

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO

FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI

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



alacero

ASOCIACIÓN
LATINOAMERICANA
DEL ACERO

4ta Edición – 2014

© 2014. Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero
Benjamín N° 2.944 - 5^{to} piso - Las Condes - Santiago de Chile
Teléfono: (56-2) 2233-0545 • Fax: (56-2) 2233-0768
alacero@alacero.org
www.alacero.org
ISBN: 978-956-8181-16-1

Prefacio

Los sismos son desastres naturales que frecuentemente golpean a distintas regiones de Latinoamérica, produciendo pérdidas de vidas humanas, daño en la infraestructura civil y pérdidas económicas. Es por ello que la reducción del riesgo sísmico, y en particular de la vulnerabilidad de las construcciones, representa una tarea de gran importancia social. Si bien esta tarea debe desarrollarse en un contexto interdisciplinario, es obvio que el rol del ingeniero estructural es preponderante, dado que tiene a su cargo el diseño, cálculo y supervisión del sistema estructural de las construcciones.

Es por ello que este libro está dirigido a los profesionales de la ingeniería estructural, estudiantes de posgrado y estudiantes avanzados de ingeniería civil, con el objeto de presentar los aspectos fundamentales del diseño sismorresistente de estructuras de acero. Esta tarea se realiza con el convencimiento de que la capacitación de los ingenieros estructurales representa una acción efectiva para reducir la vulnerabilidad de las construcciones.

Este texto fue editado originalmente en el año 2010 y actualizado en el 2012, principalmente para incorporar las modificaciones introducidas en el reglamento ANSI/AISC 341-10, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Adicionalmente, se agregaron dos capítulos nuevos sobre sistemas estructurales de muy buen desempeño, como son los pórticos con riostras de pandeo restringido y los muros de corte con placas de acero. En la tercera edición se incluyeron los aspectos principales del diseño de estructuras con miembros compuestos de acero y hormigón. Este tema se considera de gran actualidad, debido a que las construcciones compuestas representan una alternativa con muy buen desempeño estructural y ventajas constructivas y económicas, como resultado de la combinación sinérgica del acero estructural y el hormigón.

Ahora se presenta la cuarta edición, en la que se ha agregado un ejemplo consistente en el diseño y cálculo de un edificio con estructura de acero formada por pórticos no arriostrados y pórticos arriostrados concéntricamente, y se ha incluido un capítulo completo sobre comportamiento de los distintos tipos de estructuras de

acero. Además, se han ampliado los contenidos relacionados con los siguientes temas: diseño por desempeño, conexiones columna-base, empalmes, riostras con tubos rellenos de hormigón, pórticos arriostrados excéntricamente con enlaces verticales, muros acoplados, conexiones para pórticos compuestos etc. En cuanto al formato del documento, se han agregado enlaces asociativos y referencias cruzadas (por ejemplo para vincular las referencias con el texto donde se mencionan) con el objetivo de facilitar y agilizar la lectura del documento digital.

Mi agradecimiento especial a la Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 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 todas sus ediciones. En particular, se destaca el constante apoyo del Ing. Guillermo Moreno y del Ing. Alberto Pose para el desarrollo del trabajo.

El aporte de opiniones, sugerencias y comentarios recibidos de profesionales y profesores de Latinoamérica es muy bienvenido. A partir de ellos ya se ha incluido aclaraciones y se han profundizado algunos temas en la presente edición.

Es importante destacar la tarea realizada por el Ing. Eduardo Daniel Quiroga, quien aportó comentarios y sugerencias vinculados con aspectos técnicos de la publicación, y la revisión del Sr. Alejandro Santoro quién además colaboró en la preparación de algunos gráficos. Agradezco también la contribución de la Profesora Silvina Negri para mejorar la redacción de la primera edición del texto.

Finalmente, mi agradecimiento y dedicación de este trabajo a Vicky, Marco, Francisco, Santiago y Sebastián.

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

Mendoza, octubre de 2014

Índice

(Haga “click” en el índice para moverse automáticamente a esa parte del documento)

Prefacio	2	2.6	DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO	31
Índice	3	2.7	TÉCNICAS AVANZADAS DE	
Notación	6		DISEÑO SISMORRESISTENTE	33
Introducción	1	2.7.1	Sistemas de protección sísmica	33
1.1	OBJETIVO, ALCANCES Y	2.7.2	Disipadores de energía	36
	ORGANIZACIÓN DEL TEXTO	2.8	REHABILITACIÓN SÍSMICA DE	
1.2	MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y		CONSTRUCCIONES EXISTENTES	38
LRFD	2	2.8.1	Aspectos generales	38
1.2.1	Aspectos generales	2.8.2	Estrategias de rehabilitación	39
1.2.2	Diseño por condiciones de servicio	2.8.3	Rehabilitación de estructuras de acero	40
1.3	RIESGO SÍSMICO E INGENIERÍA		Sistemas estructurales para construcciones de	
SISMORRESISTENTE	4		acero y construcciones compuestas	41
1.4	ESTRUCTURAS DÚCTILES DE	3.1	TIPOS ESTRUCTURALES USUALES	
ACERO	5		PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO	41
1.4.1	El acero como material estructural	3.1.1	Pórticos no arriostrados	41
1.4.2	Factores que pueden afectar la	3.1.2	Pórticos arriostrados concéntricamente	43
ductilidad	7	3.1.3	Pórticos arriostrados excéntricamente	45
1.4.3	Aspectos generales del comportamiento	3.1.4	Sistemas de columnas en voladizo	47
estructural	8	3.1.5	Pórticos con riostras de pandeo	
1.4.4	Clasificación de secciones	restringido	48	
1.4.5	Efectos de segundo orden	3.1.6	Muros de corte con placas de acero	48
1.4.6	Comportamiento sísmico de las	3.2	OTROS TIPOS Y SISTEMAS	
estructuras de acero	11		ESTRUCTURALES	49
1.5	ESTRUCTURAS CON SECCIONES	3.2.1	Sistemas duales	49
COMPUESTAS	14	3.2.2	Pórticos a momento con riostras de	
1.5.1	Aspectos generales	esquina	50	
1.5.2	Conectores de corte	3.2.3	Pórticos arriostrados con enlace de	
1.5.3	Tipos de miembros compuestos	esquina	50	
1.5.4	Evaluación de la resistencia de	3.2.4	Pórticos arriostrados con estabilizadores	
secciones compuestas	18	51		
Aspectos generales del diseño sismorresistente	.21	3.2.5	Sistema estructural de reticulados	
2.1	EL SISMO COMO ACCIÓN DE	escalonados	52	
	DISEÑO	3.3	ESTRUCTURAS CON MIEMBROS	
2.1.1	Espectros de respuesta	COMPUESTOS	54	
2.1.2	Espectros de diseño	3.4	SISTEMAS SISMORRESISTENTES	57
2.1.3	Acción vertical del sismo	3.4.1	Conexiones para estructuras de acero	57
2.2	DISEÑO POR CAPACIDAD	3.4.2	Conexiones para estructuras compuestas	57
2.3	FILOSOFÍA DEL DISEÑO			
SISMORRESISTENTE	24	3.5	REQUERIMIENTOS GENERALES	
2.3.1	Criterio general		PARA SISTEMAS SISMORRESISTENTES	59
2.3.2	Factor de modificación de respuesta R	3.5.1	Zonas protegidas	59
24		3.5.2	Tipos de soldaduras. Soldaduras de	
2.3.3	Factor de amplificación de	demanda crítica	59	
desplazamientos C_d	27	3.5.3	"Área-k"	60
2.3.4	Tabla de factores R , Ω_o y C_d	3.5.4	Arriostramientos para estabilidad de	
27		vigas	60	
2.4	DESPLAZAMIENTOS LATERALES	3.5.5	Empalme de columnas	63
Y DISTORSIÓN DE PISO	27	3.5.6	Conexiones de base de columna	64
2.5	ESTADOS DE CARGA Y ANÁLISIS	Pórticos no arriostrados	68	
29		4.1	INTRODUCCIÓN	68
2.5.1	Factor de redundancia	4.1.1	Comportamiento estructural	68
2.5.2	Combinaciones de carga con acción de			
sismo	29			
2.5.3	Métodos de análisis			
30				

4.1.2	Conexiones viga-columna. Conexiones precalificadas.....	69	5.5	PÓRTICOS ESPECIALES	
4.2	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES.....	70	ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE ..	94	
4.2.1	Aspectos generales	70	5.5.1	Objetivo general del diseño.....	94
4.2.2	Conexiones viga-columna.....	70	5.5.2	Análisis	95
4.2.3	Placas de continuidad	70	5.5.3	Riostras	95
4.2.4	Panel nodal.....	71	5.5.4	Configuración de las riostras.....	96
4.2.5	Requerimientos para vigas y columnas. Relación anchura-espesor.....	74	5.5.5	Relación anchura-espesor	96
4.2.6	Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas	75	5.5.6	Conexiones viga-columna.....	96
4.2.7	Restricción lateral en conexiones	75	5.5.7	Conexiones de las riostras.....	97
4.2.8	Restricción lateral en vigas	75	5.5.8	Requerimientos especiales para arriostramientos en V y V invertida.....	100
4.3	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS	76	5.5.9	Arriostramientos en K.....	100
4.3.1	Aspectos generales	76	5.5.10	Sistemas duales.....	100
4.3.2	Conexiones viga-columna.....	76	5.6	PÓRTICOS ORDINARIOS	
4.3.3	Placas de continuidad	76	ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	100	
4.3.4	Panel nodal.....	76	5.7	UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍMSICA	100
4.3.5	Relación anchura-espesor para vigas y columnas	76	Pórticos arriostrados excéntricamente.....	102	
4.3.6	Restricción lateral en vigas	76	6.1	INTRODUCCIÓN.....	102
4.4	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS	76	6.2	CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES	102
4.4.1	Aspectos generales	76	6.2.1	Configuración geométrica	102
4.4.2	Conexiones viga-columna.....	76	6.2.2	Rigidez lateral	103
4.4.3	Placas de continuidad	77	6.2.3	Comportamiento estructural del enlace	104
4.5	COMPARACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	77	6.2.4	Resistencia del enlace	106
4.6	CONEXIONES VIGA-COLUMNA ..	78	6.2.5	Deformación inelástica del enlace....	107
4.6.1	Conexiones reforzadas.....	78	6.2.6	Resistencia lateral del pórtico.....	108
4.6.2	Conexiones con viga de sección reducida	81	6.2.7	Comparación entre enlaces cortos y largos	108
4.6.3	Otras conexiones	82	6.3	DETALLE DEL ENLACE Y CONEXIONES.....	108
4.6.4	Conexiones precalificadas ANSI/AISC	358 83	6.4	DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE ..	110
	Pórticos arriostrados concéntricamente	85	6.4.1	Aspectos generales	110
5.1	INTRODUCCIÓN.....	85	6.4.2	Enlaces	110
5.2	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS	85	6.4.3	Relaciones anchura-espesor	110
5.2.1	Respuesta cíclica	85	6.4.4	Conexiones.....	110
5.2.2	Factores que afectan la respuesta	87	6.4.5	Sistemas duales.....	110
5.2.3	Riostras tubulares rellenas de hormigón	89	6.5	UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS EXCÉNTRICAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍMSICA.....	110
5.3	CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS RIOSTRAS	89	Pórticos con riostras de pandeo restringido.....	112	
5.3.1	Criterios estructurales	89	7.1	ASPECTOS GENERALES	112
5.3.2	Riostras en V y V invertida.....	90	7.2	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO	113
5.3.3	Pórticos arriostrados en V o V invertida con columna zipper.....	91	7.3	DISEÑO DE PÓRTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO....	115
5.3.4	Riostras en K.....	92	7.3.1	Aspectos generales	115
5.3.5	Riostras tipo tensor en X.....	92	7.3.2	Disposición de las riostras.....	115
5.4	DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS.....	93	7.3.3	Diseño de las riostras de pandeo restringido	116
5.4.1	Mecanismo plástico	93	7.3.4	Conexiones.....	117
5.4.2	Diseño de conexiones	94	7.4	ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO....	117
			7.5	APLICACIÓN A LA REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL	118

Muros de corte con placas de acero	119	Ejemplo de aplicación: Diseño y cálculo de un edificio	143
8.1 ASPECTOS GENERALES	119	10.1 INTRODUCCIÓN.....	143
8.1.1 Descripción del sistema	119	10.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN	144
8.1.2 Tipos de muros de corte con placas de acero	120	10.2.1 Descripción del edificio	144
8.1.3 Configuraciones de los muros	122	10.2.2 Determinación de cargas	146
8.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	122	10.2.3 Combinaciones de carga	147
8.2.1 Muros aislados	122	10.2.4 Análisis estructural	147
8.2.2 Muros acoplados	123	10.2.5 Verificación de las distorsiones de piso	149
8.3 ANALISIS ESTRUCTURAL.....	125	10.2.6 Modificación de la estructura del edificio	149
8.4 CONEXIONES Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	127	10.2.7 Análisis estructural y verificación de las distorsiones de piso de la estructura modificada	150
8.5 DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO	128	10.2.8 Verificación de miembros estructurales y del sistema	151
8.5.1 Aspectos generales	128	10.2.9 Pórtico 1: Verificación de la viga	151
8.5.2 Elementos de borde	129	10.2.10 Pórtico 1: Verificación de la columna	154
8.5.3 Placa de alma	129	10.2.11 Pórtico 1: Relación de la resistencia flexional de columnas y vigas	155
8.5.4 Zonas protegidas	129	10.2.12 Pórtico 1: Verificación del panel nodal	156
8.5.5 Conexiones.....	129	10.2.13 Pórtico A: Verificación de la riostra .	157
8.5.6 Placas de acero perforadas	130	10.2.14 Pórtico A: análisis no-lineal	159
8.5.7 Placas de acero con perforaciones de esquina	130	10.2.15 Consideraciones finales	160
8.6 APLICACIÓN A LA REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL	130	Referencias Bibliográficas	161
Estructuras con secciones compuestas	132		
9.1 INTRODUCCIÓN.....	132		
9.2 PÓRTICOS COMPUESTOS NO ARRIOSTRADOS.....	132		
9.2.1 Tipos de pórticos	132		
9.2.2 Pórticos compuestos ordinarios.....	132		
9.2.3 Pórticos compuestos intermedios	132		
9.2.4 Pórticos compuestos especiales.....	133		
9.2.5 Conexiones para pórticos compuestos	134		
9.2.6 Pórticos compuestos parcialmente restringidos.....	135		
9.3 PÓRTICOS COMPUESTOS ARRIOSTRADOS.....	136		
9.3.1 Tipos de pórticos	136		
9.3.2 Pórticos compuestos ordinarios arriostrados.....	136		
9.3.3 Pórticos compuestos especiales arriostrados concéntricamente	137		
9.3.4 Conexiones para pórticos compuestos arriostrados.....	137		
9.3.5 Pórticos compuestos arriostrados excéntricamente.....	138		
9.4 MUROS DE CORTE COMPUESTOS	139		
9.4.1 Tipos de muros	139		
9.4.2 Muros de corte compuestos ordinarios	140		
9.4.3 Muros de corte compuestos especiales	141		
9.4.4 Muros compuesto con placas de acero	142		

