacidad debido al pandeo local, y disminuye la capacidad de disipar energía. El valor límite de esbeltez para definir el rango de las riostras robustas depende de la relación ancho-espesor de la sección y de las características de la relación tensión-deformación del acero. No obstante, puede definirse aproximadamente que esta categoría comprende riostras con esbelteces menores a 60 para aceros ASTM A-36 y menores a 50 para aceros de Grado 50. Los ciclos histéricos de las riostras robustas se caracterizan por tener mayor área y

menor degradación que los correspondientes a riostras intermedias y esbeltas.

Finalmente, las riostras intermedias, como su nombre lo indica, exhiben un comportamiento comprendido entre las otras dos categorías. Los efectos de degradación de rigidez y resistencia son menores que los observados en riostras esbeltas y mayores que los correspondientes a las robustas.

Los estudios de Tang y Goel (1989) sobre riostras formadas por secciones tubulares indican que el número de ciclos para producir la fractura de una riostra aumenta, generalmente, con el incremento de la esbeltez de la riostra. Esta es una de las principales razones por la cual los límites de esbeltez se han incrementado en ediciones recientes de las especificaciones de diseño.

b. Condiciones de vínculo

Las condiciones de vínculo afectan la deformada de pandeo y por ende la longitud efectiva, Kl , usada para determinar la resistencia. El factor K de longitud efectiva puede determinarse mediante valores tabulados, para los casos simples, o bien mediante ábacos o procedimientos de análisis estructural, para el caso de pórticos u otras estructuras más complejas. Los distintos métodos para determinar K se describen en las especificaciones AISC 360-05 o en los libros de textos sobre estructuras de acero, por ejemplo, McCormac (2002), Salmon et al. (2008), Vinnakota (2006).

Los estudios realizados por Black et al. (1980) mostraron que la deformada en rango inelástico, luego de producido el pandeo, es similar a la deformada elástica. Se observó en ensayos cíclicos que, a medida que se aumenta el número de ciclos, la curvatura de la riostra tiende a concentrarse en la rótula plástica ubicada en la zona central.

El efecto de las condiciones de vínculo en la respuesta histerética de las riostras también fue estudiado por Black et al. (1980), quienes ensayaron barras con igual esbeltez, con distintas secciones y con extremos articulado-articulado y articulado-fijo. En el caso de riostras formadas por secciones I y tubos circulares, se observó un relativo incremento del área de los ciclos de histéresis, mientras que en el caso de riostras formadas por dos perfiles ángulo no se detectaron diferencias al cambiar las condiciones de vinculación de los extremos.

c. Forma de la sección

La forma de la sección de las riostras afecta su comportamiento estructural y para evaluar su influencia deben considerarse varios aspectos. Uno de ellos es la eficiencia de la sección, que a igualdad de área transversal, se cuantifica a través del radio de giro. Así por ejemplo, los tubos de sección cuadrada y circular presentan ventajas comparativas frente a secciones I o secciones canal. Estas ventajas son fundamentalmente de tipo económico (porque se logra un disminuir la cantidad de material utilizado), pero no necesariamente

implican un mejor comportamiento estructural bajo acciones cíclicas

Otro aspecto fundamental es la compacidad de la sección, medida a través de la relación ancho-espesor, debido a que este parámetro se vincula directamente con los problemas de pandeo local. De modo que las secciones con elementos más compactos, presentan mayor capacidad de disipar energía y de evitar fracturas como resultado de las grandes deformaciones localizadas que induce el pandeo local. A partir de resultados experimentales obtenidos en un extenso proyecto de investigación, Black et al., (1980), proponen el siguiente agrupamiento de secciones para riostras de acero, ordenadas en forma decreciente según su desempeño:

- Tubos de sección circular
- Tubos de sección rectangular
- Secciones I
- Secciones T
- Secciones "doble ángulo"

Estudios posteriores realizados por Goel y sus colaboradores (según se indica en los comentarios de AISC 341-05) mostraron las secciones tubulares son susceptibles de fractura por concentración de deformaciones en la zona central. Los tubos de sección rectangular con relaciones ancho-espesor elevadas son los que presentan mayor riesgo, de ahí la importancia de respetar las limitaciones indicadas en las especificaciones de diseño.

Las soluciones recomendadas para demorar el inicio del pandeo local y evitar fractura en las riostras son la colocación de rigidizadores, el uso de elementos con menores relaciones ancho-espesor y el uso de tubos de acero rellenos de hormigón simple. Es importante mencionar que el relleno del tubo con hormigón no evita completamente la ocurrencia del pandeo local, pero sí demora su ocurrencia, debido a que el hormigón restringe el pandeo hacia el interior del tubo. Los resultados experimentales obtenidos por Liu y Goel (1988) confirman que se logra una mejora sustancial del comportamiento de las riostras con relleno de hormigón ante cargas cíclicas, excepto para tubos con relaciones ancho-espesor elevadas ($b/t=30$, en esos ensayos). Se observó que la deformada de pandeo local se produce hacia el exterior del tubo, con forma similar a una cúpula rebajada. La zona afectada es mayor que en el caso de tubos sin relleno, por lo que la demanda de deformación es menor.

Las riostras también pueden construirse con secciones armadas (*built-up members*). En la Figura 4-7 se muestra algunas secciones típicas para el caso usual de usar dos barras individuales vinculadas entre sí con placas de costura (*stitches*). Esta configuración permite vincular la riostra al pórtico mediante una chapa nodal que tiene igual espesor que las placas de costura. Debe limitarse la separación de las placas de costura para evitar problemas de pandeo de cada barra individual. En particular, la opción que se muestra en la Figura 4-7

(c), consistente en el uso de dos tubos de acero de sección rectangular, presenta ventajas interesantes frente a una riostra equivalente formada por un único tubo de sección rectangular mayor.

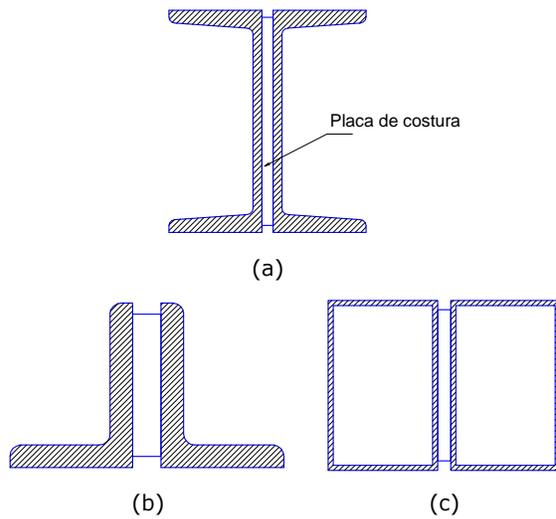


Fig. 4-7. Ejemplos de secciones armadas para riostras.

4.3. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS RIOSTRAS

4.3.1. Criterios estructurales

Los pórticos arriostrados pueden diseñarse con diversas configuraciones de riostras, las cuales deben respetar no solo criterios estructurales, sino también requerimientos funcionales (por ejemplo, por la ubicación de puertas y ventanas), económicos, estéticos, etc. Cuatro de las configuraciones más usuales se representan esquemáticamente en la Figura 4-8.

Una primera consideración para el diseño del sistema de arriostramientos se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor se recomienda que esté comprendido entre 30 y 60°. Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia. Además, se puede dificultar la construcción de las conexiones entre las riostras y el pórtico.

Otro aspecto importante para lograr un adecuado desempeño del sistema estructural es lograr que en cada plano resistente las riostras se dispongan de forma tal que la respuesta del sistema sea aproximadamente simétrica (en términos de resistencia y rigidez) cuando la estructura es sometida a acciones laterales cíclicas. Esto usualmente se logra disponiendo un número par de riostras en cada plano resistente, con igual sección y ángulo de inclinación (como en los casos de la Figura 4-8). De esta forma, la inversión del sentido de carga produce alternancia de esfuerzos de compresión y tracción en las riostras, las cuales varían su resistencia y rigidez, pero la respuesta estructural del sistema es similar en ambos sentidos. Además, el adecuado balan-

ce entre barras comprimidas y traccionadas evita la acumulación de distorsiones de piso inelásticas en una dirección. Por estas razones, las configuraciones indicadas en la Figura 4-9 no son adecuadas y los reglamentos de diseño sismorresistente usualmente desalientan o prohíben su uso (mediante requerimientos que se explican más adelante).

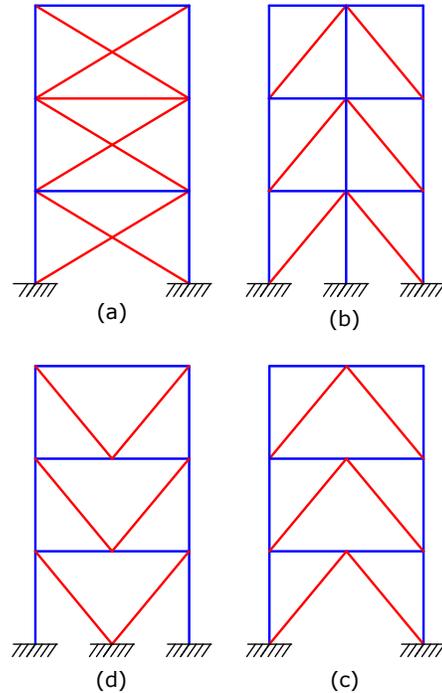


Fig. 4-8. Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron.

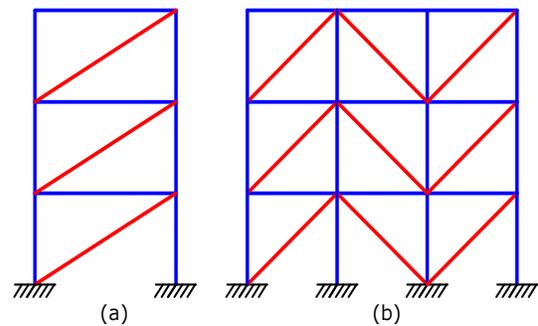


Fig. 4-9. Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica.

4.3.2. Riostras en V y V invertida

Las configuraciones de riostras dispuestas en V o V invertida son muy usadas en edificios y estructuras industriales, si bien presentan algunas particularidades que deben considerarse en el diseño. El vértice de los arriostramientos no coincide con un nudo viga-columna del pórtico, sino que se conecta en la zona central de las vigas. Mientras la estructura responde en

rango elástico, las fuerzas axiales en las riostras son iguales en valor absoluto (ver Figura 4-10). Sin embargo, cuando la riostra comprimida pandea su capacidad resistente disminuye (hasta un cierto valor P_c), mientras que la fuerza axial en la riostra traccionada aumenta (hasta alcanzar un valor P_t). Se origina así una fuerza vertical en la viga, P_{un} , (ver Figura 4-11), como resultado del desbalance entre los esfuerzos axiales resistidos por las riostras:

$$P_{un} = (P_t - P_c) \operatorname{sen} \alpha \quad (4-3)$$

donde α representa el ángulo de inclinación de ambas riostras respecto de la horizontal.