Notación

A_g	área bruta de la sección	L_{cf}	distancia libre entre elementos de borde vertical
A_s	área de refuerzo transversal en secciones compuestas	L_h	distancia entre rótulas plásticas en la viga.
A_{sp}	área de las placas de acero de un muro compuesto	L_r	sobrecarga en cubiertas
A_w	área del ala	M_n	momento nominal
a	separación máxima entre rigidizadores de enlace	M_p	momento plástico
b	anchura de un elemento de la sección	$M_{p,exp}$	momento flector esperado de la viga compuesta
b_{bf}	anchura del ala de la viga	M_v	momento de vuelco
b_{cf}	anchura del ala de la columna	M_w	magnitud momento
b_f	anchura del ala	M_1, M_2	momento flector en la base de muros acoplados
b_{wc}	anchura de la sección compuesta de hormigón	n	parámetro adimensional del modelo de Bouc-Wen
C	fuerza axial de compresión en la base de muros acoplados	P	carga vertical
C_d	factor de amplificación de desplazamientos	P_{ac}	resistencia ajustada a compresión
D	cargas de peso propio de la estructura y otros elementos, o diámetro de perforaciones	P_{at}	resistencia ajustada a tracción
d_b	altura total de una viga	P_c	carga axial de compresión
d_c	altura total de una columna, o altura de la sección compuesta de hormigón	P_E	carga crítica de Euler
d_z	anchura del panel nodal	P_r	carga axial requerida
E	acción del sismo	P_{uc}	resistencia requerida a compresión
F	carga debida a fluidos, o fuerza lateral	P_{ysc}	resistencia a tracción del núcleo de acero
F_a	coeficiente de sitio	P_t	carga axial de tracción
F_E	resistencia lateral ante acciones sísmicas	P_y	carga axial de fluencia
F_u	resistencia de tracción mínima para el acero especificado	p_a	probabilidad anual de excedencia
F_v	coeficiente de sitio	p_t	probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo t
F_y	tensión mínima de fluencia para el acero especificado	Q	factor de reducción para secciones esbeltas comprimidas
F_{ysr}	tensión mínima de fluencia del refuerzo transversal	R	carga por lluvia, o factor de modificación de respuesta
f'_c	resistencia a compresión del hormigón	R_a	resistencia requerida, método ASD
GA	grado de acoplamiento	R_d	resistencia de diseño
g	longitud libre de una viga de acople	R_n	resistencia nominal
H	carga debida al empuje lateral de suelos, del agua en el suelo o de otros materiales a granel	R_t	relación entre la resistencia de tracción esperada y la resistencia de tracción mínima, F_u
h	altura de piso, o altura del alma, sin considerar el espesor de las alas.	R_u	resistencia requerida, método LRFD
h_o	distancia entre baricentro de las alas	R_y	relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia, F_y
I_b	momento de inercia de la viga	R_μ	factor de reducción por ductilidad
I_b	momento de inercia de viga	r	radio de giro
I_c	momento de inercia de columna	S	carga de nieve o hielo
K	factor de longitud de pandeo efectiva, o rigidez axial	S_{diag}	distancia más corta entre centros de perforaciones
K_c	rigidez axial de la conexión de un riostra	S_{DS}	aceleración espectral de diseño para $T=0.2s$
K_n	rigidez axial del núcleo de un riostra	S_{D1}	aceleración espectral de diseño para $T=1.0s$
K_c	rigidez axial de la zona de transición de un riostra	S_S	aceleración espectral MCE para $T=0.2s$
L	sobrecarga de uso, o longitud de un miembro, o longitud de pandeo separación entre eje de muros acoplados	S_1	aceleración espectral MCE para $T=1.0s$
		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 fuerza axial de tracción en la base de muros acoplados
		T_L	periodo de transición para periodos largos
		T_R	periodo de retorno

t_w	espesor del alma	δ	desplazamiento lateral, o desplazamiento axial
V	corte en un nivel	$\delta(t)$	desplazamiento axial en un instante t
V_D	corte basal de diseño	δ_e	desplazamiento lateral elástico (en general) o desplazamiento elástico originado por V_D
V_e	corte basal elástico	δ_S	desplazamiento lateral de diseño
V_n	resistencia a corte esperada	δ_Y	desplazamiento lateral de fluencia, o desplazamiento axial de fluencia
V_Y	corte basal de fluencia o resistencia lateral de la estructura	λ	factor de carga
t	espesor de un elemento, o intervalo de tiempo	λ_{hd}	relación anchura-espesor límite para miembros con alta ductilidad
t_{bf}	espesor del ala de la viga	λ_{md}	relación anchura-espesor límite para miembros con moderada ductilidad
t_{cf}	espesor del ala de la columna	λ_d, λ_r	relaciones anchura-espesor límites para la clasi- ficación de secciones
t_p	espesor total del panel nodal	μ	ductilidad
t_w	espesor del alma	θ	índice de estabilidad, o distorsión horizontal de piso
W	carga de viento	ρ	factor de redundancia
w_z	altura del panel nodal	ξ	factor de amortiguamiento
Y_{con}	distancia desde la parte superior de la viga de acero a la parte superior del hormigón	ϕ	factor de resistencia
Y_{PNA}	distancia desde la fibra de hormigón más com- primido hasta el eje neutro	ϕ_c	factor de resistencia a compresión
Z	módulo plástico de una sección	ϕ_t	factor de resistencia a tracción
$z(t)$	función histerética adimensional	ϕ_v	factor de resistencia a corte
α	ángulo de inclinación, o ángulo de las bandas de tracción, o parámetro adimensional del modelo de Bouc- Wen	Ω	factor de seguridad
α_c	factor de reducción para pandeo poscrítico	Ω_D	factor de sobrerresistencia de diseño
β	factor de ajuste por resistencia a compresión	Ω_M	factor de sobrerresistencia debida al material
β_w	parámetro adimensional del modelo de Bouc- Wen	Ω_o	factor de sobrerresistencia
γ_w	parámetro adimensional del modelo de Bouc- Wen	Ω_S	factor de sobrerresistencia del sistema
Δ	desplazamiento relativo de piso	ω	factor de ajuste por endurecimiento de deforma- ción

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 y de construcciones con secciones compuestas de acero y hormigón (es importante indicar que en algunos países estas construcciones se denominan como mixtas). 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. Además, se describen algunos sistemas más innovadores como son los pórticos con riostras de pandeo restringido y los muros con placas de acero, los que representan avances recientes de la ingeniería estructural que ya han sido aplicados en países como Estados Unidos y Japón. Para su redacción, se ha tomado como referencia la publicación [Seismic Provisions for Structural Steel Buildings \(AISC 2010a\)](#), 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.

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. \(2011\)](#), [McCormac y Csernak \(2012\)](#), [McCormac \(2002\)](#), [Salmon et al. \(2008\)](#), [Vinnakota \(2006\)](#). Para el estudio del diseño de secciones compuesta de acero y hormigón se recomiendan los textos de [Viest et al \(1997\)](#), [Nethercot \(2003\)](#), [Taranath \(1998\)](#). Desde el punto de vista reglamentario, el documento [Specification for Structural Steel Buildings \(AISC, 2010b\)](#) 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, LRFD, 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 técnicas avanzadas y sistemas innovadores, como el aislamiento sísmico y los disipadores de energía. El [Capítulo 3](#) presenta una descripción general de los tipos estructurales para construcciones de acero y construcciones con miembros compuesto, incluyendo los requerimientos especiales para sistemas sismorresistentes. El [Capítulo 4](#), [Capítulo 5](#) y [Capítulo 6](#) presentan las principales especificaciones y requerimientos de diseño vinculados a los tres tipos de estructuras más usados como sistema sismorresistente, esto es: pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados concéntrica y pórticos arriostrados excéntrica. La descripción de los aspectos más significativos para el diseño de pórticos con riostras de pandeo restringido y muros de corte con placas de acero se incluyen en el [Capítulo 7](#) y en el [Capítulo 8](#), mientras que el [Capítulo 9](#) presenta el diseño de construcciones con secciones compuestas de acero y hormigón. Finalmente, en el [Capítulo 10](#) se incluye un ejemplo de diseño y cálculo de un edificio con estructura de acero formada por pórticos no arriostrados y pórticos arriostrados concéntrica.

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.

El presente documento incorpora hipertexto y referencias cruzadas, para agilizar su lectura en el formato digital. Es por ello que el índice es una tabla que permite desplazarse directamente a una sección determinada, para lo cual se debe presionar “Ctrl” y hacer “click” con el *mouse*. Con igual criterio las referencias bibliográficas y las referencias a capítulos o secciones de este texto se pueden acceder directamente presionando “Ctrl” + “click”. En el caso de las figuras, tablas y ecuaciones se emplea hipertexto para acceder rápidamente a ellas solo cuando se encuentran ubicadas en una sección o capítulo diferente a aquel en que son mencionadas.

1.2 MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD

1.2.1 Aspectos generales

Las especificaciones para construcciones de acero vigentes en Estados Unidos de América ([AISC, 2010b](#)) 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 que 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 para el diseño de estructuras de diversos materiales.

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 que 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, ELS: 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), ELU: 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 sollicitación 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 sollicitaciones resultantes de aplicar las combinaciones de cargas mayoradas (en estado último) y la resistencia

correspondientes a dicho estado, que puede expresarse como:

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

En la cuantificación de este criterio de verificación se busca que la resistencia requerida represente el máximo valor probable del efecto inducido por las cargas ($Q + \Delta Q$), mientras que la resistencia de diseño debe representar un valor mínimo ($R_n + \Delta R_n$) para considerar la incertidumbres propias de esta determinación analítica. Este criterio de verificación puede expresarse matemáticamente a través de la siguiente expresión:

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

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 que 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 sollicitación 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 que 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 7-10](#) para el diseño por resistencia (estados últimos):

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r o S o R)
3. 1.2D + 1.6(L_r o S o R) + (L o 0.5W)
4. 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r o S o R)
5. 1.2D + 1.0E + L + 0.2S
6. 0.9D + 1.0W
7. 0.9D + 1.0E

donde D es la carga permanente por peso propio, también llamada carga muerta, F la carga debida a fluidos,

L es la sobrecarga de uso o carga viva (que puede reducirse a la mitad para las combinaciones 3, 4 y 5, en ciertos casos definidos por el reglamento), 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. 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/m². Puede observarse en las combinaciones de carga definidas por las Ecuaciones (1-2) que el factor correspondiente a la acción sísmica es 1.0. Ello es así, porque 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.

Este reglamento también considera casos especiales como las cargas por hielo, inundaciones, la acción resultante del impedimento de cambios dimensionales y eventos extraordinarios (con baja probabilidad de ocurrencia) como fuego, explosiones e impacto de vehículos sobre las construcciones. Además, se presentan requerimientos para la consideración de cargas debidas a la presión de fluidos (F) y a la presión lateral (H) del suelo, del agua en suelos o de materiales a granel (granos, áridos, etc).

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 incorporaron un formato unificado en el que se incluye en forma simultánea ambos métodos: LRFD y ASD. No obstante ello, se presenta el método ASD con un formato modificado con el objeto de mantener un esquema de verificación similar al del método LRFD. Es por ello que se aplica la verificación por estados límite y los coeficientes de seguridad adoptan valores diferentes según cada estado. El criterio de verificación

establece que la resistencia admisible, determinada como la resistencia nominal, R_n , dividida por el coeficiente de seguridad, Ω , debe ser mayor que la resistencia requerida, R_a , por las cargas externas:

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (1-3)$$

Las combinaciones de estados de carga requeridas para el método ASD, según el reglamento [ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures \(ASCE, 2010\)](#) para determinar la resistencia requerida R_a son:

1. D
2. D + L
3. D + (L_r o S o R)
4. D + 0.75 L + 0.75(L_r o S o R)
5. D + (0.6W o 0.7E)
- 6a. D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r o S o R)
- 6b. D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S
7. 0.6D + 0.6W
8. 0.6D + 0.7E

(1-4)

Al igual que en el caso de combinaciones de carga para el método LRFD, se consideran adicionalmente casos especiales como las cargas por hielo, inundaciones, la acción resultante del impedimento de cambios dimensionales y eventos extraordinarios (con baja probabilidad de ocurrencia) como fuego, explosiones e impacto de vehículos sobre las construcciones.

La Tabla 1-1, a modo de resumen, presenta los estados límites de resistencia para miembros sometidos a distintas solicitaciones, indicando en cada caso el valor el factor de resistencia ϕ y del coeficiente de seguridad Ω requerido por el reglamento ANSI/AISC 360-10. Para el caso de conexiones, se presentan los valores correspondientes en la Tabla 1-2.

Tabla 1-1. Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia y coeficiente de seguridad para distintos casos.

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia	Coef. de seguridad
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90	1.67
	Rotura en el área neta	0.75	2.00
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	0.90	1.67
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0.90	1.67
	Pandeo local	0.90	1.67
Miembros flexionados	Plastificación	0.90	1.67
	Pandeo lateral-torsional	0.90	1.67
	Pandeo local de ala	0.90	1.67
	Pandeo local de alma	0.90	1.67

Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90	1.67
	Pandeo de alma	0.90	1.67

Es importante aclarar que, actualmente, los reglamentos ANSI/AISC 360-10 y ANSI/AISC 341-10 incluyen ambos métodos, LRFD y ASD, en forma paralela (cuando corresponde, se presentan las ecuaciones de verificación para cada método). No obstante ello, en este texto se discutirán y presentarán ecuaciones de verificación o dimensionamiento vinculadas únicamente al método LRFD. Ello se debe, principalmente, a que este método representa un criterio más moderno (el mismo que se usa para diseño de estructuras de hormigón armado), que incorpora en forma racional las incertidumbres en la determinación de cargas y resistencias. Además, el autor considera que la incorporación en paralelo del método ASD representa una solución práctica, a los efectos de que los profesionales que durante años o décadas usaron el método ASD puedan realizar una adecuada transición hacia un procedimiento nuevo.

Tabla 1-2. Valores del factor de resistencia y coeficiente de seguridad para conexiones.

Caso	Factor de resistencia	Coef. De seguridad
Conexiones soldadas: metal base	0.90	1.67
Conexiones soldadas: soldadura	0.80	1.88
Conexiones soldadas: corte	0.75	2.00
Conexiones apernadas	0.75	2.00
Conexiones a deslizamiento crítico (ELS)	1.00	1.50
Conexiones a deslizamiento crítico (ELU)	0.85	1.76

1.2.2 Diseño por condiciones de servicio

La consideración de los estados límites de en el diseño tiene por objeto asegurar el normal funcionamiento de la construcción y el confort de sus ocupantes durante el uso del mismo. Para ello se realizan verificaciones especiales para controlar desplazamientos, deformaciones y vibraciones inducidas por los estados de carga de servicio y evitar el deterioro por el paso del tiempo. Anteriormente, por ejemplo en la década de 1990, los reglamentos americanos definían tanto las combinaciones de carga en servicio como algunas condiciones de verificación, tales como los desplazamientos verticales máximos en una viga.

En la actualidad la situación ha variado y los criterios para el diseño por condiciones de servicio no son explícitamente definidos en los reglamentos. El AISC 360-10, en el Capítulo L, presenta disposiciones generales e indica que “Los valores límites de comporta-

miento estructural para condiciones de servicio (por ejemplo, deformaciones máximas, aceleraciones) deben ser elegidos con la debida atención a la función que se espera que la estructura satisfaga. La condición de servicio debe ser evaluada utilizando combinaciones de carga apropiadas para los estados límites de servicio establecidos”. A su vez, el reglamento [ASCE 7-10](#) indica, en su Apéndice C: Condiciones de serviciabilidad, que se incluyen recomendaciones a modo de guía, pero que las mismas no son obligatorias. En los comentarios a dicho apéndice, se menciona que tradicionalmente se ha utilizado una deflexión vertical máxima en miembros horizontales de L/360 para vigas de entresijos, y de L/200, para vigas o correas de cubierta (donde L es la luz de la viga). Se explica, además, que deflexiones del orden de L/300 (de L/150 en voladizos) son visibles y pueden originar daño en elementos arquitectónicos, como revestimientos. Si el valor de las deflexiones excede L/200 se puede comprometer la normal operación de puertas y ventanas. Es importante considerar situaciones especiales, como los entresijos con grandes luces, donde la condición de deflexión máxima debe fijarse independientemente de la longitud de las vigas, para proteger a elementos no estructurales adyacentes. Así por ejemplo, algunos sistemas de paneles o cerramientos pueden dañarse si experimentan desplazamientos verticales mayores a 10mm.

En relación con los estados de carga en servicio, se recomienda, en general, una carga combinada con una probabilidad de excedencia del 0.05. Para límites de servicio que incluye deformaciones visibles, fisuración reparable o daño de elementos interiores y otros efectos de corta duración, se recomienda utilizar como combinaciones de carga: $D + L$ y $D + 0.5S$. En los casos en que los estados límites de servicio incluyen efectos de larga duración, tales como *creep* o asentamientos, se recomienda considerar $D + 0.5L$.

1.3 RIESGO SÍSMICO E INGENIERÍA SISMORRESISTENTE

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 que 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 en 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 vulnerabilidad (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 Mesina, 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 produci-

dos 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 que 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 lo 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 límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción, 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 ANSI/AISC 341-10 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 (sistemas “ordinarios”, según se explica en los capítulos correspondientes a cada sistema estructural).

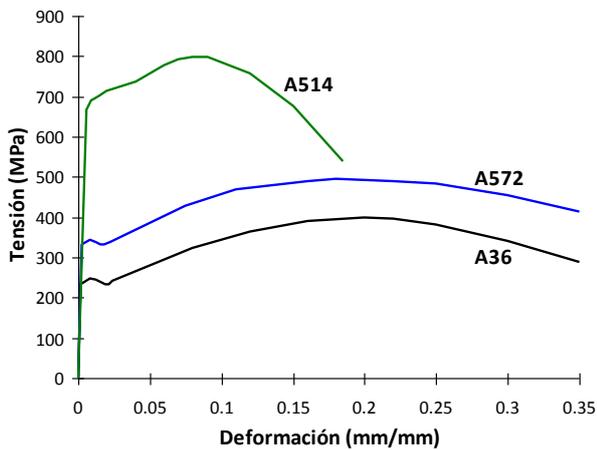


Fig. 1-1. Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM.

Los procedimientos de diseño para algunos sistemas estructurales se basan en la aplicación del método de diseño por capacidad (el que se presenta con más detalle en el [Capítulo 2](#) de este libro). Este método requiere, en ciertos casos, estimar en forma realista la resistencia esperada de los componentes estructurales, en lugar de la resistencia de diseño obtenida a 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 experimental 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 fabricados 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) y se define en la Tabla A3.1 del reglamento ANSI/AISC 341-10. Los valores de R_y y R_u pueden adoptarse a partir de resultados experimentales obtenidos de ensayos realizados según normas ASTM, utilizando materiales y dimensiones similares al material a emplear en la obra.

Las curvas tensión-deformación del acero (como las indicadas en la Figura 1-1) son modificadas por la velocidad de deformación (*strain rate*). En los aceros estructurales se observa que la tensión de fluencia y la resistencia a tracción aumentan en la medida que se incrementa la velocidad de deformación. Los resultados de ensayos indican que este incremento es del orden del 5 al 10% para los niveles de velocidad de deformación esperados en una estructura sometida a un terremoto ([Bruneau, et al. 2011](#)). Es por ello que este

efecto usualmente se desprecia en el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes, sin embargo, es un aspecto crucial que sí debe considerarse en el caso de estructuras de acero diseñadas para resistir explosiones o impacto de vehículos.

Otro aspecto importante a considerar en el acero es el efecto Bauschinger. Cuando el material se somete a una carga monotónica, el inicio de la fluencia se observa claramente en el diagrama tensión-deformación mediante un quiebre pronunciado (ver curvas para aceros A36 y A572 en Figura 1-1). Sin embargo, cuando las cargas se aplican en forma cíclica, luego de incursionar en rango plástico, el paso de la rama de carga o recarga (con pendiente proporcional al módulo de elasticidad E) a la rama de fluencia se produce en forma gradual, sin mostrar un quiebre marcado del diagrama, como se indica en la Figura 1-2. Este comportamiento particular del acero se conoce como efecto Bauschinger y sus causas pueden explicarse a partir de consideraciones basadas en la estructura policristalina del material y de los planos de deslizamiento que se producen cuando el material fluye (para más detalles consultar [Bruneau et al., 2011](#)).

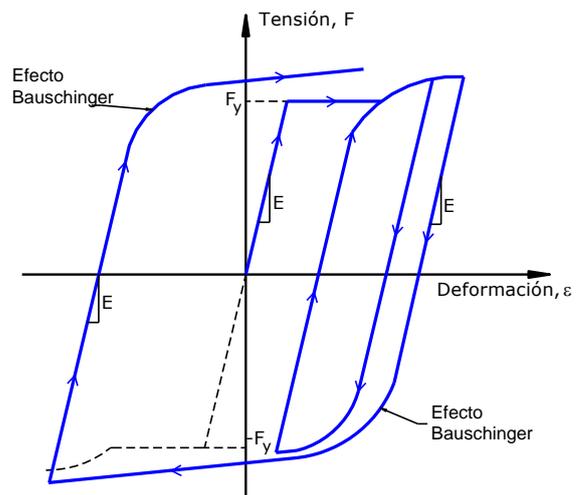


Fig. 1-2. Efecto Bauschinger en la respuesta cíclica del acero.

Cuando se emplean perfiles pesados, esto es con espesores iguales o mayores a 38 mm, 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 27 J a 21 °C. Esta misma condición debe verificarse en el caso de placas de acero con espesores iguales o mayores de 50 mm que se emplearán en miembros armados, en placas de conexión donde se espera el desarrollo de deformaciones plásticas bajo la acción del sismo y en el núcleo de riostras de pandeo restringido. La Figura 1-3 muestra las características de una probeta típica y un esquema del dispositivo de ensayos. Es importante recordar que este ensayo cuantifica la energía requerida para fracturar la probeta (con entalladura) mediante la medición de la altura inicial y final de un péndulo que im-

pacta sobre la misma.

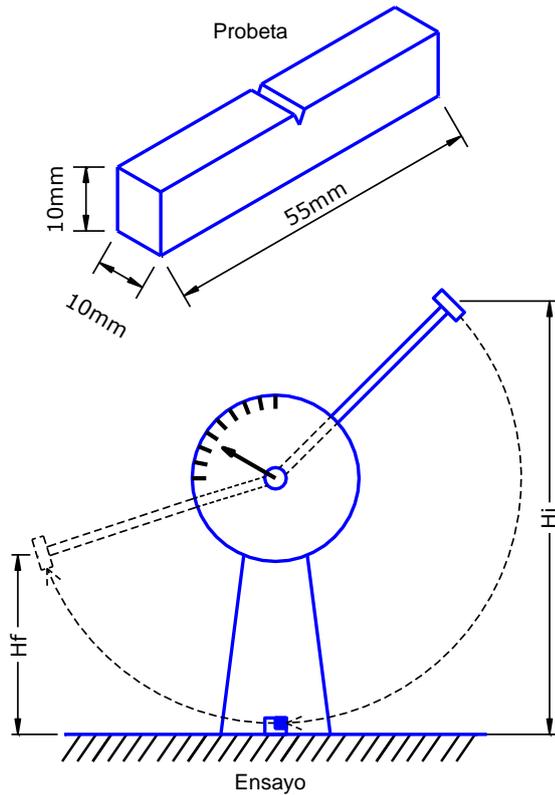


Fig. 1-3. Esquema del ensayo de Charpy y su probeta

1.4.2 Factores que pueden afectar la ductilidad

Si bien las ventajas del acero como material estructural son significativas, existen diversos factores que pueden afectar la ductilidad del material. Es por ello que deben conocerse sus limitaciones, a los efectos de evitarlas o contrarrestar sus efectos negativos. En esta sección se describen algunos de los aspectos importantes más importantes a tener en cuenta.

a. Desgarramiento laminar

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 que 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 (ver Figura 1-4). 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 el mejoramiento del proceso de laminado. Adicionalmente, se puede evitar este

problema mediante un diseño adecuado de las conexiones soldadas. Así por ejemplo, es recomendable usar bisel profundo que penetra en las secciones a ser soldadas, evitando de ese modo inducir tensiones de tracción perpendiculares a la superficie de la placa, como se indica en el ejemplo de la Figura 1-5. No obstante ello, el problema del desgarramiento laminar puede ser un aspecto importante a considerar en la rehabilitación de estructuras de acero existentes, construidas cuando este fenómeno y sus consecuencias no se conocían adecuadamente.

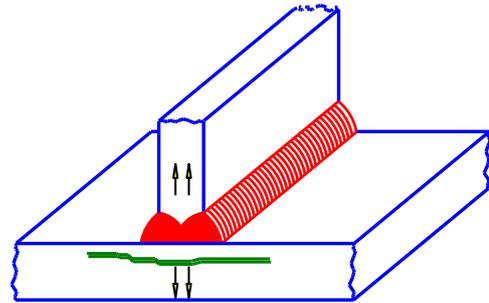


Fig. 1-4. Fenómeno de desgarramiento laminar.

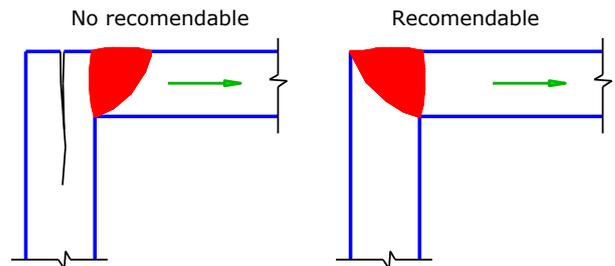


Fig. 1-5. Ejemplo del control del desgarramiento laminar mediante detalles adecuados.

b. Fatiga de bajo ciclaje

La fatiga es un fenómeno característico de los aceros 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 a un nivel de deformaciones menor que la deformación última del material obtenida del ensayo monotónico de tracción. Es importante resaltar que la 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 resulta en una disminución de la capacidad de deformación del acero en rango plástico y por ende disminuye la ductilidad del material y de la estructura. Es por ello que éste 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.

c. Otros factores

La ductilidad del acero, y por ende la respuesta estructural ante acciones sísmicas, 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., 2011](#), presenta una completa discusión de estos temas).

La presencia de tensiones residuales, inducidas por enfriamiento no uniforme durante la laminación, en las zonas afectadas por la soldadura, en secciones plegadas en frío, etc. no tiene un efecto significativo en la plasticación del acero, por lo que se considera que no afectan la ductilidad del material. Estas tensiones, que representan un sistema auto-equilibrado (que actúan aún en los miembros descargados), se consideran en el diseño mediante un criterio práctico simplificado, que consiste en reducir el límite de fluencia con valores empíricos, para ciertas verificaciones.

1.4.3 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 los miembros, 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 (las referencias más completas son [Galambos, 1998](#) y [Ziemian, 2010](#)).

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 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 miembros comprimidos y el pandeo lateral-torsional en miembros flexionados.

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 1-6 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 la Figura 1-7 presenta ejemplos de pandeo local o abollamiento correspondientes a ensayos de laboratorio para dos tipos de secciones.



Fig. 1-6. Pandeo de una riostra, terremoto de Hyogo-ken Nanbu, Japón (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley).

Como se mencionó previamente, el pandeo lateral-torsional es un problema de inestabilidad que puede afectar a los miembros flexionados, 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 trac-

cionada (que actúa como un elemento estabilizante). En edificios con entrepisos que pueden considerarse como diafragmas rígidos (por ejemplo, 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.

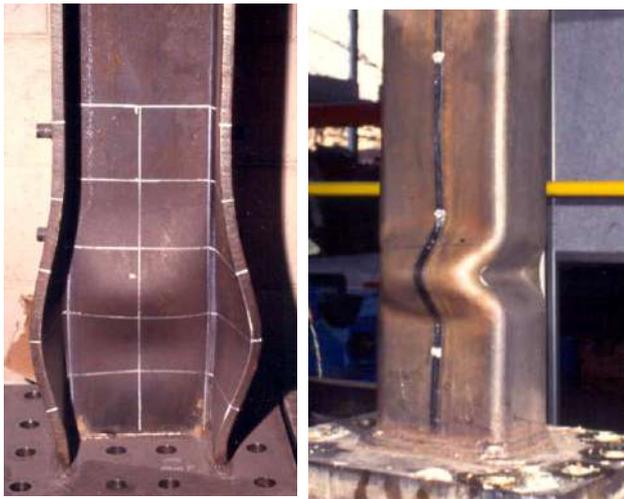


Fig. 1-7. Ejemplos de pandeo local (a) en la base de una columna sometida a compresión y flexión y (b) en un tubo comprimido

1.4.4 Clasificación de secciones

El pandeo local es un fenómeno complejo, propio de las secciones de acero (perfiles laminados y secciones armadas), las que 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 complejo, 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 dos o tres grupos a partir de la relación anchura-espesor, b/t o 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).