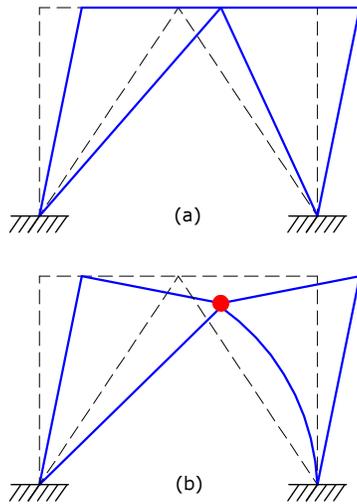


Fig. 4-10. Mecanismo de deformación de un pórtico con riostras en V invertida (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida.

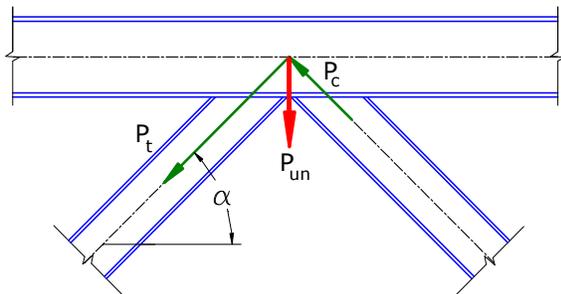


Fig. 4-11. Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de las riostras.

De lo expuesto se deduce que la respuesta en rango inelástico depende no solo de la relación entre la resistencia a compresión y tracción de las riostras y de la resistencia a pospandeo de la riostra comprimida, sino también de la resistencia flexional de la viga. Es por ello que se consideran usualmente dos casos: pórticos con viga fuerte o débil, de acuerdo a la resistencia relativa entre la viga y las riostras (Remennikov y Walpole, 1998). En el primer caso, la viga puede resistir sin plastificarse los esfuerzos resultantes de la ac-

ción sísmica y de las cargas gravitatorias, mientras que en el caso de vigas débiles se puede formar una rótula plástica en la viga, luego de que la riostra comprimida pandea, como se ilustra en la Figura 4-10(b). Cuando la dirección de la acción sísmica se invierte, la riostra que ha pandeado previamente no se puede enderezar completamente debido a la deflexión vertical de la viga. Si la riostra opuesta, anteriormente traccionada pero ahora comprimida, también pandea, la resistencia lateral disminuye significativamente (porque depende del comportamiento post-pandeo de las riostras). De modo que la respuesta global de la estructura no es adecuada, por lo cual el uso de este tipo de arriostramientos con vigas débiles deben evitarse en el diseño sismorresistente.

Otra opción para evitar los efectos negativos de la carga vertical P_{un} en el centro de las vigas es utilizar una columna intermedia adicional (*zipper*), como se muestra en la Figura 4-12 (a) o alternar la ubicación de las riostras para formar una X que comprende dos pisos, Figura 4-12 (b).

4.3.3. Riostras en K

La configuración de riostras en K, cuyo esquema se indica en la Figura 4-13, presenta problemas similares a los mencionados previamente para las disposiciones en V y V invertida. En la zona central de las columnas, donde se conectan las riostras, se puede generar una fuerza horizontal por el desbalance entre los esfuerzos de tracción y compresión y la consecuente formación de una rótula plástica (ver Figura 4-14). Esta situación puede provocar la falla de la columna, con graves consecuencias para toda la estructura. Es por ello, que este tipo de configuración no es recomendable y su uso está prohibido por las especificaciones sísmicas AISC 341-05.

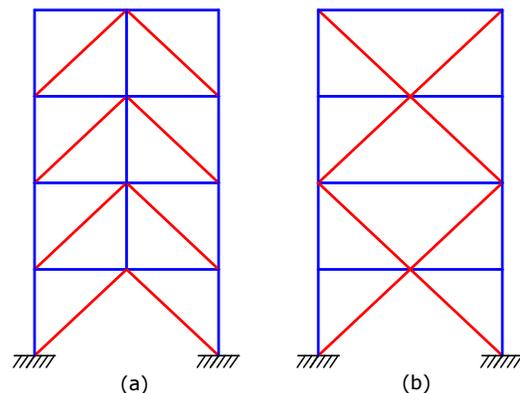


Fig. 4-12. Configuraciones de riostra para mitigar el efecto de fuerzas desbalanceadas en las vigas: (a) con columna de cierre o "zipper" y (b) en X sobre módulos de 2 pisos.

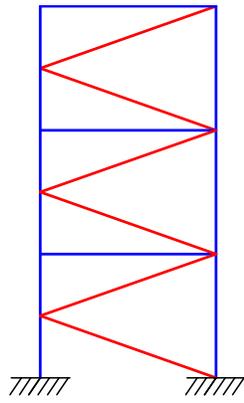


Fig. 4-13. Pórtico arriostrado en K.

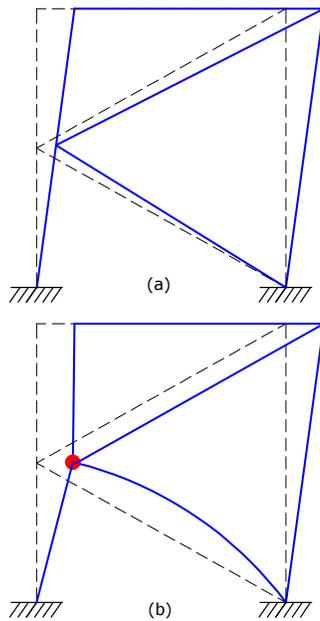


Fig. 4-14. Mecanismo de deformación de un pórtico con riostras en K (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida.

4.3.4. Riostras tipo tensor en X

Los pórticos con tensores en X (ver Figura 4-15) fueron uno de los primeros sistemas con arriostramientos que se utilizaron y aún se usan en la actualidad para estructuras cuyo diseño está controlado por acciones de viento. Sin embargo, su aplicación como sistema sísmorresistente no es recomendable, debido al comportamiento particular de los tensores, que son riostras con una esbeltez muy elevada ($kL/r > 300$) y por ende su resistencia a compresión es prácticamente nula. Si bien la estructura es redundante y en todo momento hay al menos una tensor traccionado, la respuesta cíclica exhibe etapas de comportamiento donde la rigidez es muy reducida o nula (medida por la pendiente de la curva carga-desplazamiento) y la resistencia lateral es baja, como se observa en la Figura 4-16. Adicionalmente, como se mencionó en la sección 4.2.2, este tipo

de riostras presenta el problema de un repentino aumento de rigidez cuando la barra, luego de pandear, toma carga en tracción, pudiendo originar un efecto similar al de una carga de impacto. Por estas razones, el uso de tensores en X no es recomendado (incluso algunos reglamentos lo prohíben mediante limitaciones de esbeltez o resistencia de las riostras), salvo que la estructura se diseñe para trabajar en rango elástico.



Fig. 4-15. Pórtico arriostrado con tensores en X.

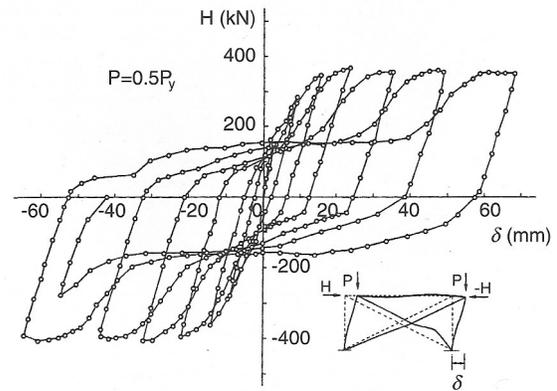


Fig. 4-16. Respuesta estructural de un pórtico arriostrado con tensores en X, ensayo por Wakabayashi (1986).

4.3.5. Diseño de conexiones

Las riostras usualmente se vinculan a las vigas y columnas del pórtico mediante placas de nudo (*gusset plates*), usando como medio de unión bulones o cordones de soldadura. La experiencia recogida en terremotos pasados y en ensayos de laboratorio indica que muchas de las fallas observadas se producen en las conexiones, de ahí la importancia de que se diseñen y detallen adecuadamente. Para ello, es necesario asegurar que la conexión tenga una resistencia a tracción, compresión y flexión suficiente como para soportar los

máximas esfuerzos que le puede transmitir la riostras, cuando ésta desarrolla su capacidad resistente. Este objetivo puede lograrse mediante la aplicación de los principios del diseño por capacidad.

Es importante destacar que las especificaciones AISC 341-05 indican, como criterio general de diseño, que soldadura y bulones en una conexión no deben resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza. En la Figura 4.17 se muestra un detalle inadecuado, donde la fuerza axial en la riostra se transfiere a la placa de nudo mediante soldadura a tope en las alas y bulones en el alma. Además, la componente vertical actuante en la placa de nudo y en la viga se transfiere a la columna, teóricamente, mediante soldadura de filete y bulones. En la realidad, la diferencia de rigidez entre ambos medios de unión conduce a que la casi totalidad de dicha fuerza vertical se transfiera mediante la soldadura de la placa de nudo.

En la Figura 4-18 se presentan dos ejemplos de conexiones para riostras que cumplen con las especificaciones de diseño. En el primer caso, la riostra, la viga y la placa de nudo se unen mediante soldadura a tope y de filete. En este caso, los bulones indicados en el detalle solo sirven en la etapa de montaje para posicionar la riostra y la viga, mientras se ejecuta la soldadura en obra. En el segundo ejemplo, la carga axial de la riostra se transfiere íntegramente mediante cordones de soldadura, que conectan la riostra con la placa de nudo y ésta con la columna y la viga. Las fuerzas actuantes en la viga (corte vertical y eventualmente carga axial) se transfieren a la conexión mediante bulones, con lo cual se agiliza el montaje y se reduce la ejecución de soldadura en obra.

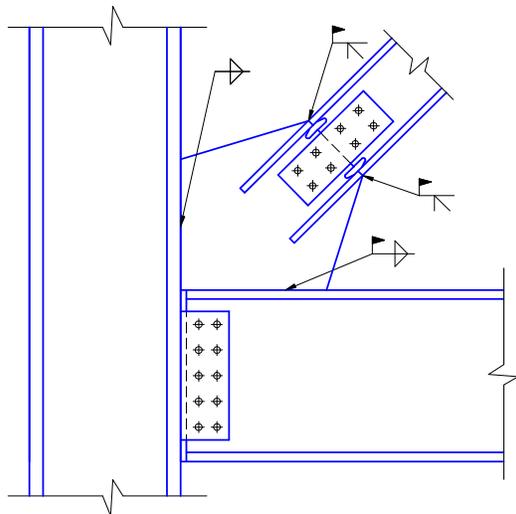


Fig. 4-17. Detalle de conexión inadecuado, debido a que bulones y soldadura resisten en forma conjunta las fuerzas actuantes.