En el caso de miembros flexionados, las secciones se clasifican en tres grupos, según las siguientes condiciones:

- Secciones compactas: las alas están vinculadas en forma continua con el alma o las almas y todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor no excede el valor λ_p

- Secciones no compactas: todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor no excede el valor λ_r
- Secciones esbeltas: al menos un elemento comprimido cumple que la relación anchura-espesor es mayor que λ_r

En el caso de miembros comprimidos, las secciones se clasifican en dos grupos, según las siguientes condiciones:

- Secciones no esbeltas: todos los elementos componentes cumplen que la relación anchura-espesor es menor o igual que el valor λ_r
- Secciones esbeltas: al menos un elemento cumple que la relación anchura-espesor es mayor que λ_r

donde λ_p y λ_r son esbelteces límites cuyo valor se determina a partir de la Tabla B4.1a del reglamento AN-SI/AISC 360-10, según el tipo de elemento, el estado de sollicitación y de otras características de la sección. En la mencionada tabla se consideran elementos no rigidizados, que son aquellos que tienen un solo borde vinculado en la dirección paralela a la fuerza de compresión, y elementos rigidizados, que presentan sus dos bordes vinculados.

A modo de ejemplo, si se considera un perfil laminado I, Figura 1-8, sometido a flexión los valores límites son:

Ala (elemento no rigidizado):

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad \lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Alma (elemento rigidizado):

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

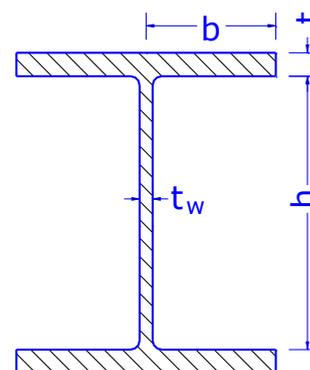


Fig. 1-8. Ejemplo de una sección formada por un perfil laminado I (AISC 2010b).

La Figura 1-9 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 miembros comprimidos con secciones esbeltas se considera la posibilidad de ocurrencia del pandeo local, para lo cual se define un factor de reducción Q que disminuye la tensión crítica usada en la verificación. Si la sección de la columna es no esbelta sólo se consideran los estados límites de pandeo global.

Para el diseño de miembros flexionados las especificaciones ANSI/AISC 360-10 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 , de modo de considerar la ocurrencia del pandeo local. Se considera que las secciones compactas pueden 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. Las secciones no compactas pueden desarrollar fluencia en forma parcial, dado que la ocurrencia del pandeo local no permite la formación de una rótula plástica. Por último, las secciones esbeltas no permiten el desarrollo de la fluencia en la sección porque el pandeo local ocurre primero.

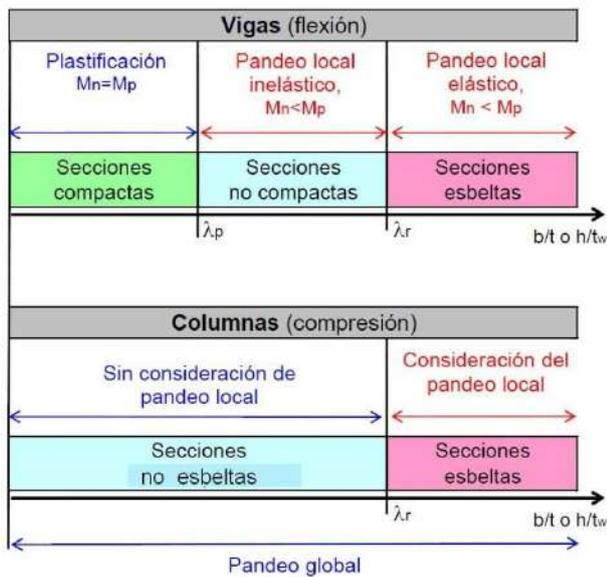


Fig. 1-9. Clasificación de secciones de acero para definir la consideración del pandeo local en vigas y columnas.

En el caso de miembros de acero que forman parte de estructuras sismorresistentes las especificaciones ANSI/AISC 341-10 incluyen una clasificación de las secciones por ductilidad, con el objeto de controlar el pandeo local y asegurar que se desarrollan deformaciones plásticas. Para ello se definen dos valores límites para la relación anchura-espesor de los elementos comprimidos de la sección para miembros con moderada ductilidad, λ_{md} , y alta ductilidad, λ_{hd} , (Tabla D1.1, ANSI/AISC 341-10). El reglamento requiere que los miembros diseñados para desarrollar ductilidad moderada cumplan la condición de que todos los elementos comprimidos de la sección tengan una relación anchura-espesor que no exceda el valor λ_{md} . En el caso de miembros diseñados para alta ductilidad, dicha relación no debe exceder el límite λ_{hd} (el que es menor, esto es más estricto, que el límite anterior). Esta situación se representa gráficamente en la Figura 1-10, 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 que cumplen los requerimientos de alta ductilidad pueden desarrollar una rotación plástica de 0.04 rad o más, mientras que en las secciones compactas se puede alcanzar una rotación plástica de 0.02 rad, aproximadamente.

Si se analiza nuevamente el ejemplo de la Figura 1-8, pero considerando ahora el caso de un miembro a flexión con requerimientos de ductilidad, los límites para la relación anchura-espesor son:

Ala (elemento no rigidizado):

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad \lambda_{md} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Alma (elemento rigidizado):

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a) \text{ si } C_a \leq 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.93C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ si } C_a > 0.125$$

$$\lambda_{md} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75C_a) \text{ si } C_a \leq 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.33C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ si } C_a > 0.125$$

donde C_a es un factor que representa la relación entre la carga de compresión actuante en el miembro y la resistencia de diseño.

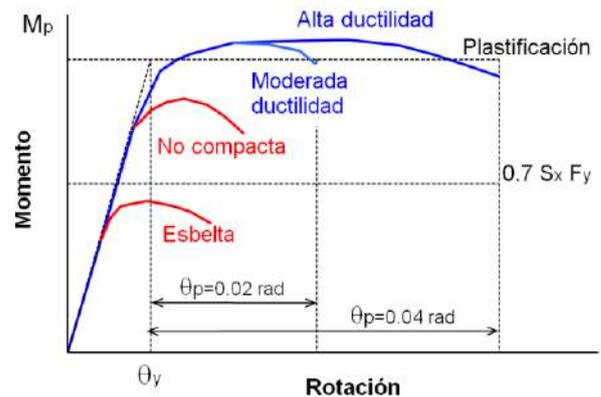


Fig. 1-10. Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local).

1.4.5 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

Para analizar la influencia del efecto P-Delta en la respuesta global de la estructura se presenta en la Figura 1-11 el caso de un sistema simple de un grado de libertad sometido a una fuerza lateral F , la que 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 $P \delta / h$ que reduce la resistencia lateral de la estructura. Adicionalmente, el efecto P-Delta disminuye la rigidez lateral, la que eventualmente puede tomar valores negativos en la zona de comportamiento inelástico.

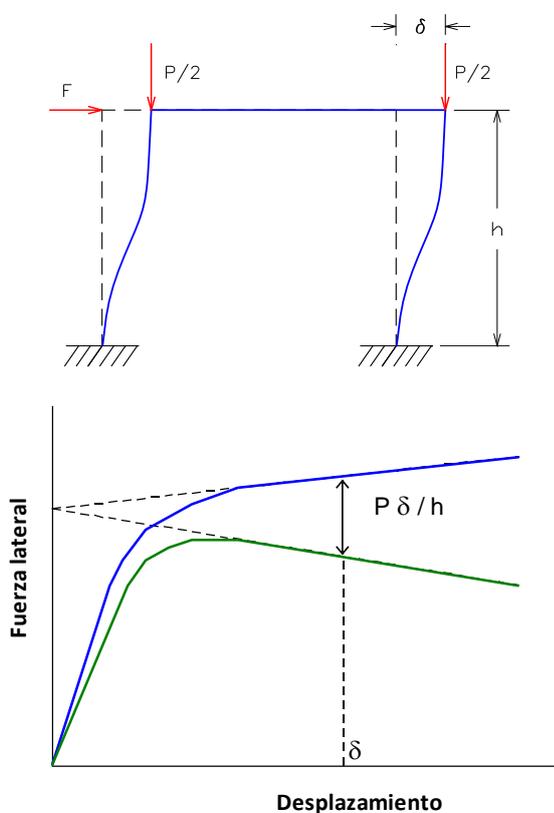


Fig. 1-11. Influencia del efecto P-Delta en la respuesta global de la estructura.

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 1-11, 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 \(ASCE, 2010\)](#) 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:

$$\theta = \frac{P \Delta I_e}{V h C_d} \leq 0.1 \quad (1-5)$$

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 (es decir la diferencia entre el desplazamiento de un nivel determinado y el nivel inferior), I_e es el factor de importancia, 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](#).

Se dispone de diversos procedimientos para considerar en el análisis estructural el efecto P-Delta, los que presentan distinto grado de complejidad y precisión. Las especificaciones ANSI/AISC 360-10 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, 2010](#)).

1.4.6 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 desarrolladas 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., 1998](#)). Afortunadamente esta situación se ha revertido y en la actualidad se cuenta con especi-

ficaciones que se consideran seguras y confiables.

En el caso de estructuras sismorresistentes, 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 de fluencia por tracción o corte, etc).



Fig. 1-12. 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 edificios con estructura 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 de acero ([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 1-12).



Fig. 1-13. 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](#)).

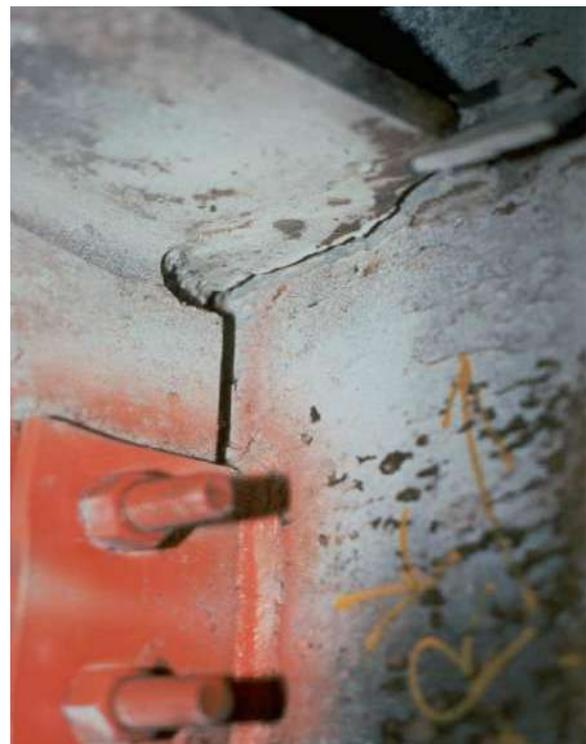


Fig. 1-14. Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento ([Earthquake Engineering Research Institute, Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake, Set I: An Overview](#)).

Los 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 1-13 y 1-14).

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 importantes resultados analíticos y experimentales, de modo que 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 2010a](#) y [AISC 2010c](#)) y en recomendaciones de diseño ([Miller, 2006](#)). Para mayor información y acceso a las publicaciones consultar la página web: <http://www.sacsteel.org>.

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 (mediante 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 1-15).
- 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 4](#).

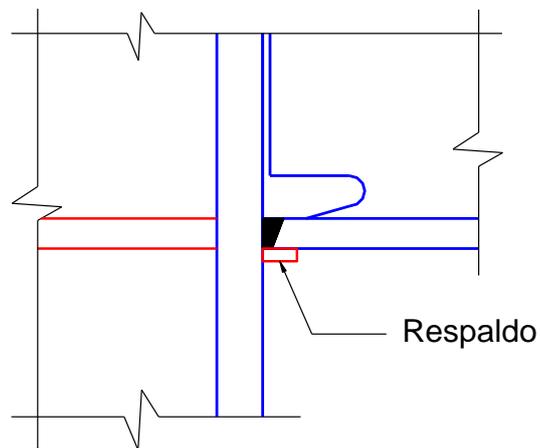


Fig. 1-15. Detalle de la soldadura en el ala inferior de una viga.

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 1-16, 1-17 y 1-18 se reproducen fotografías con ejemplos de estos tipos de fallas, observadas durante el terremoto de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995.

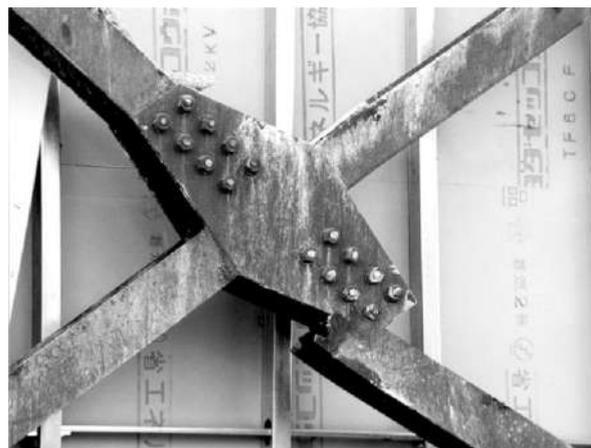


Fig. 1-16. Fractura de una riostra en X en la sección neta ([Naeim, 2001](#)).

El terremoto de Tohoku, Japón, ocurrido el 11 de marzo de 2011 con una magnitud $M_w=9$, produjo daño en construcciones diversas, y particularmente en estructuras de acero. Las Figuras 1-19, 1-20 y 1-21 muestran algunos ejemplos de estos daños. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los problemas observados corresponden a estructuras que fueron diseñadas y construidas hace varias décadas, es decir de acuerdo a reglamentos que no se consideran actualizados y seguros. De modo que estos problemas no deben interpretarse como un fracaso de la ingeniería sísmica, sino por el contrario una demostración de que las estructuras modernas presentan un grado de seguridad adecuado.



Fig. 1-17. Daño severo en la viga y conexión de un pórtico con arriostramientos en V invertida (Naeim, 2001).



Fig. 1-18. Fractura en una conexión soldada (Naeim, 2001).



Fig. 1-19. Fractura de riostras en la zona de conexión (Midorikawa et al., 2012).



Fig. 1-20. Pandeo local en el extremo de una riostra de acero (Midorikawa et al., 2012).