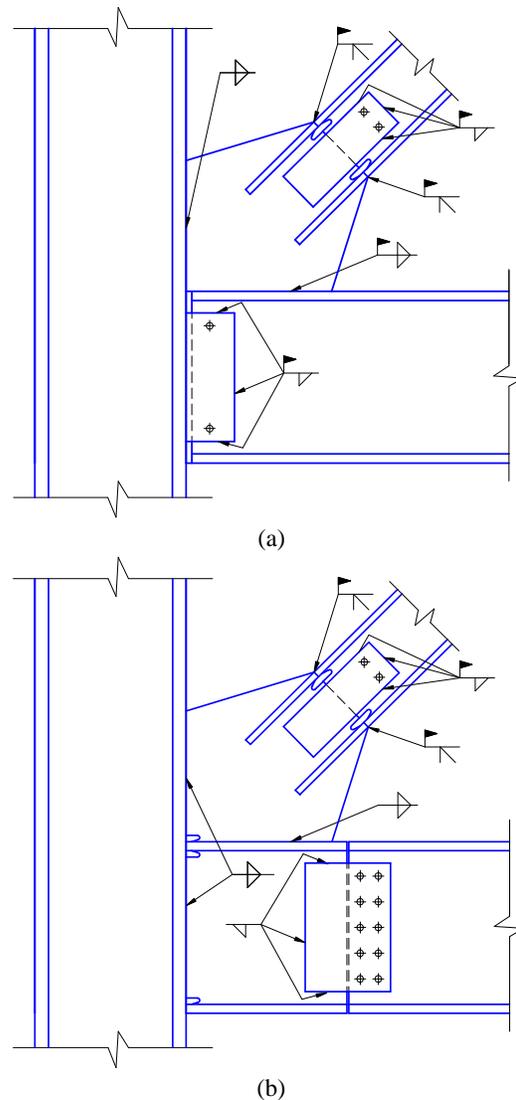


Fig. 4-18. Ejemplos de conexiones recomendadas para riostras, (a) conexión totalmente soldada, (b) conexión con soldadura y bulones.

4.4. PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

4.4.1. Objetivo general del diseño

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (*SCBF*) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, mediante la fluencia y pandeo de las riostras. En estructuras típicas, el comportamiento inelástico de las riostras puede iniciarse para valores moderados de la distorsión lateral de piso (del orden de 0.3 a 0.5%) y, ante la ocurrencia de sismos severos, las riostras pueden desarrollar deformaciones axiales muy elevadas, por lo que se requiere un diseño adecuado de todos los componentes estructurales para evitar fallas prematuras. El factor de modificación de respuesta *R* para este tipo estructural es de 6, de acuerdo al código ASCE 7-05.

La parte central de las riostras, donde se puede pro-

ducir una rótula plástica como consecuencia del pandeo flexional y los extremos de la riostras (incluyendo las conexiones y una longitud igual al ancho de la riostra, d) se consideran zonas protegidas, como se muestra en Figura 4-19. Es importante notar que en el caso de riostras en X la conexión central es también una zona protegida. En ese caso, la longitud L se mide desde el extremo de la riostra hasta la conexión central y, a los efectos de definir las zonas protegidas, se deben considerar como si fueran cuatro riostras (ver Figura 4-20).

4.4.2. Riostras

Las especificaciones definen dos condiciones principales para las riostras: (i) esbeltez máxima y (ii) resistencia requerida

La esbeltez de las riostras debe cumplir la condición:

$$Kl/r \leq 4 \sqrt{E/F_y} \quad (4-4)$$

Se permite, con carácter de excepción, riostras con $Kl/r \leq 200$ en pórticos donde la resistencia disponible de las columnas es mayor o igual que la máxima fuerza transferida a las mismas (para lo cual es necesario considerar el factor R_y y la resistencia nominal de las riostras). Las fuerzas consideradas en las columnas no tienen que exceder aquellas que se obtienen mediante análisis no lineal. Este requerimiento surge de resultados experimentales donde se observó que es necesario considerar la sobrerresistencia de las riostras, en lugar del factor de sobrerresistencia Ω_0 en las cargas sísmicas amplificadas.

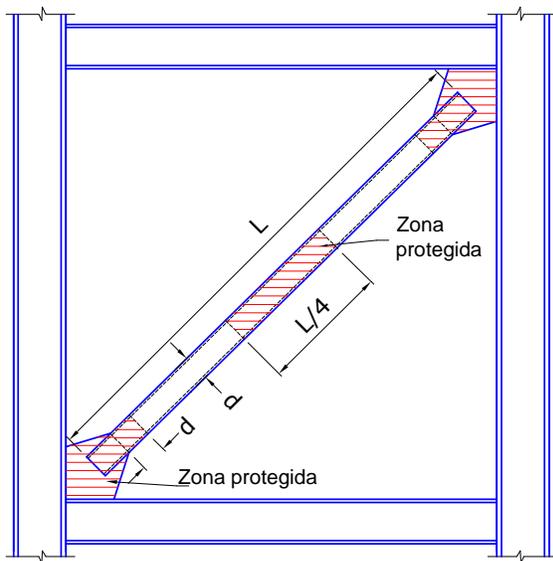


Fig. 4-19. Definición de las zonas protegidas en una riostra y sus conexiones.

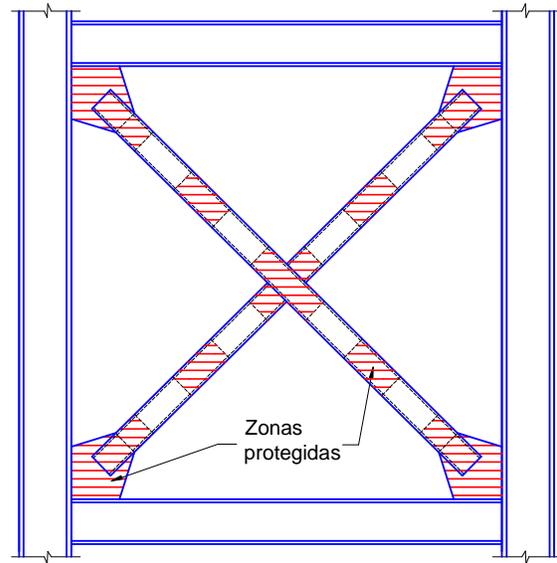


Fig. 4-20. Zonas protegidas en riostras dispuestas en X.

Cuando la sección neta efectiva de la riostra es menor que la sección bruta, la resistencia requerida a tracción para el estado límite de fractura de la sección neta debe ser menor o igual que los siguientes dos valores:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la cual se determina como $R_y F_y A_g$ (donde A_g es el área bruta de la riostra).
- La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural.

Es importante aclarar que la máxima carga axial en la riostra puede determinarse mediante distintos procedimientos. Una primera opción es realizar un análisis estático no lineal (*pushover*) y determinar las solicitaciones cuando la estructura desarrolla su capacidad resistente. También, puede realizarse una serie de análisis dinámicos no lineales (con registros de terremotos) y luego obtener las solicitaciones envolventes de la respuesta temporal. Finalmente, se pueden determinar las solicitaciones máximas que se desarrollan en la estructura cuando se alcanza la condición de levantamiento de las bases (este procedimiento, en general, no es aplicable a fundaciones profundas, donde las cargas de levantamiento no pueden definirse con precisión)

La condición de resistencia descrita previamente se aplica, por ejemplo, en riostras con conexiones abulonadas y también en riostras tubulares soldadas, que se insertan a las placas de nudo mediante ranuras realizadas en los extremos. El cumplimiento de esta condición de resistencia puede conducir a la colocación de refuerzos especiales en las zonas donde se reduce la sección.

Para el caso de secciones armadas, se requiere controlar el espaciamiento de las placas de costura u otros medio de unión, de modo que la esbeltez de los componentes individuales sea menor que el 40% de la esbeltez global de la sección armada. No se permite el

uso de bulones para unir las placas de costura en el cuarto central de las riostras, donde puede formarse una rótula plástica.

4.4.3. Configuración de las riostras

En cada plano resistente, las riostras deben disponerse en direcciones alternadas con el objeto de conseguir un buen balance entre la resistencia de las riostras traccionadas y comprimidas. Es por ello que se exige en cada plano que, ante fuerzas laterales actuando en ambas direcciones, las riostras traccionadas resistan entre el 30% y 70% de la fuerza sísmica actuante en dicho plano. Esta condición puede obviarse cuando la resistencia a compresión de las riostras es mayor que la resistencia requerida obtenida a partir de las combinaciones de carga con los estados de carga sísmica amplificada (lo que implica una respuesta esencialmente elástica del pórtico arriostrado).

El cumplimiento de esta condición excluye el uso de tensores en X como sistema de arriostramientos para pórticos especiales arriostrados.

4.4.4. Relación ancho-espesor

Las secciones de riostras y columnas en pórticos especiales arriostrados concéntricamente deben ser sísmicamente compactas, es decir que la relación ancho-espesor debe ser menor que los valores límites λ_{ps} . La exigencia de esta condición es acorde con el criterio moderno de diseño sismorresistente para pórticos arriostrados concéntricamente, mediante el cual se permite el pandeo global de la barra y se limita la ocurrencia del pandeo local, que puede originar fallas frágiles por fractura del acero. La Tabla 4-1 presenta, a modo de resumen, los valores límites para los casos más usuales.

Tabla 4-1. Relación ancho-espesor límite para secciones sísmicamente compactas.

Tipo de elemento	Relación ancho-espesor límite, λ_{ps}
Ángulos simples, ángulos dobles con separadores, perfiles T, b/t.	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tubos de sección cuadrada o rectangular, b/t.	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tubos de sección circular, D/t.	$0.044 \frac{E}{F_y}$
Ala de secciones I, b/t.	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma de secciones I, h/t _w (*)	$1.22 (2.33 - C_a) \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$(*) C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$$

4.4.5. Conexiones

Las conexiones deben cumplir los siguientes requerimientos de resistencia:

a. Resistencia requerida a tracción

La resistencia requerida a tracción de las conexiones debe ser menor que:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la cual se determina como $R_y F_y A_g$ (donde A_g es el área bruta de la riostra).
- La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural (cuya determinación se explicita en la Sección 4.4.2).

b. Resistencia requerida a flexión

La resistencia requerida a flexión de la conexión debe ser igual al momento plástico esperado de la riostra, respecto del eje de crítico de pandeo. Dicho momento se determina como $1.15 R_y M_p$. Las conexiones que cumplen con el requisito de resistencia a tracción (indicado previamente) y que además pueden acomodar las rotaciones inelásticas que se originan en la condición de pandeo poscrítico no necesitan cumplir con la presente condición de resistencia flexional. En otras palabras, esta condición requiere que la conexión tenga suficiente capacidad como para resistir el momento que puede generarse en el extremo de las riostras o que pueda acomodar las rotaciones inducidas por dichos extremos.