1.5 ESTRUCTURAS CON SECCIONES COMPUESTAS

1.5.1 Aspectos generales

En el ámbito de la ingeniería civil, el término “construcción compuesta” se aplica, en general, para indicar el uso de dos o más materiales distintos, los que se combinan de manera tal que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales. Sin embargo, el mismo término se usa frecuentemente para el caso particular de miembros construidos con acero estructural y hormigón. Con el mismo significado, se emplean también las denominaciones de “construcción mixta” o “construcción híbrida”.

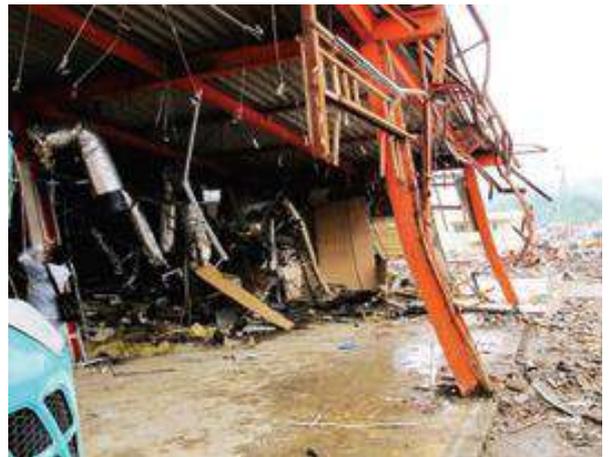


Fig. 1-21. Distorsión del primer piso de una estructura aporticada (Midorikawa et al., 2012).

Los miembros estructurales de sección compuesta de acero y hormigón se han usado, en diversas formas, desde fines del siglo XIX. Esta combinación permite aprovechar en forma sinérgica las ventajas de ambos materiales, de modo de contrarrestar las desventajas de

cada uno de ellos.

Las primeras aplicaciones, en puentes y en edificios, se realizaron con perfiles laminados o armados embebidos en hormigón, tanto para vigas como para columnas. El uso del sistema se fue extendiendo, principalmente en Norteamérica y Europa, lo que impulsó el desarrollo de los primeros estudios analíticos y experimentales en distintos lugares con el objetivo de evaluar la resistencia y desarrollar procedimientos de diseño. Paralelamente, se implementaron distintos tipos de conectores de corte con el objeto de mejorar el comportamiento conjunto entre acero y hormigón (las primeras patentes comerciales se registraron en Estados Unidos de América en 1903 y 1926, [Viest et al., 1997](#)). Los desarrollos continuaron con aplicaciones de la construcción compuesta para losas, muros con perfiles de acero embebidos y, más recientemente, para muros con placas de acero rellenos de hormigón

En la práctica actual, es usual emplear miembros compuestos en todas aquellas aplicaciones en que se combina el acero estructural y el hormigón. El caso más simple es el de las construcciones con estructura de acero y losas de hormigón, en las cuales se emplean vigas compuestas, según se explica más adelante. En otros casos, se usan miembros compuestos rellenos o embebidos, logrando así el aprovechamiento óptimo de ambos materiales.

La principal ventaja de la construcción compuesta radica en la adecuada combinación del acero y hormigón de modo de compensar la baja resistencia a tracción del hormigón y evitar o minimizar los problemas de inestabilidad del acero. El trabajo conjunto entre ambos materiales (comportamiento compuesto) permite aumentar no solo la resistencia de los miembros sino también su rigidez.

Además de las ventajas estructurales, se pueden obtener beneficios arquitectónicos y funcionales, por ejemplo, losas de espesor reducido, vanos de vigas más largos, etc. Adicionalmente, el hormigón contribuye a mejorar la resistencia al fuego de los miembros compuestos.

Otra ventaja interesante de la construcción con miembros compuestos es que permite agilizar el proceso constructivo, en comparación con una construcción de hormigón convencional. Así por ejemplo, en el caso de losas compuestas de hormigón con chapas de acero se puede evitar el uso de encofrados y apuntalamiento. Si además se usan vigas y columnas compuestas se logran ventajas adicionales, como se ilustra en forma simplificada en el ejemplo de la Figura 1.22 para una construcción de 4 niveles. Inicialmente se comienza con el montaje de la estructura de acero, vigas y columnas en el nivel inferior, Figura 1-22 (a). Luego, se continúa con el montaje de los miembros de acero en los niveles intermedios, se preparan las losas compuestas en los niveles 1 y 2, y se hormigonan las columnas del primer nivel, Figura 1-22 (b). En etapas sucesivas, Figura 1-22 (c) se termina el montaje de la estructura de acero y se completan los miembros compuestos

según el proyecto. Durante el proceso constructivo, la estructura de acero debe resistir las distintas acciones sin la colaboración del hormigón o con una colaboración parcial de aquellos miembros ya terminados.

1.5.2 Conectores de corte

El desarrollo del comportamiento compuesto requiere que los dos materiales trabajen en forma integral mediante elementos que los vinculen o conecten, dado que la adherencia entre el hormigón y los elementos de acero con superficie lisa (perfiles, chapas, etc.) es prácticamente nula. Es por ello que se han desarrollado e implementado distintos tipos de conectores de corte, los que usualmente se sueldan a los elementos de acero que están en contacto con el hormigón.

La Figura 1-23 (a) muestra distintos tipos de conectores, como pernos, trozos de perfiles ángulo o perfiles U, planchuelas, etc. Otra alternativa es el uso de conectores continuos, como los indicados en las Figuras 1-23 (b) y (c), formados por una barra de acero de refuerzo doblada en forma de zig-zag o una planchuela de acero con cortes en la parte superior para lograr la transferencia de esfuerzos entre ambos materiales. Estos son algunos de los tipos más usuales, si bien en la práctica se emplea una amplia variedad de alternativas, algunas de las cuales están protegidas por patentes comerciales.

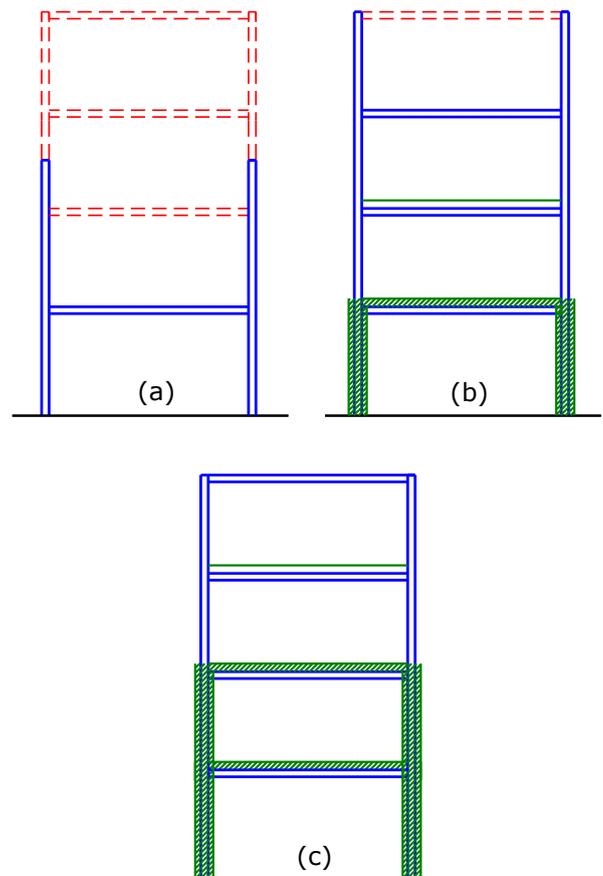


Fig. 1-22. Esquema del proceso constructivo en etapas de una estructura con miembros compuestos, el que permite reducir significativamente el tiempo de ejecución de la obra.

Uno de los conectores más usados son los pernos tipo Nelson (<http://www.pernosnelson.com/>) que representan una adecuada solución estructural y además son muy convenientes desde el punto de vista constructivo. Estos pernos se sueldan utilizando una pistola especial en la que el electrodo es el mismo perno, de modo que la colocación de los mismos es muy rápida, Figura 1-24.

En cada caso, los conectores deben verificarse según la función estructural que desempeñan. Los detalles sobre el comportamiento estructural y métodos de cálculo de los conectores de corte no se presentan en este trabajo y pueden encontrarse en la bibliografía sobre el tema.

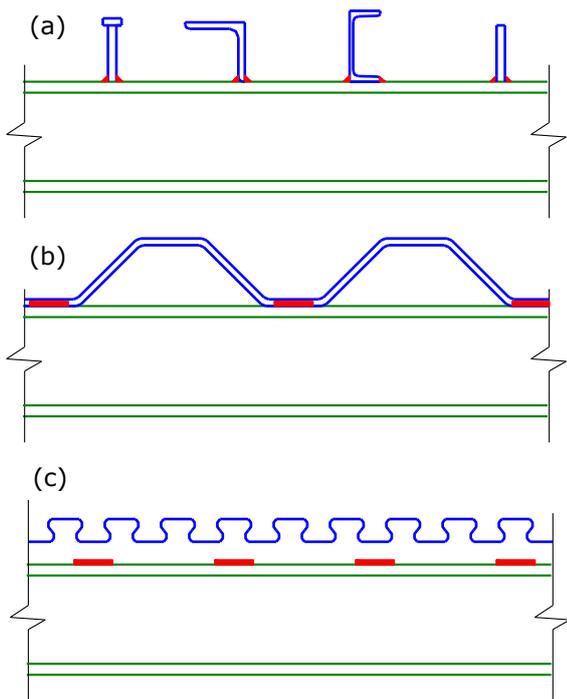


Fig. 1-23. Ejemplos de conectores de corte.



Fig. 1-24. Colocación de pernos soldados sobre el ala de una viga de acero.

1.5.3 Tipos de miembros compuestos

Los miembros compuestos combinan, en distintas formas, componentes de acero, tales como perfiles laminados, tubos o elementos armados, con hormigón y

armaduras de refuerzo (barras nervuradas de acero dispuestas longitudinal y transversalmente). Los principales tipos de miembros compuestos son:

- Miembros compuestos embebidos
- Miembros compuestos rellenos
- Vigas compuestas con conectores de corte
- Losas compuestas

Los miembros embebidos son aquellos en los que uno o más perfiles de acero se rodean de hormigón armado, como se indica en la Figura 1-25. El hormigón, además de su función estructural, permite aumentar la resistencia al fuego del miembro compuesto. Este tipo de miembros se emplea usualmente para columnas, si bien pueden usarse también para vigas y muros.

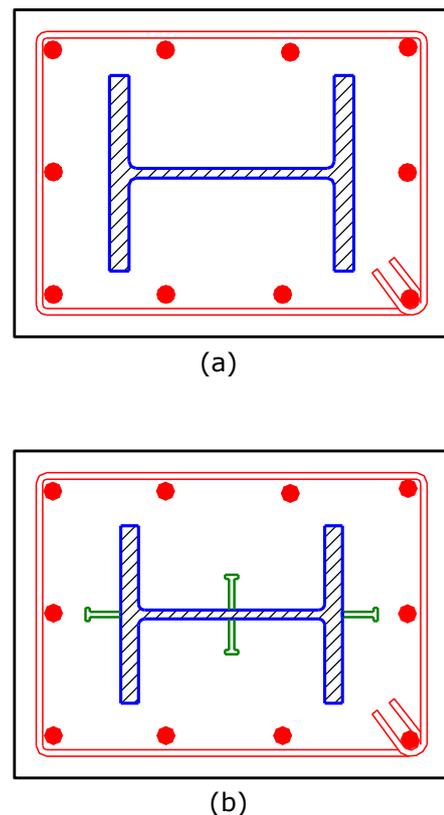


Fig. 1-25. Ejemplos de miembros compuestos embebidos, (a) sin conectores y (b) con conectores soldados al perfil.

Los miembros compuestos rellenos están formados por un elemento tubular de acero que se rellena con hormigón (ver Figura 1-26). Este tipo de miembros se emplea usualmente para columnas, con el objeto de aprovechar el hormigón confinado dentro del tubo, que aumenta significativamente la resistencia a compresión. Ello se debe al incremento del área de material resistente y además a que se reduce el efecto de pandeo local en las paredes del tubo. La resistencia a compresión de los miembros rellenos puede aumentarse aún más si se disponen en el interior del tubo armaduras de refuerzo, como se indica en la Figura 1-27. Los miembros compuestos rellenos también pueden usarse para muros.

Las vigas compuestas con conectores de corte son

miembros que surgen de la combinación de una viga de acero (usualmente secciones I o UI) y de una losa de hormigón. La Figura 1-28 muestra un esquema de una sección típica, donde se observa que la acción compuesta entre la losa y la viga de acero se logra mediante pernos soldados al ala superior de la viga. Dichos pernos deben resistir los esfuerzos cortantes que resultan de la acción compuesta entre ambas partes de la sección. En este ejemplo, se usan pernos soldados como conectores de corte, si bien puede emplearse cualquiera de las alternativas indicadas en la sección previa. Este tipo de vigas compuestas es muy utilizado en edificios con pórticos de acero para reducir la sección de las vigas y, por ende, los costos de la construcción.

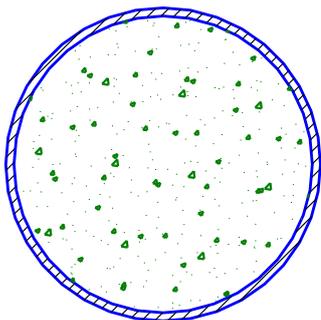
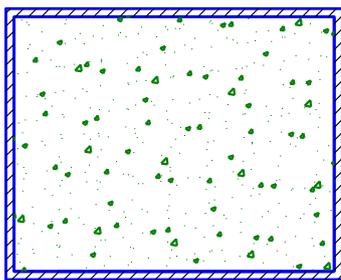


Fig. 1-26. Secciones típicas de miembros compuestos rellenos.

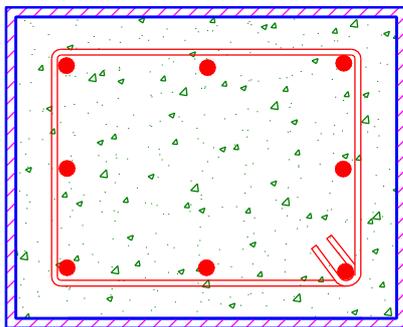


Fig. 1-27. Sección de un miembro compuesto relleno con armadura longitudinal de refuerzo.

Las losas compuestas están formadas por una capa de hormigón de espesor variable que se dispone por encima de una chapa plegada de acero, como se indica en la Figura 1-29. Esta chapa presenta en su superficie muescas o indentaciones, las que sirven como conectores mecánicos para transferir esfuerzos rasantes entre el

hormigón y el acero (la adherencia entre ambos materiales es prácticamente nula). Es por ello que la chapa plegada no solo sirve como encofrado para la colocación del hormigón in situ, sino que provee la resistencia a tracción en la parte inferior de la losa (es decir que cumple la función de armadura de refuerzo inferior). La malla de acero electrosoldada que se observa en la Figura 1-29 se usa principalmente para el control de la fisuración del hormigón. Eventualmente se puede colocar armadura de refuerzo superior para resistir momentos negativos en el caso de losas continuas. Este tipo de losa se considera como una losa armada en una dirección (la dirección paralela al plegado de la chapa colaborante¹).