Es importante aclarar que esta condición de resistencia debe verificarse considerando la posibilidad de pandeo en el plano de la placa de nudo y también el pandeo fuera de dicho plano. En el primer caso, la placa y los elementos de conexión deben tener una resistencia mayor que el momento plástico esperado de la riostra, para evitar la formación de rótulas plásticas o daño fuera de ellas. En el caso del pandeo fuera del plano de la riostra, es muy difícil, en general, cumplir con la condición de que la placa sea más resistente que la riostra. En este caso resulta conveniente detallar la conexión de modo de acomodar las rotaciones inelásticas de la riostra. En la Figura 4-21 se presenta, a modo de ejemplo, un detalle de conexión recomendado en las especificaciones AISC 341-05, mediante el cual se induce la formación de una franja de fluencia en la placa de nudo para acomodar las rotaciones de la riostra y, adicionalmente, para disipar energía. Este detalle ha sido verificado experimentalmente y se demostró que el ancho de la franja de fluencia (igual a 2 veces el espesor de la placa nudo, t) es suficientemente pequeño como para evitar el pandeo de la placa.

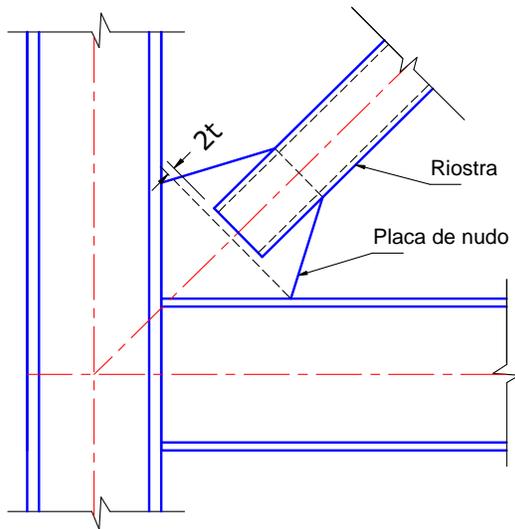


Fig. 4-21. Relación carga axial-desplazamiento transversal medida experimentalmente (t es el espesor de la placa de nudo).

c. Resistencia requerida a compresión

La conexión debe diseñarse considerando que la resistencia requerida a compresión es al menos igual a la resistencia esperada a compresión de la riostra, $1.1 R_y P_n$ (donde P_n es la resistencia nominal a compresión).

4.4.6. Requerimientos especiales para pórticos con arriostramientos en V y V invertida

Los pórticos con arriostramientos en V y V invertida deben cumplir con condiciones especiales, cuyo objetivo es evitar daños en la zona central de la viga donde se conectan las riostras (ver Sección 4.3.2). Las especificaciones indican que las vigas conectadas a riostras debe verificarse para los estados de carga muerta (D) y cargas de servicio (L) asumiendo que las riostras no proveen ningún soporte. Para las combinaciones de carga que incluyen estados de sismo, el efecto sobre las vigas debe calcularse considerando que:

- La fuerza axial en las riostras traccionadas es igual a $R_y F_y A_g$.
- La fuerza en las riostras comprimidas es igual a $0.3 P_n$ (donde P_n es la resistencia nominal a compresión).

Mediante este criterio se puede determinar la carga vertical P_{un} (ver Ecuación 4.3) que resulta del desbalance de fuerzas en las riostras y verificar la viga para resistir dicho efecto.

Adicionalmente, se requiere que las vigas sean continuas entre las columnas y que ambas alas se arriestren lateralmente para evitar los efectos adversos que podría originar el pandeo lateral-torsional de la viga u otros efectos torsionales inducidos por el pandeo de las riostras.

4.4.7. Arriostramientos en K

El sistema de arriostramientos en K no puede utilizarse para pórticos especiales arriostrados.

4.4.8. Sistemas duales

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente pueden usarse en combinación con pórticos no arriostrados, formado de esa forma un sistema dual (ver Figura 4-22). De esta forma se aprovechan las ventajas de ambos tipos estructurales y el sistema resultante se caracteriza por una adecuada rigidez lateral y capacidad de disipar energía. El factor de modificación de respuesta se adopta como $R=8$, si el sistema dual incluye pórticos no arriostrados especiales, y $R=6$ si son pórticos no arriostrados intermedios. En ambos casos se requiere que los pórticos no arriostrados resistan al menos el 25% del corte basal.

Los sistemas duales pueden generarse mediante la combinación de dos tipos estructurales distintos en un mismo plano resistente (como en el ejemplo que se muestra en Figura 4-22) o bien cuando se combinan planos resistentes de distinto tipo en una estructura espacial.

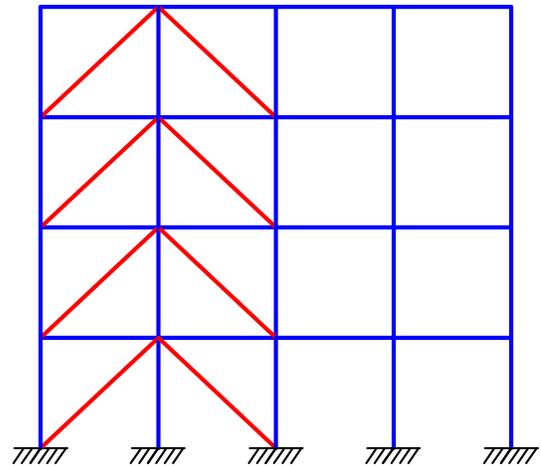


Fig. 4-22. Ejemplo de un sistema dual con pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos no arriostrados.

4.5. PÓRTICOS ORDINARIOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente son estructuras de ductilidad limitada, de modo que el diseño se realiza con resistencias requeridas que son mayores que en el caso de los pórticos especiales arriostrados. En este caso, el factor de modificación de respuesta R es reducido (el reglamento AISC 07-05 considera $R=3.25$). De esta forma se asegura que las deformaciones inelásticas inducidas por un sismo severo en la estructura son reducidas.

Las especificaciones requieren que la esbeltez de las riostras cumplan con la condición definida por la

Ecuación 4-4 (al igual que las riostras de pórticos especiales arriostrados). Además, se prohíbe el uso de arriostramientos en K y en el caso de arriostramientos

en V o V invertida se requiere que la viga sea continua entre las columnas.

Capítulo 5

Pórticos arriostrados excéntricamente

5.1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos arriostrados excéntricamente, adecuadamente diseñados, se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable (como se describió brevemente en la Sección 2.6.3). En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o *links*, donde se disipa energía por fluencia del acero. Los enlaces representan "fusibles estructurales", los cuales deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. Los restantes componentes del pórtico (vigas fuera de la zona de enlace, columnas, conexiones) se dimensionan aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanecen en rango elástico.

En las secciones siguientes se presentan los aspectos más relevantes del comportamiento estructural de los pórticos arriostrados excéntricamente y, en particular, de las zonas de enlace y conexiones. Se analizan también los requerimientos de diseño de acuerdo a las especificaciones AISC 341-05.

5.2. CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

5.2.1. Configuración geométrica

Las riostras pueden disponerse en distintas configuraciones, para lo cual es necesario considerar no sólo aspectos estructurales, sino también funcionales, arquitectónicos, etc., en forma similar al caso de pórticos arriostrados concéntricamente (Sección 4.3.1). La Figura 5.1 ilustra dos configuraciones típicas de uso frecuente en edificios y construcciones industriales. En el caso (a) se utilizan arriostramiento en V-invertida y el enlace, o zona dúctil, se genera en la parte central de la viga, con lo cual se simplifica el diseño de las conexiones. La situación contraria se presenta en el caso (b), donde el enlace se encuentra adyacente a una conexión viga-columna. Esta conexión debe diseñarse para resistir los elevados esfuerzos que se generan en el enlace adyacente. Además, debe considerarse que en este caso los momentos flectores en ambos extremos del enlace pueden ser diferentes, debido a que la rigidez flexional de las barras que llegan a cada extremos es diferente.

Alternativamente, se han desarrollado e implementado otras configuraciones que pueden resultar ventajosas en ciertas aplicaciones. En la Figura 5-2 (a) se

muestra un ejemplo con arriostramientos en V para generar enlaces en ambos extremos de las vigas. Esta configuración tiene la ventaja de aumentar el número de enlaces y, por ende, la capacidad de disipar energía. Sin embargo, se complica el diseño de las conexiones, como se mencionó previamente para el caso de la Figura 5-1 (b). Es interesante analizar el caso ilustrado en la Figura 5-2 (b), donde el enlace se ubica fuera de la viga, mediante un elemento vertical dispuesto en el vértice de arriostramientos en V-invertida (podrían ser también arriostramientos en V). Con esta configuración se logra que el enlace sea un verdadero "fusible", dado que puede reemplazarse fácilmente en caso de daño. Como limitaciones debe considerarse la complicación en el diseño de las conexiones y el hecho de que el enlace vertical debe transferir parte de la carga gravitatoria que resisten las vigas.

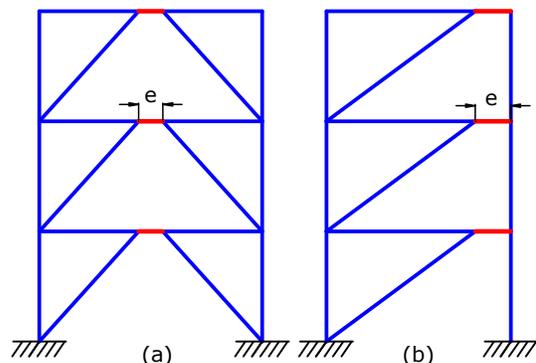


Fig. 5-1. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

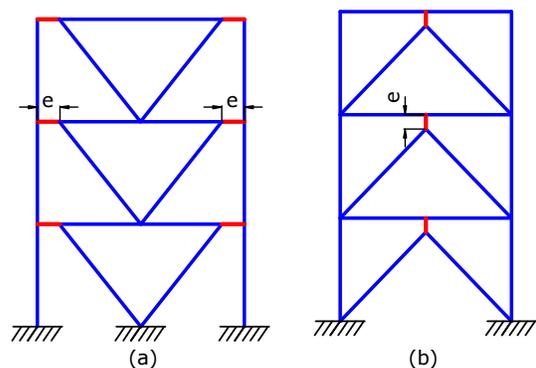


Fig. 5-2. Otras configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente.

No es recomendable disponer las riostras de modo que los enlaces se generen sobre las columnas del pórtico. La razón principal es que el desarrollo de rótulas plásticas en columnas puede resultar en la formación de un mecanismo de piso flexible. Además, las columnas están sometidas a esfuerzos axiales variables, que pueden ser elevados, y que dificultan la evaluación precisa de la resistencia del enlace.