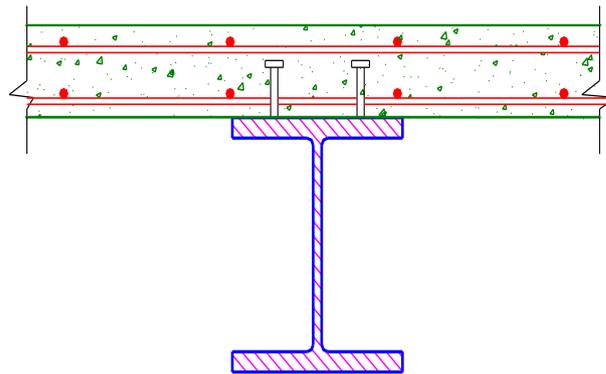


Fig. 1-28. Esquema de una viga compuesta con conectores de corte.

La chapa plegada usualmente se coloca por encima de una viga de acero y ambos elementos se vinculan mediante conectores soldados (como se ilustra en la Figura 1-29). Estos conectores cumplen la función de mantener en posición a las chapas de acero durante la colocación y vibrado del hormigón y de vincular la losa a la estructura principal para asegurar la transferencia de acciones laterales, como viento y sismo (efecto de diafragma). Para mayor información sobre este tipo de losas el lector puede consultar los documentos elaborados por el *Steel Deck Institute* (<http://www.sdi.org/>).

Las losas compuestas con chapa colaborante, por sus ventajas estructurales, constructivas y económicas, son de uso común en muchos países, particularmente cuando se busca reducir los tiempos de construcción. Su aplicación resulta especialmente conveniente cuando la losa compuesta se apoya sobre vigas de acero. En este caso, se puede vincular la losa con la viga para lograr una viga compuesta con conectores. De esta forma se logra reducir las dimensiones de la viga, con la consiguiente ventaja económica. Reglamentariamente se requiere que el espesor de la capa de hormigón por encima de la chapa de acero sea de 50 mm como mínimo y que la altura nominal del nervio no exceda de

¹ La palabra “colaborante” no está definida en el Diccionario de la Real Academia Española, si bien se emplea frecuentemente en la bibliografía y en los catálogos de los fabricantes. Es por ello que usa en esta publicación.

75 mm. La chapa debe vincularse a la viga de acero mediante conectores, soldaduras de tapón u otro dispositivo equivalente, los que deben ubicarse con una separación máxima de 460 mm.

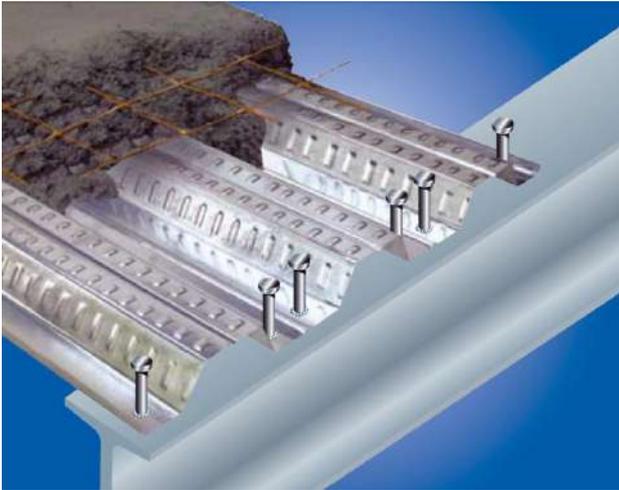


Fig. 1-29. Losa compuesta con chapa colaborante de acero (<http://www.alcor.com.ar>).

La Figura 1-30 representa el esquema estructural de una losa compuesta con chapa colaborante que apoya en un entramado de vigas de acero. Es importante observar que la losa compuesta apoya en las vigas secundarias (dispuesta en forma perpendicular a los nervios de la chapa). Estas vigas usualmente se colocan con una separación entre 2 y 3 m como máximo, con lo cual se evita el apuntalamiento durante la colocación del hormigón fresco.

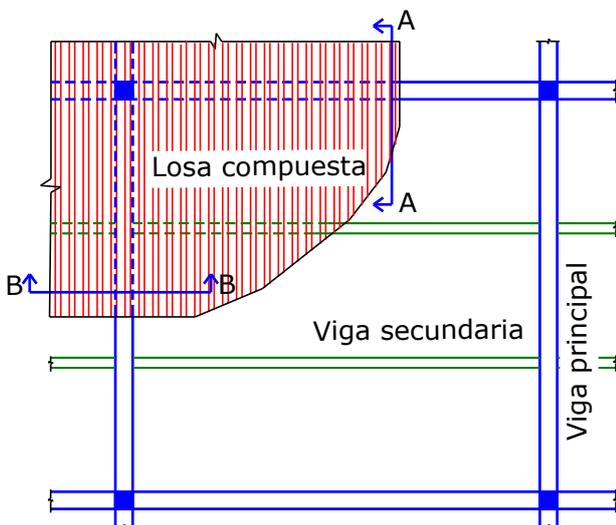


Fig. 1-30. Losa compuesta con chapa colaborante que apoya sobre vigas de acero.

En la dirección en que los nervios están dispuestos perpendicularmente a la viga, ver Corte A-A, Figura 1-31, el contacto entre la viga y la losa es discontinuo, debido a la forma del plegado. En este caso el reglamento ANSI/AISC 360-10 indica que, a los efectos del cálculo de la viga compuesta, se debe despreciar el

hormigón ubicado por debajo del borde superior de la chapa colaborante. En la dirección en que los nervios están paralelos a la viga, ver Corte B-B, Figura 1-31, se considera toda la sección de hormigón en el cálculo de la viga compuesta. En este último caso las chapas colaborantes deben disponerse adecuadamente para que el nervio apoye sobre la viga de acero. Esto se puede lograr mediante varias alternativas, dos de las cuales se muestran en la Figura 1-32. En el caso (a) se hace coincidir un nervio de la chapa plegada con la viga, mientras que en el caso (b), las chapas se cortan de modo tal de formar el nervio sobre la viga. En ambos casos se disponen los conectores (u otros elementos equivalentes) para asegurar la acción compuesta entre la losa y la viga.

El uso de vigas compuestas con pernos de corte es usual no solo para estructuras de edificios sino también en puentes. La Figura 1-33 muestra una imagen correspondiente a este último caso.

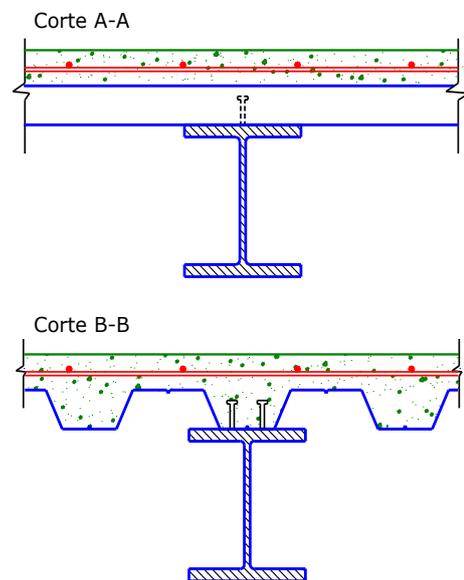


Fig. 1-31. Secciones de viga compuesta, Corte A-A: nervios perpendiculares a la viga, y Corte B-B: nervios paralelos a la viga.

1.5.4 Evaluación de la resistencia de secciones compuestas

El diseño de secciones compuestas requiere de la consideración del comportamiento conjunto de ambos materiales, esto es acero y hormigón. Desde el punto de vista reglamentario esta situación puede resultar en conflictos, dado que usualmente cada material cuenta con su propia normativa. Para solucionar este inconveniente, el ANSI/AISC 360-10 aplica criterios para determinar la resistencia seccional de los miembros compuesto que son compatibles con los del reglamento [ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete](#).

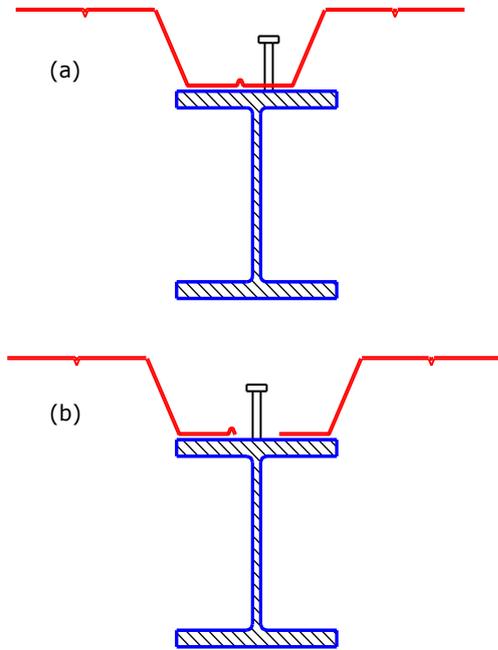


Fig. 1-32. Distorsión del primer piso de una (a) chapa continua sobre la viga, (b) chapa interrumpida.



Fig. 1-33. Imagen de una viga de acero con pernos de corte para construcción de la viga compuesta de un puente.

La resistencia nominal de las secciones compuestas, acorde al reglamento ANSI/AISC 360-10, puede determinarse según dos procedimientos: el método de las tensiones plásticas y el método de la compatibilidad de deformaciones.

El método de las tensiones plásticas asume que los componentes de acero que integran la sección alcanzan la resistencia de fluencia F_y , en tracción o compresión según corresponda, mientras que el hormigón alcanza la tensión $0.85 f'_c$ (siendo f'_c la resistencia especificada a compresión). En el caso de secciones compuestas formadas por tubos redondos rellenos de hormigón el reglamento permite considerar una tensión de $0.95 f'_c$

debido al aumento de resistencia a compresión por confinamiento.

El método de la compatibilidad de deformaciones asume una distribución lineal de deformaciones en la sección (hipótesis de Bernoulli-Navier), con una deformación máxima del hormigón de 0.003. Las leyes constitutivas de ambos materiales (curvas tensión-deformación) deben obtenerse de ensayos o de información disponible en la literatura técnica. Este método se usa en el caso de secciones irregulares o cuando el acero no presenta comportamiento elasto-plástico. Para mayor información puede consultarse la Guía de diseño No 6 (Griffis, 1992) y el reglamento ACI 318-11.

Como se mencionó previamente, en el caso de miembros compuestos rellenos, la resistencia a compresión aumenta no solo por el incremento de la sección resistente sino también porque se modifica el comportamiento ante pandeo local. La Figura 1-34 muestra las deformadas de pandeo para miembros compuestos rellenos de sección rectangular y circular. Se observa en esta figura que la presencia del relleno de hormigón impide que la sección se deforme hacia adentro del tubo. Este hecho se representa también en la Figura 1-35, donde se grafica esquemáticamente la vista lateral de las deformadas de pandeo local para el caso de un tubo sin relleno y de un miembro compuesto relleno de hormigón. De modo que el pandeo local del tubo relleno se produce con deformadas de pandeo que requieren mayor energía, y por ende presentan una mayor carga crítica.

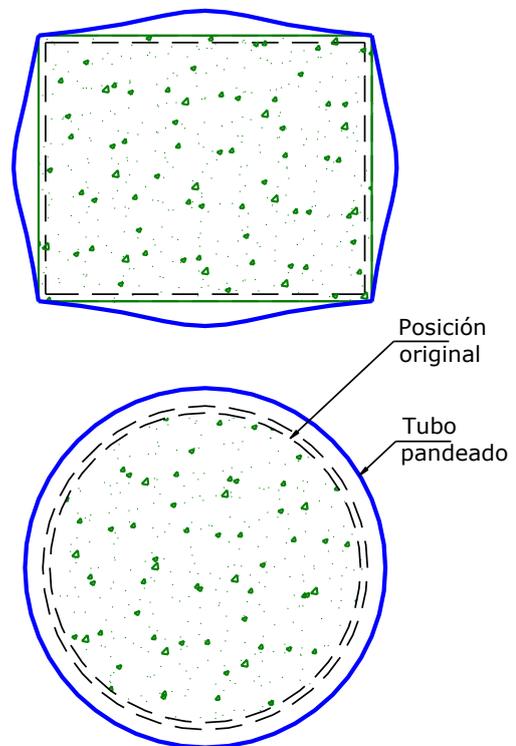


Fig. 1-34. Esquemas de la deformación por pandeo en miembros compuestos rellenos de sección rectangular y circular.

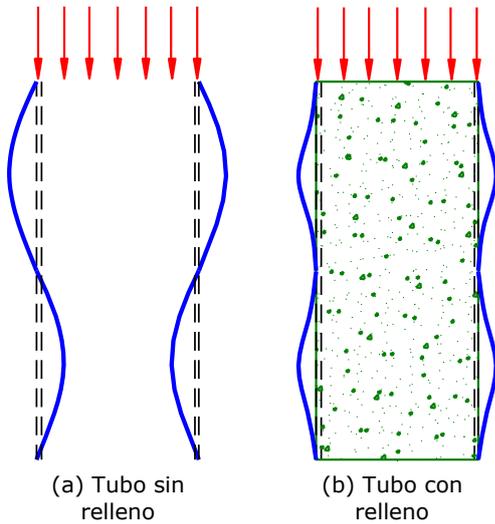


Fig. 1-35. Vista lateral de la deformada por pandeo local de (a) tubo sin relleno y (b) miembro compuesto relleno de hormigón.

En el caso de vigas compuestas con conectores de cortes, un aspecto relevante en el cálculo estructural es el ancho efectivo de la sección de hormigón. Cuando la sección resiste solicitaciones de flexión, se desarrollan tensiones axiales que varían según la distancia al eje neutro. Sin embargo, la losa de hormigón tiene un ancho real que es muy superior al ancho de la viga de acero, por lo cual las tensiones reales que se generan en la losa no son uniformes a lo largo de una fibra cuya distancia al eje neutro es constante.

Es por ello que se introduce el concepto de ancho efectivo, que puede definirse como el ancho equivalente de la losa de hormigón, suponiendo una distribución uniforme de tensiones, que produce la misma respuesta que la sección real con tensiones no uniformes. La reglamentación ANSI/AISC 360-10 indica que el ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder los siguientes valores:

- $1/8$ de la luz de la viga, medida desde los centros de los apoyos,
- $1/2$ de la distancia al eje de la viga adyacente, o
- la distancia al borde de la losa.

Durante el proceso constructivo de los miembros compuesto, es usual que las vigas y columnas de acero resistan distintos tipos de acciones hasta tanto se complete la estructura y los miembros compuestos desarrollen su capacidad resistente. En estos casos, es importante considerar los efectos de las cargas actuantes en la estructura de acero durante la fase de construcción sin incluir la acción compuesta (dado que el hormigón aún no ha endurecido).

En esta sección se han presentado algunos aspectos básicos del diseño de estructuras con miembros de sección compuesta. El estudio en profundidad del tema escapa a los alcances de este texto, razón por la cual se recomienda al lector interesado consultar la bibliografía indicada al inicio de este capítulo.

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 sismorresistentes 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 reales² 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.

² El primer registro de aceleración de un sismo se obtuvo en 1933 en Long Beach, California, y en la actualidad se dispone de bases de datos con numerosos registros, los que pueden descargarse, por ejemplo, de: <http://db.cosmos-eg.org/scripts/earthquakes.plx>, o <http://peer.berkeley.edu/smcat>

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 que 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 que 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 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.

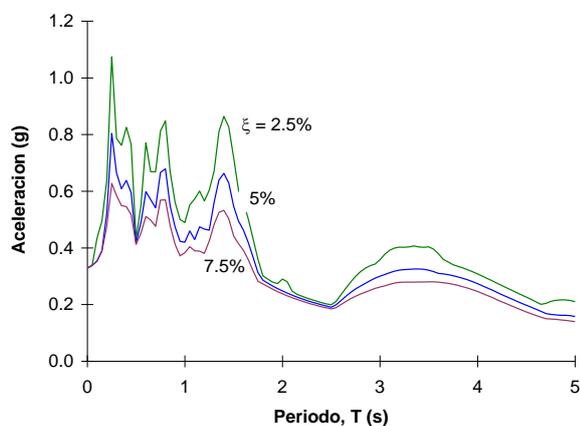


Fig. 2-1. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999, registro YPT.

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 de 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.

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 (MCE, *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 7-10 para definir el espectro de diseño. Este reglamento considera para casos usuales un sismo definido como terremoto máximo considerado con probabilidad de colapso uniforme, MCE_R (*risk-targeted maximum considered earthquake*). Este concepto fue introducido en la edición del año 2010 de mencionado reglamento para considerar que la probabilidad de colapso estructural presenta incertidumbres. Anteriormente, los valores de movimiento de suelo (*ground motion values*) se definían bajo la condición de “amenaza uniforme” (*uniform hazard*), sin considerar las incertidumbres en la capacidad estructural. Es por ello que en la edición 2010 se modificaron los parámetros de movimiento de suelo de manera que la probabilidad de colapso esperada asociada a los espectros resultantes sea uniforme (para mayor información sobre este tema consultar Luco et al., 2007).

El terremoto MCE_R se determina asumiendo una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (equivalente a un periodo de retorno³ 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. Actualmente, se puede acceder a los valores de los parámetros S_s y S_1 para calcular el espectro compatible con ASCE/SEI 7-10 en forma electrónica a través del sitio web el *United States Geological Survey's*, <http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/>, no solo para Estados Unidos sino también a nivel mundial

³ 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).

(mediante *Worldwide Seismic Design Maps Application*). La clasificación del sitio se realiza a partir de las propiedades del suelo (velocidad promedio de las ondas de corte, resistencia promedio a la penetración o resistencia a corte no drenada promedio) y para ello se consideran seis categorías, de la A a la F.

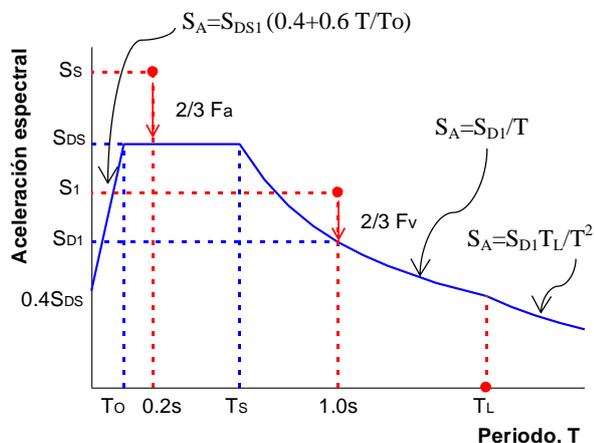


Fig. 2-2. Espectro de diseño considerado por las especificaciones [ASCE/SEI 7-10](#).

El espectro de diseño se determina considerando una reducción de las aceleraciones espectrales de referencia para el terremoto máximo considerado, MCE_R , 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](#)). [Luco et al. \(2007\)](#) explican que el factor $2/3$ representa un modificación en el objetivo de desempeño considerado por el reglamento que cambió del nivel de “seguridad de vida” (*life safety*) a “prevención del colapso” (*collapse prevention*). Estos conceptos se explican en la Sección 2.6 **DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO**, del presente capítulo.

Las modificaciones indicadas de los parámetros de referencia S_S y S_1 se representan 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 que puede ocurrir en suelos blandos).

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 .

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 aceleración⁴.

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 AN-SI/AISC 341-10 y 360-10) asegura que la estructura presenta una adecuada ductilidad para evitar el colapso ante la ocurrencia de un sismo severo.

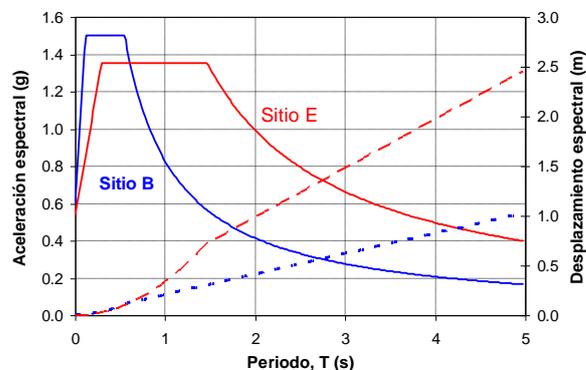


Fig. 2-3. Ejemplos de espectros de aceleración para diseño según [ASCE/SEI 7-10](#) y los espectros de desplazamiento calculados a partir de los primeros.

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 movimien-

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

to 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 7-10](#) 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 o muerta).

El efecto de la acción vertical del sismo debe considerarse como parte de la acción sísmica total E cuando se plantean las combinaciones de carga requeridas por el reglamento. En algunos casos especiales se permite omitir la consideración de la acción vertical del sismo, por ejemplo cuando $S_{DS} \leq 0.125$ o cuando se determina la demanda en fundaciones.

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 componentes o zonas de la estructura sismorresistente, los que 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 ANSI/AISC 341-10 incorporan los conceptos del diseño por capacidad para la verificación de ciertos componentes, por ejemplo columnas, considerando las solicitaciones inducidas

cuando se desarrolla el mecanismo de deformación plástica. En otras palabras, esos componentes no se diseñan para resistir las solicitaciones 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

2.3.1 Criterio general

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 por ello que las fuerzas o aceleraciones obtenidas a partir del espectro de diseño (espectro elástico) son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta, R (cuya evaluación se discute en detalle en la sección siguiente). De esta forma el espectro de diseño elástico se transforma, a través del factor R , en un espectro de diseño inelástico.

El ingeniero estructural debe comprender adecuadamente el criterio de diseño sismorresistente a los efectos de aplicar correctamente las especificaciones reglamentarias. Este criterio difiere significativamente del aplicado para otros estados de carga, por ejemplo, para acciones laterales por viento, donde la estructura se diseña con el objetivo de permanecer esencialmente en rango elástico. La razón principal de esta diferencia es de orden económico, a los efectos de que los costos de construcción sean aceptables.

Es importante resaltar que la disipación de energía y el comportamiento dúctil de la estructura bajo la acción sísmica solo puede lograrse si los miembros que componen la misma son adecuadamente detallados (para evitar fallas de tipo frágil). Además, el desarrollo de la ductilidad implica la ocurrencia de daño estructural, como resultado 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 componentes afectados, las técnicas de reparación requeridas, etc.

2.3.2 Factor de modificación de respuesta R

El concepto del factor de modificación de respuesta se introdujo en la década de 1960, fundamentalmente a

través de las investigaciones realizadas por [Veletsos y Newmark \(1960\)](#) y [Veletsos et al \(1965\)](#). A partir de los resultados obtenidos del análisis dinámico de estructuras simples con comportamiento elasto-plástico, se propuso que el espectro inelástico (para diseño) podía obtenerse con cierta aproximación a partir de un espectro elástico. De esta forma se podía reducir la demanda sísmica de diseño (determinada a partir de un espectro elástico) para considerar la capacidad de disipación de energía de la estructura por comportamiento no lineal. Para ello se aplicó, como variable principal, el concepto de ductilidad de desplazamiento, μ , definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, y se aplicaron consideraciones simplificadas deducidas de la observación de los resultados obtenidos del análisis dinámico.

En primer lugar se observó que en el rango de periodos largos, el desplazamiento máximo en rango no lineal es similar al desplazamiento máximo del sistema elástico (ver Figura 2-4), situación que se puede expresar como “criterio de igual desplazamiento” (algunos autores utilizan el término “principio” en lugar de criterio o regla, lo que sería incorrecto dado que es observación deducida a partir valores promedios obtenidos de resultados de análisis dinámicos). A partir de esta observación se deduce que el factor de reducción es igual a la ductilidad del sistema, $R = V_e / V_y = \mu$ (donde V_e es la fuerza sísmica en el sistema elástico, V_y la fuerza de fluencia en la estructura no lineal y $\mu = \delta_m / \delta_y$ es la ductilidad definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia).

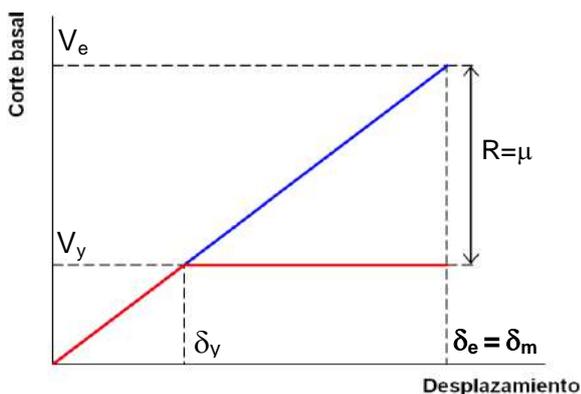


Fig. 2-4. Regla o concepto de igual desplazamiento entre un sistema elástico y otro elasto-plástico.

Para el caso de estructuras con periodo de vibración bajos se concluyó que, aproximadamente, la energía en ambos sistemas era equivalente, como se ilustra esquemáticamente en la Figura 2-5; este concepto representa el “criterio o regla de igual energía”. A partir de igualar el área bajo la curva de comportamiento elástico y elasto-plástico se puede deducir que

$$R = \sqrt{2\mu - 1}$$

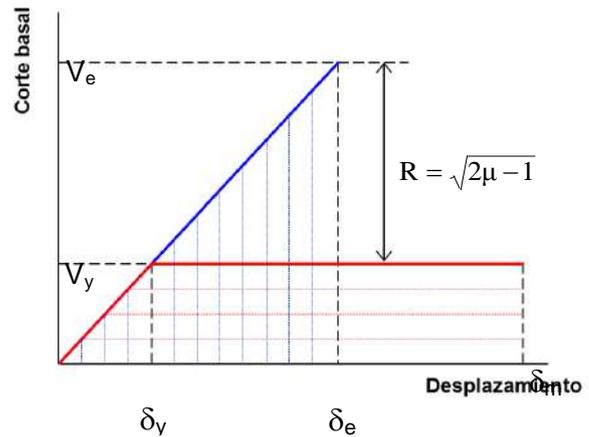


Fig. 2-5. Regla o concepto de igual energía entre un sistema elástico y otro elasto-plástico.

Finalmente, para el caso de periodos intermedios se observó un comportamiento más complejo y se propusieron algunos procedimientos simplificados para la consideración de este caso. Sin embargo, las reglas de igual desplazamiento e igual energía representaron criterios importantes que han influenciado significativamente el diseño sismorresistente. A partir de las investigaciones de Veletsos, Newmark y sus colaboradores, muchos otros investigadores profundizaron los estudios sobre el factor de respuesta R . Los estudios realizados permitieron identificar distintas variables que intervienen y deducir ecuaciones y valores del factor R más precisos, [Miranda y Bertero \(1994\)](#) y [Vielma et al. \(2006\)](#).

En la actualidad el reglamento [ASCE/SEI 7-10](#), al igual que los reglamentos de varios países de Latinoamérica, especifican un criterio para evaluar el factor R que considera no solo el efecto de la ductilidad, sino también la sobrerresistencia del sistema. De modo que:

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

donde R_μ es el factor de reducción por ductilidad y Ω_o es el factor de sobrerresistencia.

Para explicar los conceptos involucrados en la [Ecuación 2-3](#) resulta útil analizar la respuesta estructural mediante un diagrama corte basal-desplazamiento lateral, como se muestra en la Figura 2-6. 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).

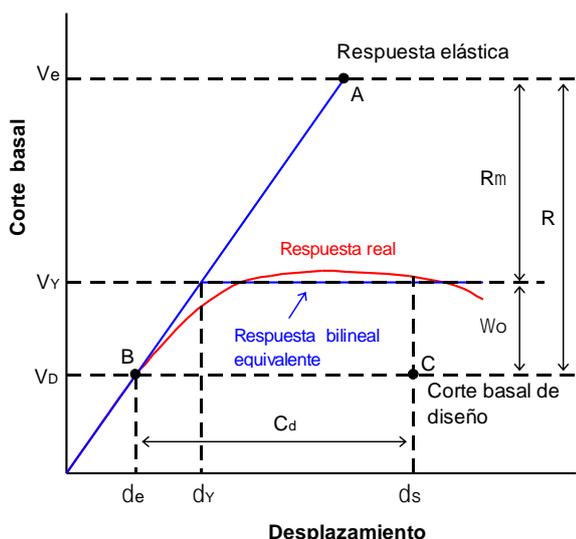


Fig. 2-6. Respuesta global del sistema, con indicación de los factores R , Ω_o y C_d .

El factor R_μ considera la ductilidad del sistema (definida como $\mu = \delta_S / \delta_Y$) que proporcionan los componentes con capacidad para disipar energía. Este cuantifica la diferencia entre el nivel de respuesta elástica, V_e , y la resistencia V_y de la estructura, de modo que $R_\mu = V_e / V_y$. La capacidad de disipación de energía puede variar significativamente según el tipo de estructura y depende principalmente del grado de degradación de rigidez y resistencia que experimenta el sistema estructural. Estos efectos se producen por la ocurrencia de mecanismos frágiles como el pandeo local, en las estructuras de acero, o la fisuración y fallas de corte en las estructuras de hormigón armado.