Otra configuración poco conveniente es la que se muestra en la Figura 5-3. En este caso las riostras diagonales se ubican de modo que se generan enlaces en ambos extremos de las vigas, sin embargo estos enlaces pueden no ser totalmente efectivos. Si el enlace A (viga superior) y el enlace B (viga inferior) se diseñan con resistencias diferentes, es probable que uno de ellos se deforme inelásticamente, con lo cual se limita la fuerza que se trasmite por la diagonal y el otro enlace no alcanza a desarrollar su resistencia (y por ende no se producen deformaciones plásticas). Cuando esta situación se produce, el enlace que fluye se denomina activo, mientras que el otro es un enlace inactivo (porque no desarrolla el mecanismo de deformación previsto). La presencia de enlaces potencialmente inactivos no es recomendable, debido a que dificultan el análisis de la estructura y aumentan la complejidad de los detalles y en definitiva el costo de la construcción.

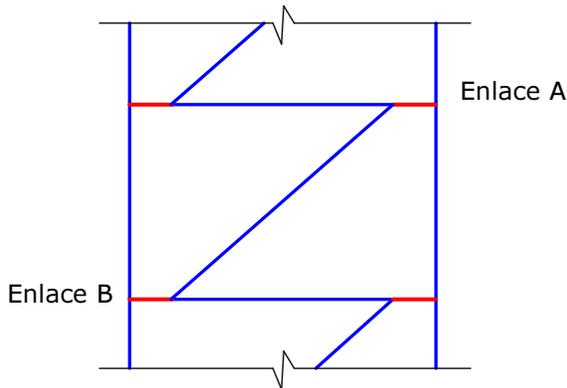


Fig. 5-3. Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos.

5.2.2. Rigidez lateral

La rigidez lateral de los pórticos arriostrados excéntricamente depende significativamente de la longitud del enlace (ver Figuras 5-1 y 5-2). Cuando dicha longitud es muy reducida, en relación a la longitud total de la viga, la rigidez lateral de la estructura es elevada y se aproxima a la de un pórtico arriostrado concéntricamente, mientras que si la longitud del enlace es grande, la rigidez lateral disminuye y es similar a la de un pórtico no arriostrado.

El efecto de la longitud del enlace sobre la rigidez lateral fue estudiado por Hjelmstad y Popov (1984) y los resultados obtenidos se muestran en la Figura 5-4, para distintos casos de relación altura-longitud, h/L , y

considerando que la relación entre el momento de inercia de la viga y de la columnas es $I_b/I_c=0.25$. A los efectos de la comparación de resultados, en todos los casos la rigidez relativa se determina dividiendo la rigidez lateral del pórtico arriostrado excéntricamente por la rigidez del mismo pórtico sin arriostrar. Puede observarse que si la longitud del enlace relativa, e/L , se adopta entre 0.1 y 0.15, la rigidez del pórtico arriostrado excéntricamente es elevada; para valores mayores de e , las riostras pierden efectividad y la rigidez decae rápidamente.

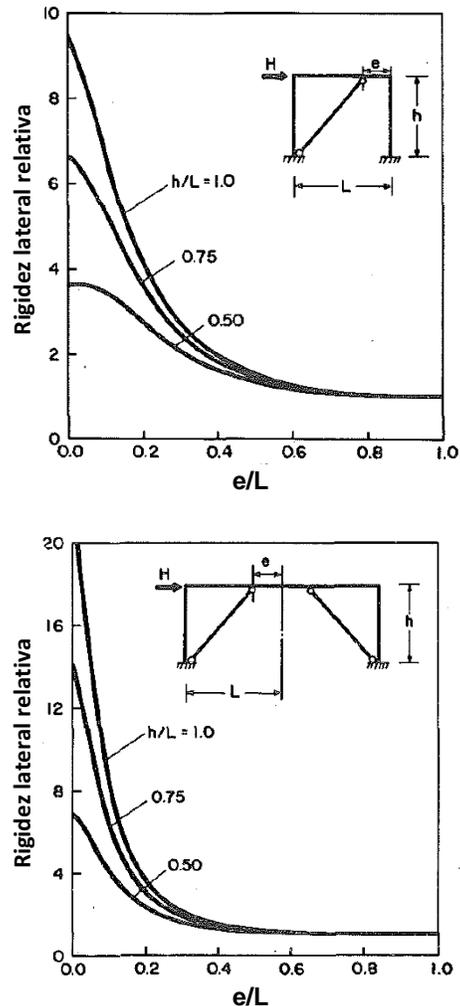


Fig. 5-4. Variación de la rigidez relativa en función de la longitud del enlace, e , para distintos valores de h/L ($I_b/I_c=0.25$, Hjelmstad y Popov, 1984).

En el mismo estudio, se evaluó también la influencia de la rigidez relativa entre viga y columna, medida a través de la relación I_b/I_c . En la Figura 5-5 se presentan los resultados en forma similar a los gráficos previos, considerando un pórtico con arriostramiento diagonal simple y tres valores diferentes para dicha relación. Los resultados indican que la rigidez lateral se incrementa significativamente a medida que aumenta la relación I_b/I_c . El efecto de esta variable es más pronun-

ciado para el caso de que la longitud del enlace es relativamente reducida.

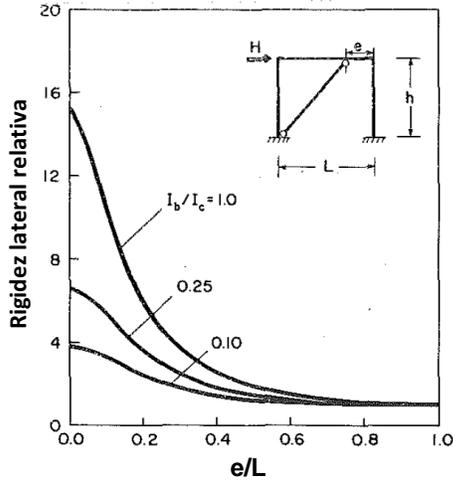


Fig. 5-5. Variación de la rigidez relativa en función de la longitud del enlace, e , para distintos valores de I_b/I_c ($h/L=0.75$, Hjelmstad y Popov, 1984).

5.2.3. Comportamiento estructural del enlace

El enlace está sometido a elevados esfuerzos de flexión y corte (ver Figura 5-6) por efecto de la acción sísmica; la relación entre dichos esfuerzos determina el comportamiento del enlace. A medida que los esfuerzos internos en el enlace se incrementan como consecuencia de la acción sísmica, se pueden desarrollar rótulas plásticas (debido a la flexión) en los extremos o, alternativamente, se puede formar una rótula de corte, con la fluencia del alma debido a dicho esfuerzo. A los efectos de clasificar los enlaces de acuerdo con su comportamiento estructural, se define la condición de fluencia balanceada cuando se produce simultáneamente la plastificación por flexión y la rótula de corte. A partir de consideraciones de equilibrio (ver diagrama de cuerpo libre en Figura 5-7), se deduce que esta situación ocurre cuando la longitud del enlace es:

$$e_o = \frac{2M_p}{V_p} \quad (5-1)$$

donde M_p es el momento de plastificación del enlace y V_p la resistencia a corte correspondiente al estado límite de fluencia del alma:

$$V_p = 0.6 F_y A_w \quad (5-2)$$

donde:

$$A_w = (d - 2t_f) t_w \quad (5-3)$$

t_f es el espesor del ala y t_w el del alma. La Ecuación 5-2 no considera el efecto de la carga axial que puede reducir la resistencia a corte del enlace.

A partir de la condición de fluencia balanceada se pueden definir los enlaces cortos ($e \leq e_o$) como aquellos en donde se producirá una rótula de corte, mientras que en los enlaces largos ($e \geq e_o$) se formarán rótulas plásticas por flexión (Kasai y Popov, 1986a y 1986b). Sin embargo, los resultados experimentales indican que la Ecuación 5-3, deducida a partir de condiciones de equilibrio, no refleja adecuadamente el comportamiento no lineal. Los enlaces cortos con rigidizadores verticales pueden desarrollar una capacidad a corte de $1.5 V_p$, debido, principalmente, al endurecimiento de posfluencia. Además, es recomendable que el momento en los extremos no exceda el valor $1.2 M_p$, para evitar problemas de fractura por fatiga de bajo ciclaje. Por estas razones, la condición para definir los enlaces cortos se modifica:

$$e_o \leq \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (5-4)$$

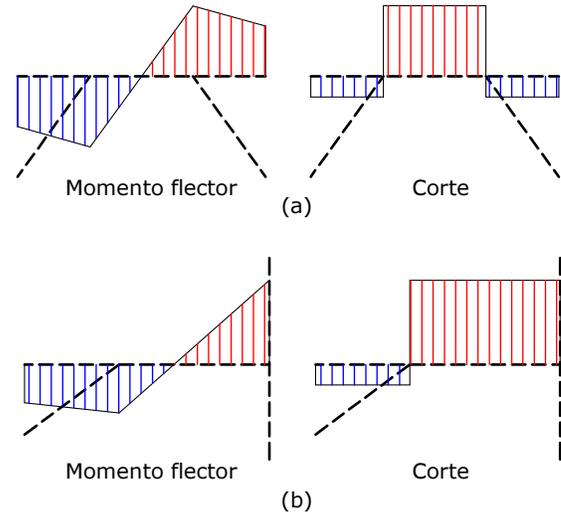


Fig. 5-6. Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en el enlace, (a) enlace central y (b) enlace en extremo de viga.

Con igual criterio, los resultados experimentales indican que las rótulas plásticas por flexión se producen en los extremos del enlace cuando:

$$e_o \geq \frac{2.6 M_p}{V_p} \quad (5-5)$$

En los casos en que la longitud del enlace está comprendida entre los límites definidos por las Ecuaciones 5-4 y 5-5, los enlaces tienen un comportamiento intermedio, con fluencia por flexión y corte. La clasificación de los enlaces se representa gráficamente en la Figura 5-8. Se incluye en dicha figura el diagrama de interacción M-V adoptado para los enlaces, bajo la hipótesis de que ambas variables, M y V, son indepen-

dientes. En la realidad esto no es estrictamente válido, sin embargo, los ensayos realizados indican que la interacción es muy débil y puede ser despreciada a los efectos del diseño.

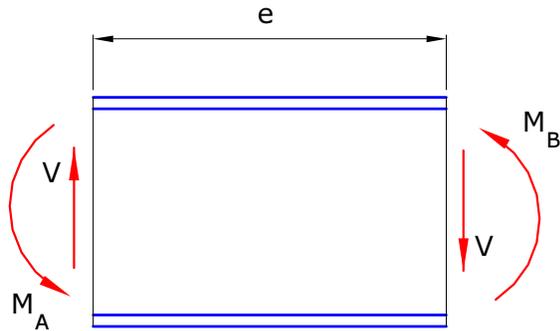


Fig. 5-7. Diagrama de cuerpo libre del enlace.

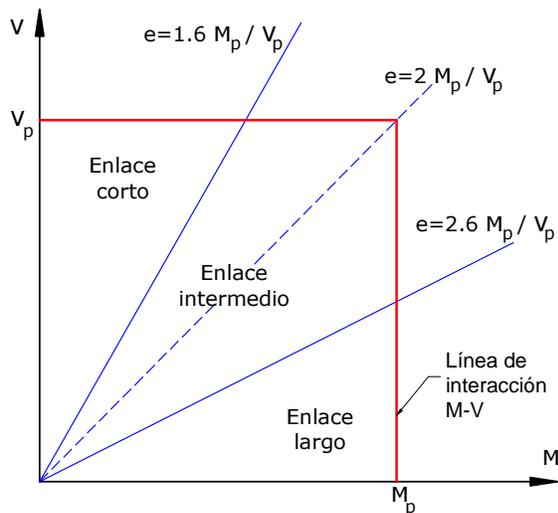
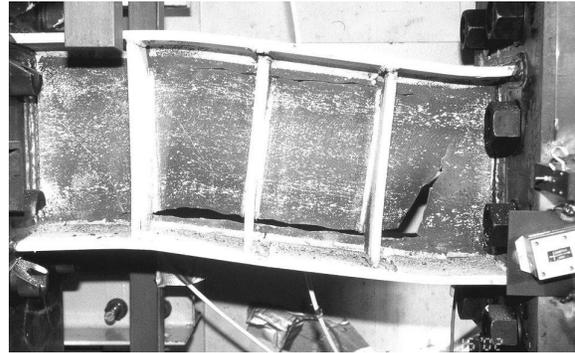


Fig. 5-8. Diagrama de interacción M-V y clasificación de los enlaces en función de su longitud.

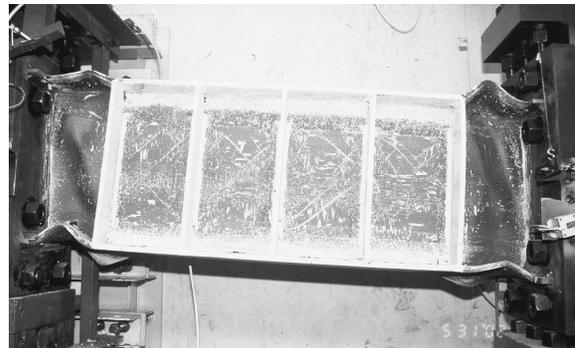
La Figura 5-9 presenta imágenes de ensayos realizados por Okazaki et al. (2004b) sobre enlaces cortos y largos. Ambas fotografías presentan el estado final de los modelos estructurales al finalizar el ensayo. En el primer modelo se observa una significativa deformación por corte y la fluencia generalizada del alma. La falla, luego de numerosos ciclos con deformaciones inelásticas de hasta 0.075 rad, se produjo por fractura del alma (la fractura se inició en correspondencia con la soldadura de un rigidizador). En el caso del enlace largo, se observa claramente el pandeo de las alas y alma en ambos extremos del enlace. La falla se produjo a una deformación inelástica de 0.06 rad.

Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace,

debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma. Es por ello que la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. No obstante ello, el uso de enlaces largos está permitido, dado que puede resultar necesario en ciertos casos donde existen requerimientos arquitectónicos o funcionales especiales.



(a)



(b)

Fig. 5-9. Imágenes de ensayos realizados por Okazaki et al., (2004b), sobre (a) enlaces cortos y (b) enlaces largos.

Las especificaciones sísmicas se han formulado a luz de las investigaciones realizadas y consideran que los enlaces están formados por secciones I. Recientemente, se han iniciado estudios analíticos y experimentales para validar el uso de otro tipos de secciones. Los trabajos de Berman, J. W. y Bruneau, M. (2008), han demostrado que pueden usarse también secciones tubulares de forma rectangular con rigidizadores verticales externos.

5.2.4. Resistencia del enlace

La determinación de la resistencia de diseño a corte del enlace se realiza adoptando el menor valor que surge de considerar los estados límites de fluencia por corte en el alma y plastificación por flexión e incluyendo el efecto negativo de la carga axial (que reduce la resistencia):

$$V_d = \phi_v V_{pa} = \phi_v V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \quad (5-6)$$

$$V_d = 2 \phi_v \frac{M_{pa}}{e} = 2 \phi_v \frac{1.18 M_p}{e} \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) \quad (5-7)$$

donde ϕ_v es el factor de resistencia a corte, P_u es la resistencia axial requerida y P_y la resistencia axial nominal. En los casos de que la carga axial en el enlace es reducida, esto es $P_u \leq 0.15 P_y$, el efecto de la carga axial puede despreciarse al evaluar la resistencia del enlace a partir de las Ecuaciones 5-6 y 5-7.

Es importante mencionar que, en el caso de enlaces vinculados a losas de hormigón armado, la interacción de la sección compuesta acero-hormigón puede incrementar significativamente la resistencia a corte del enlace. Sin embargo, este efecto se degrada rápidamente a medida que la estructura se deforma cíclicamente en rango inelástico, como resultado del daño localizado en la losa de hormigón. Es por ello que este efecto puede despreciarse a los efectos de evaluar la resistencia de diseño del enlace, si bien es recomendable considerar la sobrerresistencia resultante de la acción compuesta acero-hormigón para determinar las máximas demandas que se generan sobre los restantes componentes estructurales (columnas, riostras, conexiones, etc).

El refuerzo del alma mediante placas adicionales (*doubler plates*) no está permitido porque dichos refuerzos no participan completamente en el proceso de disipación de energía por deformaciones plásticas. Debe considerarse, además, que las penetraciones o perforaciones en la zona del enlace tampoco están permitidas, debido a que afectan negativamente el comportamiento estructural (ver comentarios de las especificaciones AISC 341-05).

5.2.5. Deformación inelástica del enlace

La deformación inelástica en el enlace es un parámetro de significativa importancia en el diseño, siendo necesario controlar los valores máximos esperados en un sismo severo a los efectos de asegurar una respuesta adecuada. La deformación inelástica puede cuantificarse mediante el ángulo de rotación plástica, γ_p , entre el enlace y el tramo de viga adyacente a él. Si bien pueden aplicarse procedimientos de análisis no lineal para determinar el valor de γ_p , resulta práctico para el diseño evaluar dicha deformación a partir de un mecanismo rígido-plástico, como se indica en la Figura 5-10 para tres configuraciones diferentes de pórticos arriostrados excéntricamente. En los dos primeros casos, esto es cuando la viga tiene un enlace, la rotación del enlace se determina como:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (5-8)$$

y para el caso de viga con dos enlaces:

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p \quad (5-9)$$

Mediante este procedimiento simplificado puede estimarse en forma conservadora la demanda de deformación inelástica en el enlace en función de la distorsión de piso, $\theta_p = \delta_p/h$, y de parámetros geométricos como la longitud del vano, L , y la longitud de enlace, e .

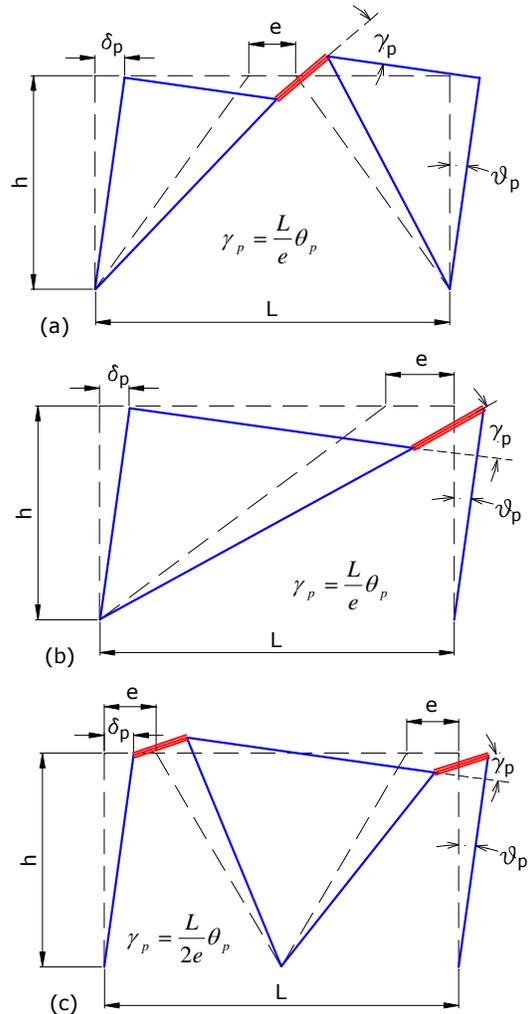


Fig. 5-10. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

Las Ecuaciones 5-8 y 5-9 indican que la demanda de rotación plástica en el enlace crece a medida que disminuye la relación e/L . Esta variación se presenta en la Figura 5-11, para el caso de pórticos con un enlace en la viga (casos (a) y (b) de la Figura 5-10). Se observa que en enlaces cortos, en relación a la longitud total de la viga, la rotación plástica puede ser varias veces mayor que la distorsión lateral de piso inducida por la acción sísmica.

Las especificaciones de diseño requieren que la demanda de rotación en el enlace no exceda ciertos valores admisibles, con el objeto de evitar deformaciones excesivas que pueden afectar la respuesta dúctil del enlace y, por ende, de toda la estructura. Los resultados experimentales indican que la capacidad de deformación inelástica del enlace depende significativamente del comportamiento esperado. Los enlaces cortos experimentan fluencia por bajo la acción de esfuerzos de corte de valor constante en toda el alma (ver Figura 5-6), mientras que en los enlaces largos la deformación plástica del acero se concentra en los extremos, donde se producen los momentos flectores máximos. Es por ello que los enlaces cortos disponen de una mayor capacidad de deformación. Acorde a estas observaciones, las especificaciones AISC 341-05 indican que la rotación del enlace, correspondiente a la distorsión de piso de diseño, no debe exceder los siguientes valores:

- 0.08 para enlaces cortos, $e \leq 1.6 M_p/V_p$
- 0.02 para enlaces largos, $e \geq 2.6 M_p/V_p$

En el caso de enlaces intermedios se puede interpolar linealmente para determinar el valor de la rotación admisible. Este criterio se grafica en la Figura 5-12.

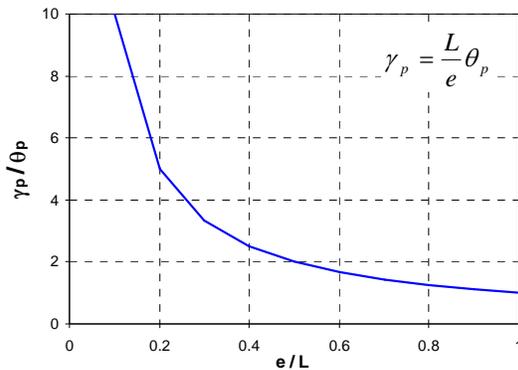


Fig. 5-11. Variación de la rotación plástica en el enlace en función de la relación e/L , para pórticos con un enlace en la viga.

Los datos obtenidos de estudios analíticos y experimentales muestran que la máxima demanda de rotación inelástica se produce, usualmente, en los enlaces del piso inferior. La demanda de rotación tiende a disminuir en los pisos superiores y, en general, a medida que aumenta el periodo de vibración del edificio. En estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad, es recomendable realizar un diseño conservador de los enlaces en los pisos inferiores, por ejemplo, aumentando un 10% la resistencia a corte disponible en dichos enlaces (ver comentarios de las especificaciones AISC 341-05).

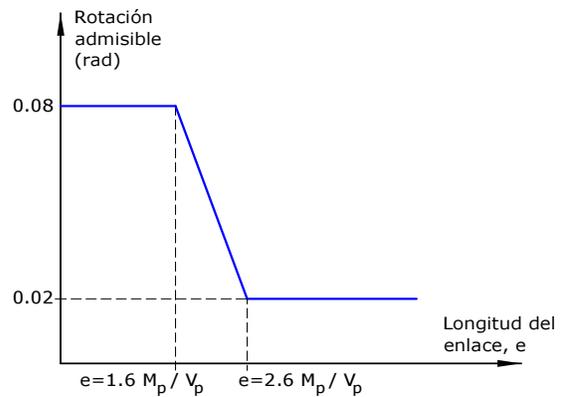


Fig. 5-12. Rotación admisible en el enlace en función de la longitud e .

5.2.6. Resistencia lateral del pórtico

Al igual que las deformaciones inelásticas, la resistencia lateral del pórtico arriostrado excéntricamente puede determinarse mediante distintas herramientas de análisis no lineal. Dichas herramientas de cálculo, si bien se desarrollaron y se aplicaron en ámbitos académicos, en la actualidad su uso se ha extendido al diseño de estructuras en la práctica profesional. No obstante ello, resulta de interés obtener algunas conclusiones generales que surge de aplicar el análisis plástico para estimar la resistencia lateral del pórtico. Por ejemplo, si para el caso ilustrado en la Figura 5-10 (a), se iguala el trabajo externo con el trabajo interno desarrollado en los enlaces, bajo la hipótesis de comportamiento rigido-plástico, se tiene que la resistencia lateral F_E es:

$$F_E = \frac{V_p L}{h} \quad (5-10)$$

El valor de V_p en la ecuación previa depende del tipo de enlace. En el caso de enlaces cortos, la respuesta estructural está controlada por el mecanismo de fluencia por corte del alma y la resistencia lateral del pórtico F_E es independiente de la longitud del enlace. Por el contrario, si se diseñan enlaces largos, controla la plastificación en flexión y la resistencia lateral F_E decrece en forma inversamente proporcional a la longitud del enlace.

5.2.7. Comparación entre enlaces cortos y largos

En las secciones previas, se ha analizado el comportamiento estructural del pórtico completo y de sus enlaces (cortos y largos). A modo de resumen, es importante destacar que el uso de enlaces cortos resulta en pórticos de mayor rigidez y resistencia. La capacidad de deformación plástica para el mecanismos de fluencia del alma por corte también es mayor, si bien debe admitirse, como aspecto negativo, que la demanda de deformación se incrementa. Como resultado de la comparación relativa entre ventajas y desventajas, se

concluye que es recomendable el uso de enlaces cortos siempre que sea posible.

5.3. DETALLE DEL ENLACE Y CONEXIONES

El detalle de los enlaces es un aspecto de significativa importancia para asegurar un adecuado comportamiento estructural y cumplir con los niveles de disipación de energía considerados en el diseño de pórticos arriostrados excéntricamente. Los aspectos más importantes a considerar para evitar o limitar la ocurrencia de pandeo local son: (i) control de la relación ancho-espesor, (ii) arriostramiento lateral del enlace y (iii) colocación de rigidizadores de alma con altura completa.

Los rigidizadores deben disponerse en los extremos del enlace y en ambos lados del alma, con un ancho combinado no menor que $(b_f - 2 t_w)$ y un espesor no menor que $0.75 t_w$ o 10mm (donde b_f es el ancho del ala del enlace y t_w es el espesor del alma del enlace). Además, en la mayoría de los casos, deben colocarse rigidizadores intermedios con una cierta separación máxima, cuya determinación depende del tipo de enlace. Las Figuras 5-13, 5-14 y 5-15 presentan detalles típicos para distintos casos usuales.

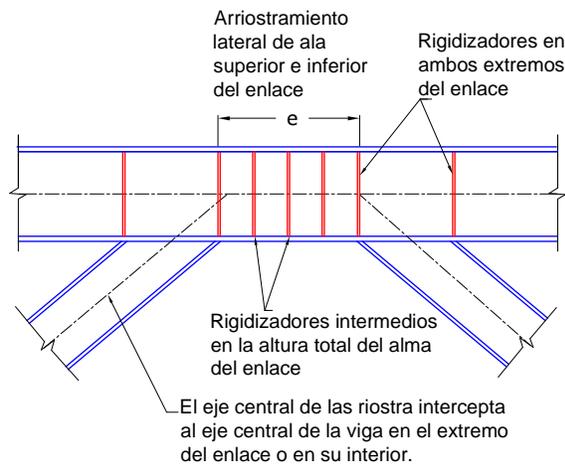


Fig. 5-13-. Detalle del enlace en la zona central de la viga con riostras formadas por secciones I.

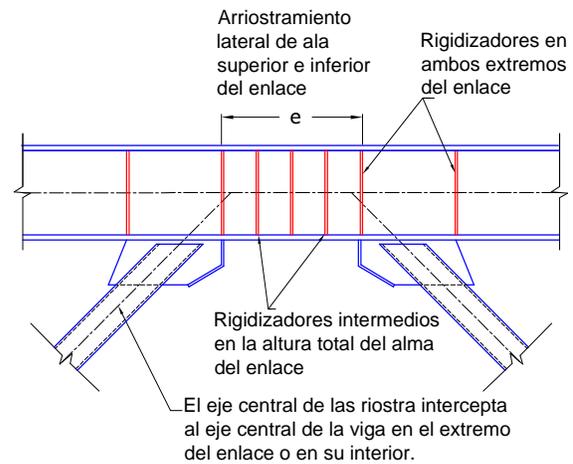


Fig. 5-14. Detalle del enlace en la zona central de la viga con riostras formadas por secciones tubulares.

La determinación de la separación máxima, a , entre rigidizadores intermedios se realiza según el siguiente criterio.

- Enlaces cortos, $e \leq 1.6 M_p/V_p$:
 $a = 30 t_w - d/5$ para rotaciones de enlace $\gamma_p=0.08$
 $a = 52 t_w - d/5$ para rotaciones de enlace $\gamma_p=0.02$
donde d es la altura total de la viga.
Para casos de rotaciones con valores intermedios se debe interpolar linealmente.
- Enlaces largos, $e \geq 2.6 M_p/V_p$:
 $a = 1.5 b_f$
donde b_f es el ancho del alma de la viga.
- Enlaces intermedios, $1.6 M_p/V_p < e < 6 M_p/V_p$:
La separación máxima a debe cumplir simultáneamente los límites indicados para enlaces cortos y largos.
- No es necesario disponer rigidizadores intermedios en el caso de que $e > 5 M_p/V_p$. (esta situación de enlaces muy largos raramente se presenta en la práctica).

Los rigidizadores intermedios deben ser de altura completa y pueden colocarse en uno solo lado del alma cuando su altura es menor de 635mm. Caso contrario deben disponerse en ambos lados del alma. En el primer caso el ancho del rigidizador no deber ser menor que $(b_f / 2 - t_w)$ y para el segundo caso no menor que $(b_f - 2 t_w)$. El espesor del rigidizador no debe ser menor que $0.75 t_w$ o 10mm.

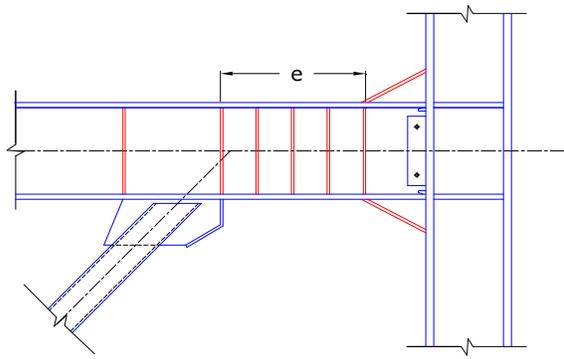


Fig. 5-15. Detalle del enlace y conexión reforzada a la columna.

En el caso de que los arriostramientos se dispongan de manera que se tienen conexiones enlace-columna (como la ilustrada en la Figura 5-15), dicha conexión debe ser capaz de resistir la rotación inelásticas que se genera en el enlace. Además, la conexión debe ser precalificada, en forma similar a las conexiones viga-columna en pórticos no arriostrados (ver Sección 3.1.2).

5.4. PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Las especificaciones AISC 341-05 incluyen requerimientos detallados para un único tipo de pórticos arriostrados excéntricamente, que por su ductilidad y capacidad de disipar energía se denominan “especiales”. El factor de modificación de respuesta se adopta como $R=8$ para pórticos arriostrados excéntricamente con conexiones viga-columna a momento fuera del enlace dúctil, mientras que se reduce a $R=7$ si no se cuenta con conexiones viga-columna resistentes a momento.

5.4.1. Enlaces

El enlace se diseña de acuerdo a la indicado en las secciones previas, en lo que se refiere a la evaluación de la resistencia de diseño, determinación de la rotación del enlace, rotación admisible y disposición de rigidizadores. Los enlaces son considerados zonas protegidas y sólo se permite la soldadura de los rigidizadores en dicha zona.

Los extremos de los enlaces deben arriostrarse lateralmente, tanto a nivel del ala superior como del ala inferior. La resistencia requerida de cada arriostramiento lateral debe ser $0.06 M_r / h_o$, donde $M_r = R_y Z F_y$ y h_o es la distancia entre baricentros de las alas.

5.4.2. Riostras, columnas y vigas

Las riostras deben diseñarse a partir de principios del diseño por capacidad. Por ello, las especificaciones indican que la resistencia requerida a carga axial y

flexión deben determinarse considerando las combinaciones de carga correspondientes. Sin embargo, las cargas axiales y momento flectores por sismo deben determinarse a partir de los esfuerzos que se generan cuando el enlace desarrolla su resistencia esperada, esto es $1.25 R_y V_n$ (donde V_n es la resistencia nominal a corte, definida por las Ecuaciones 5-6 y 5-7 con $\phi_v = 1$).

En forma análoga, los tramos de las vigas no comprendidos en la zona del enlace y las columnas deben diseñarse con los esfuerzos sísmicos generados cuando el enlace desarrolla una resistencia igual a $1.1 R_y V_n$. Con este criterio de diseño se busca que las riostras, columnas y las vigas (fuera de los enlaces) permanezcan esencialmente en rango elástico y que las deformaciones plásticas se concentren en los enlaces.

5.4.3. Relaciones ancho-espesor

Los enlaces y las columnas del pórtico deben cumplir con las relaciones ancho-espesor correspondientes a elementos sísmicamente compactos ($\lambda \leq \lambda_{ps}$), con algunas excepciones para casos particulares donde se permite usar elementos compactos ($\lambda \leq \lambda_p$). Dichas excepciones comprenden (i) alas de secciones I en columnas, (ii) almas de columnas y enlaces cortos y (iii) alas de enlaces cortos. En las riostras se requiere que sus elementos sean compactos ($\lambda \leq \lambda_p$).

En la Tabla 5-1 se presentan los límites de las relaciones ancho-espesor que deben cumplir las secciones de enlaces, columna y riostras. Dicha tabla se basa en la Tabla I-81 de las especificaciones AISC 341-5 y en las Tablas 1-2 a 1-6 del *Seismic Design Manual*, AISC (2006). No se indica en las especificaciones los límites de relación ancho-espesor que deben cumplir las vigas, en los tramos fuera de la zona de enlace.

5.3.4. Conexiones

Las conexiones en ambos extremos de las riostras deben diseñarse con una resistencia requerida igual, como mínimo, a la resistencia requerida de las riostras. Además, deben cumplir con los requisitos de resistencia a compresión especificados para conexiones de riostras en pórticos especiales arriostrados concéntricamente (ver Sección 4.4.5).

Las conexiones viga-columna, en caso de que se requieran conexiones resistentes a momento, deben cumplir con las especificaciones correspondientes a conexiones de pórticos no arriostrados ordinarios (ver Sección 3.4.2).

En el caso de diseñarse arriostramientos que requieren conexiones enlace-columna, las mismas deben ser precalificadas y las soldaduras de penetración completa en las alas se consideran como soldaduras de demanda crítica.

Tabla 5-1. Relación ancho-espesor límite para secciones de pórticos arriostrados excéntricamente.

Tipo de elemento	Relación ancho-espesor límite, λ_{ps}
Ángulos simples, ángulos dobles con separadores, b/t.	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tubos de sección cuadrada o rectangular en riostras, b/t.	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tubos de sección circular en riostras, D/t.	$0.07 \frac{E}{F_y}$
Ala de secciones I, en enlaces, b/t.	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Ala de secciones I, en riostras y columnas, b/t.	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma de secciones I en enlaces, h/t _w (*)	$1.22 (2.33 - C_a) \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma de secciones I en riostras, h/t _w (*)	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ En caso de riostras sometidas a carga axial sin flexión se reduce a: $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$(*) C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$$

5.3.5. Sistemas duales

Los pórticos especiales arriostrados excéntricamente pueden usarse en combinación con pórticos no arriostrados especiales, formando un sistema de muy buen desempeño estructural. Se requiere que los pórticos no arriostrados resistan al menos el 25% del corte basal. El factor de modificación de respuesta se adopta como R=8.

Los sistemas duales pueden generarse mediante la combinación de dos tipos estructurales distintos en un mismo plano resistente o bien cuando se combinan planos resistentes de distinto tipo en una estructura espacial.

Referencias Bibliográficas

- AISC, (2005a), ANSI/AISC 341-05, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- AISC, (2005b), ANSI/AISC 360-05, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- AISC (2005c), AISC 358-05, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- AISC, (2006), *Seismic Design Manual*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- AISC (2010), Draft AISC 358-10, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- ASCE (2005) ASCE/SEI 7-05. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- Basha, S. H. y Goel, S. C., (1994), *Seismic Resistant Truss Moment Frame with Ductile Vierendeel Segment*, Research Report UMCEE 94-29, University of Michigan.
- Bertero, V. V., Anderson, J. C. y Krawinkler, H. (1994), *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake*, UCB/EERC-94/09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Bertero, R. y Bertero, V., (1999), "Redundancy in Earthquake-Resistant Design", *Journal of Structural Engineering of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, No. 1, pp. 81-88.
- Berman, J. W. y Bruneau, M. (2003), "Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear for the Seismic Retrofit of Buildings", *Technical Report No. MCEER-03-0001*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Berman, J. W. y Bruneau, M. (2008), "Tubular Links for Eccentrically Braced Frames.II: Experimental Verification", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 5, pp. 702-712.
- Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980), *Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals*, Report No UCB-EERC-80/40, University of California, Berkeley, USA.
- Black, C., Makris, N. y Aiken, L. (2002), *Component testing, stability analysis characterization of buckling-restrained unbonded braces*, Pacific Earthquake Engineering Research Center report PEER 2002/08.
- Bruneau, M., Uang, C. M. y Whittaker, A. (1998), *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill.
- Carreño, M. L., Cardona, O. D. y Barbat, A. H. (2005), "Seismic risk evaluation for an urban centre", *Proceedings of the International Conference 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake*. Lisboa, Portugal.
- Chen, C. C., Lin, C. C. y Lin, C. H. (2006), "Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 62, pp. 793-801.
- Chopra, A. (2006) *Dynamics of Structures of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineer*, Prentice Hall, Inc.
- Christopoulos, C. y Filiatrault, A, (2006), *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*, IUSS Press, Italia.
- Clough, R. W. y Penzien, J., *Dynamics of Structures* Mc Graw Hill Inc. 1993.
- EERI (1994), *Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- FEMA (2000a), FEMA-350. *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2000b), FEMA-351. *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2000c), FEMA-352. *Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2000d), FEMA-353. *Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2000e), FEMA-354. *A Policy Guide to Steel Moment-frame Construction*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2000f), FEMA-355D. *State of the Art Report on Connection Performance*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2000g), FEMA-355A. *State of the Art Report on Base Metals and Fracture*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

- FEMA (2000h), FEMA-356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2003), FEMA-450, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2006), FEMA-547, *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., y . Saito, K. (1972), "Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames," *Trans. AIJ*, No. 195, pp. 39-49.
- Galambos, T. V. (1998), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 5ta Edición, John Wiley & Sons.
- Goel, S. C., Rai, d. C. y Basha, S. H. (1998), *Special Truss Moment Frame. Design Guide*, Research Report UMCEE 98-44, Univerisity of Michigan.
- Gross, J. L., Engelhardt, M. D., Uang, C. M., Kasai, K. y Iwankiw, N. R. (1999) *Steel Design Guide 12: Modification of Existing welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- Hjelmstad , K. D. y Popov, E. P. (1984) "Characteristics of Eccentrically Braced Frame", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 110, pp. 340-353.
- INPRES-CIRSOC (2000), *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes. INPRES - CIRSOC 103, Parte IV: Construcciones de acero*.
- Kasai, K. y Popov, E. P. (1986a), "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 112, pp. 362-382.
- Kasai, K. y Popov, E. P. (1986b), "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 112 pp. 505-523.
- Kovach, R. L. (1995), *Earth's Fury. An Introduction to Natural Hazards and Disasters*, Prentice Hall, Inc.
- Krawinkler, H., Bertero, V.V., y Popov, E.P., (1975) "Shear Behavior of Steel Frame Joints," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 101, ST11, pp. 2317-2338.
- Leyendecker, E. V., Hunt, R. J., Frankel, A. D. y Ruksales, K. S. (2000), "Development of Maximun Considered Earthquake Ground Motion Maps", *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 1, pp. 21-40.
- Liu, Z. y Goel, S. C. (1988), "Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, pp. 1488-1506
- Paulay, T. y Priestley, M. N. J. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wilwy and Sons, Inc.
- Popov, E. P., Kasai, K. y Engelhardt, M. D. (1987), "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20, No.1, pp. 22-29.
- Popov, E.P., Engelhardt, M.D. y Ricles, J.M. (1989). "Eccentrically Braced Frames: U.S. Practice," *AISC Engineering Journal*, Second Quarter, pp. 66-80.
- McCormac, J. C. (2002), *Diseño de Estructuras de Acero: Método LRFD*, Alfaomega Grupo Editor.
- McGuire, R. K. (2004), *Seismic Hazard and Risk Analysis*, Earthquake Engineering Research Institute, MNO-10.
- Miller, D. K. (2006), *Steel Desgin Guide 21: Welded Connections-A Prime for Engineers*. American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- Murray, T. M. y Summer, E. A. (2003) *Steel Design Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections. Seismic and Wind Applications*, 2da Edición, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- Naeim, F. (2001), *Seismic Design Handbook, Chapter 9. Seismic Design of Steel Structures* Kluwer Academic Publisher, USA.
- Okazaki, T. Arce, Engelhardt, M. D, Nakashima, M. y Suita, K. (2004a), "Experimental Study on Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 275.
- Okazaki, T. Arce, G. Ryu, H. C. y Engelhardt, M. D. (2004b), "Recent Research on Link Performance in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 302.
- Palazzo, G., López-Almansa, F., Cahís, X. y Crisafulli, F. (2009) "A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing". *Engineering Structures*. Vol. 31, No. 9, pp 2152-2161.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. y Kowalsky, M. J. (2007), *Displacement-Based Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italia.
- Reiter, L. (1990), *Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights*, Columbia University Press, New York.
- Remennikov, A. M. y Walpole, W. R. (1997), "Analytical Prediction of Seismic Behaviour for Concentrically-Braced Steel Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 859-874.
- Remennikov, A. M. y Walpole, W. R. (1997), "Seismic Behavior and Deterministic Design Procedures for Steel V-Braced Frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, pp. 335-355.
- Sabelli, R., Mahin, S. y Chang, C. (2002), Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. Earthquake Engineering Research Center, University of California; <http://nisee.berkeley.edu/library>.

- Sabelli, R. y Bruneau, M. (2006), *Steel Design Guide 20, Steel Plate Shear Walls*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- Salmon, C. G., Johnson, J. E. y Malhas, F. A (2008), *Steel Structures: Design and Behavior*, Prentice Hall.
- Skinner, K., Robinson, W. y MacVerry, G. (1993), *An Introduction to Seismic Isolation*. J. Wiley & Sons.
- Soong, T. y Dargush, G. (1997), *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. John Wiley & Sons.
- Tanabashi, R., Naneta, K. y Ishida, T. (1974), "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assembly," *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp. 834-840, IAEE, Rome, Italy.
- Tang, X. y Goel, S. C. (1989), "Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 115, pp.1960-1976.
- Tremblay, R., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion, H. G. L., Filiatrault, A. y De Vall, R. (1996), "Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pag. 727-759, Canadá.
- Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R. y De Vall, R. (2006), "Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, pp. 183-198.
- Tsai, K. C., Chen, H. W., Hong, C. P. y Su, Y. F. (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp. 505-528.
- Vinnakota, S. (2006), *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*, McGraw-Hill.
- Wada, A. y Nakashima, M. (2004), "From infancy to maturity of buckling restrained braces research". *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Canadá. Paper No. 1732.
- Wakabayashi, M. (1986), *Design of Earthquake Resistant Buildings*, McGraw Hill, New York.
- Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. y Fujimoto, M. (1988), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Japón, Vol. IV, pp. 719-724.
- Wilson, E. L. (2004), *Static & Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures, Inc, Berkeley, USA.