La disipación de energía puede cuantificarse a través del área de los ciclos de histéresis que desarrolla la estructura a medida que se deforma en rango inelástico bajo la acción sísmica. Para explicar este concepto, la Figura 2-7 muestra dos ejemplos típicos de comportamiento histérico. El primero, Figura 2-7 (a) corresponde al caso de una estructura dúctil, que es capaz de mantener casi toda su rigidez y resistencia a pesar de soportar grandes ciclos de deformación inelástica. El segundo ejemplo, Figura 2-7 (b) corresponde al caso de una estructura que experimenta una significativa degradación de rigidez, lo que origina el estrechamiento (*pinching*) de los ciclos de histéresis, además de cierta degradación de resistencia.

El valor del factor de reducción R_μ se determina en base a resultados experimentales y analíticos de la respuesta estructural de distintos sistemas, aplicando además criterio ingenieril. A los efectos del diseño, los reglamentos incluyen tablas con este factor para distintos tipos de estructura (las que se presentan posteriormente).

El factor de sobrerresistencia Ω_o tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles V_y y V_D , la que se origina por factores tales como la redundancia estructural, la sobrerresistencia de los materiales, del

sobredimensionamiento de los miembros, de combinaciones de cargas distintas al sismo, de límites de distorsión de piso, del efecto del factor de resistencia, etc. Los comentarios de la recomendación [FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures \(FEMA, 2003\)](#) presentan 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 indican la sobrerresistencia de diseño, la debida al material y la del sistema, respectivamente.

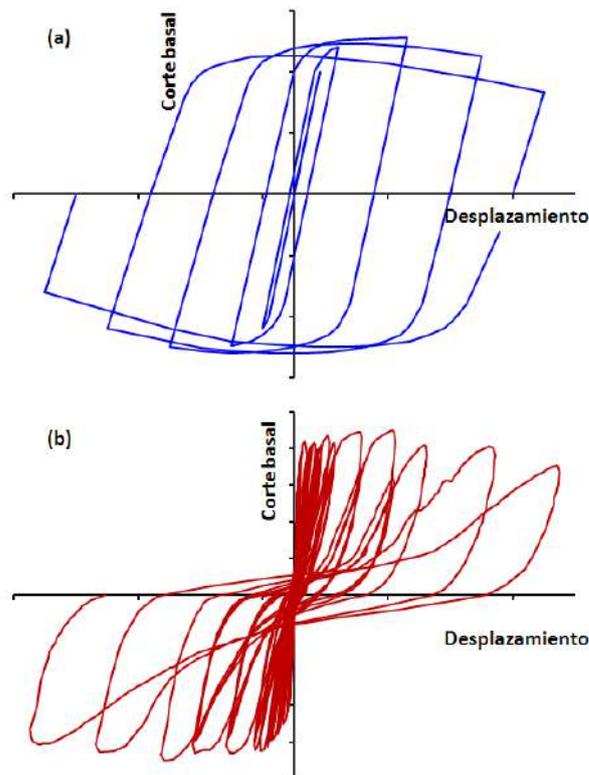


Fig. 2-7. Ciclos de histéresis típicos de: (a) estructura dúctil y (b) estructura con estrechamiento de los ciclos

La sobrerresistencia de diseño representa la diferencia entre el corte basal para el cual ocurre la primera fluencia significativa y el corte basal de diseño $V_D = V_e / R$. El factor Ω_D puede tomar valores cercanos a 1.0, dado que usualmente el diseñador busca que la capacidad resistente sea lo más cercana posible a la requerida por el reglamento (por ejemplo en estructuras cuyo diseño esta contralado por resistencia, como pórticos arriostrados o muros de corte). Otros sistemas, como los pórticos no arriostrados pueden exhibir valores de Ω_D del orden de 1.5 o 2.0, dado que en estos casos las secciones suelen sobredimensionarse para obtener una estructura más rígida y así poder controlar las distorsiones de piso. El sobredimensionamiento de la estructura puede producirse también por consideraciones arquitectónicas o porque el diseñador deliberadamente decide incrementar la resistencia del sistema.

En los casos usuales, se puede considerar que $\Omega_D = 1.2$ es un valor razonable para este factor.

La sobrerresistencia del material Ω_M se origina porque en el dimensionamiento de las secciones de los miembros estructurales se usan valores de resistencia que representan un límite inferior de la resistencia probable del material. Además, se emplean los factores de resistencia, $\phi < 1.0$, los que reducen la resistencia nominal de la sección. Los reglamentos consideran normalmente un factor de 1.25 para cuantificar la relación entre la resistencia media y mínima especificada del material, lo que sumado al efecto del factor de resistencia (con un valor típico de $\phi = 0.9$) resulta en un factor $\Omega_M = 1.4$, aproximadamente.

El factor de sobrerresistencia del sistema Ω_S considera la redundancia estructural y la secuencia en la que se desarrolla la fluencia de los componentes estructurales. Por ejemplo, en el caso de un sistema con un solo pórtico arriostrado como estructura sismorresistente que contiene solamente un vano con riostras, la fluencia de esas riostras implica la fluencia de todo el sistema y por lo tanto Ω_S vale prácticamente 1.0. En otro sistema con numerosos componentes que participan de la estructura sismorresistente y que fluyen en forma secuencial, el factor Ω_S será significativamente mayor.

El factor de sobrerresistencia Ω_o 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 ($\Omega_o V_D$).

2.3.3 Factor de amplificación de desplazamientos C_d

El uso del factor de modificación de respuesta simplifica el proceso de diseño, porque el ingeniero estructural sólo debe realizar un análisis elástico, aun 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 (como consecuencia del 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 de respuesta R tanto para reducir las fuerzas elásticas como para amplificar los desplazamientos. Este procedimiento simplificado se basaba en el “criterio de igual desplazamiento” previamente explicado. 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 un

factor de amplificación de desplazamientos C_d (ver Figura 2-6).

En resumen, las acciones se definen a partir de un espectro de diseño considerando el comportamiento lineal y elástico del sistema (ver Figura 2-6, 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).

2.3.4 Tabla de factores R , Ω_o y C_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 7-10](#), mientras que la Tabla 2-2 presenta los mismos factores pero para el caso de estructuras compuestas de acero y hormigón armado.

Del análisis de las Tablas 2-1 y 2-2 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 que 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 usualmente 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 2-1), el factor de reducción por ductilidad es $R_\mu = 1$.

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 construc-

ción. 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.

Los desplazamientos laterales en estructuras sometidas a la acción sísmica de diseño son mayores que el desplazamiento lateral obtenido del análisis elástico, δ_e , por el desarrollo de la ductilidad, como ya se explicó previamente. Es por ello que el desplazamiento lateral de diseño, δ_s , se determina como:

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

donde I es factor de importancia, cuyo valor se encuentra tabulado (para el reglamento [ASCE/SEI 7/10](#) varía entre 1.0 y 1.5).

Tabla 2-1. Valores de los factores R, Ω_o y C_d para estructuras de acero según [ASCE/SEI 7-10](#).

Sistema sismorresistente	R	Ω_o	C_d
Pórticos no arriostrados especiales	8	3	5.5
Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas	7	3	5.5
Pórticos no arriostrados intermedios	4.5	3	4
Pórticos no arriostrados ordinarios	3.5	3	3
Pórticos arriostrados excéntricamente	8	2	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2	5
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente	3.25	2	3.25
Pórticos con riostras de pandeo restringido	8	2.5	5
Muros especiales con placas de acero	7	2	6
Columnas en voladizo especiales	2.5	1.25	2.5
Columnas en voladizo ordinarias	1.25	1.25	1.25
Sistemas estructurales de acero no detallados específicamente como sismorresistentes, excluyendo las columnas en voladizo	3	3	3
Sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño.			
Pórticos arriostrados excéntricamente	8	2.5	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	7	2.5	5.5
Pórticos con riostras de pandeo restringido	8	2.5	5
Muros especiales con placas de	8	2.5	6.5
Sistemas duales con pórticos no arriostrados intermedios capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño			
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2.5	5

Tabla 2-2. Valores de los factores R, Ω_o y C_d para estructuras compuestas o mixtas de acero y hormigón según [ASCE/SEI 7-10](#).

Sistema sismorresistente	R	Ω_o	C_d
Pórticos compuestos de acero y hormigón armado no arriostrados especiales	8	3	5.5
Pórticos compuestos de acero y hormigón armado no arriostrados intermedios	5	3	4.5
Pórticos compuestos de acero y hormigón armado no arriostrados ordinarios	3	3	2.5
Pórticos compuestos no arriostrados de acero y hormigón armado parcialmente restringidos	6	3	5.5
Pórticos compuestos de acero y hormigón armado arriostrados excéntricamente	8	2.5	4
Pórticos compuestos especiales de acero y hormigón armado arriostrados concéntricamente	5	2	4.5
Pórticos compuestos ordinarios de acero y hormigón armado arriostrados concéntricamente	3	2	3
Muros compuestos especiales de acero y hormigón armado	6	2.5	5
Muros compuestos ordinarios de acero y hormigón armado	5	2.5	4.5
Muros compuestos de acero y hormigón armado con placas	6.5	2.5	5.5
Sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño.			
Pórticos compuestos de acero y hormigón arriostrados excéntricamente	8	2.5	4
Pórticos compuestos especiales arriostrados concéntricamente	6	2.5	5
Muros compuestos especiales de acero y hormigón armado	7	2.5	6
Muros compuestos ordinarios de acero y hormigón armado	6	2.5	5
Muros compuestos de acero y hormigón armado con placas	7.5	2.5	6
Sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño.			
Pórticos compuestos especiales de acero y hormigón armado arriostrados concéntricamente	5.5	2.5	4.5
Pórticos compuestos ordinarios de acero y hormigón armado arriostrados concéntricamente	3.5	2.5	3
Muros compuestos ordinarios de acero y hormigón armado	5	3	4.5

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 despla-

miento 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 2-8):

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

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.

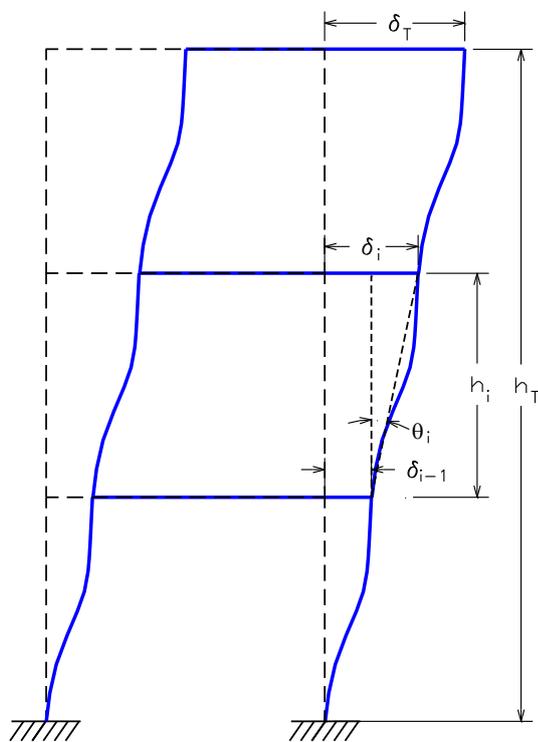


Fig. 2-8. Deflexión lateral de la estructura y definición de la distorsión de piso.

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. Así por ejemplo, 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 la pérdida de resistencia de las conexiones 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.

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:

$$R = R_\mu \Omega_o 1/\rho \quad (2-7)$$

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 ASEC/SEI 7-10, ver Ecuaciones [1-2](#) y [1-4](#)). En la consideración de la acción sísmica debe incluirse el efecto de la vibración vertical, E_v , según se explicó previamente en la Sección 2.1.3 Acción vertical del sismo, y el factor de redundancia estructural, ρ , definido en la Sección previa. Es por ello que se aplica el siguiente criterio:

- En las combinaciones de carga 5 y 6 del método ASD (Ecuaciones 1-4) y en la combinación 5 del método LRFD ([Ecuaciones 1-2](#)), el efecto de la carga sísmica se determina como:

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

- En la combinación de carga 8 del método ASD ([Ecuaciones 1-4](#)) y en la combinación 7 del método LRFD ([Ecuaciones 1-2](#)), el efecto de la carga sísmica se determina como:

$$E = E_h - E_v \quad (2-9)$$

donde $E_h = \rho Q_E$, siendo Q_E el efecto de acción sísmica horizontal, cuya determinación se realiza de acuerdo a los requerimientos reglamentarios según el método de análisis a aplicar.

Adicionalmente, las especificaciones ASEC/SEI 7-10 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 incluyendo sobrerresistencia, E_m , que se considera en las combinaciones de carga se define como:

$$E_m = E_{mh} \pm E_v \quad (2-10a)$$

$$E_{mh} = \Omega_o Q_E \quad (2-10b)$$

donde el signo del efecto sísmico vertical en la Ecuación 2-10a se aplica según corresponda, con igual criterio que el definido para las Ecuaciones 2-8 y 2-9. El reglamento ANSI/AISC 360-10 aplica este criterio en el diseño de componentes de estructuras dúctiles, en los cuales se contemplan los principios del diseño por capacidad, indicando en cada caso particular el valor de E_{mh} a considerar. 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 las computadoras 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.

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 7-10](#) 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 \(2010\)](#), y [Chopra \(2012\)](#), que representan excelentes referencias sobre estos temas.

El reglamento ANSI/AISC 341-10 indica algunas pautas para el análisis estructural en su Capítulo C. Para los análisis elásticos se requiere que la rigidez de los miembros de acero se determine a partir de las propiedades elásticas de las secciones, mientras que en el caso de miembros compuestos (acero y hormigón) se deben considerar las secciones fisuradas.

Finalmente, es importante presentar algunas consideraciones generales sobre el análisis estructural. [Powell, 2010](#), indica que el análisis es solo una herramienta a aplicar en el diseño estructural, la que comprende, en general, tres etapas: (i) modelación, (ii) computación e (iii) interpretación. La primer etapa requiere de experiencia y juicio crítico, a los efectos de formular un modelo que represente adecuadamente a la estructura real (recordar que un modelo nunca es “exacto”). La segunda etapa consiste en la resolución del modelo, tarea que se realiza computacionalmente con programas de análisis estructural, para obtener los resultados (esfuerzos y desplazamientos). Por último, la tercera etapa implica la interpretación y utilización de los resultados para tomar decisiones de diseño. Es por ello que resulta de fundamental importancia verificar los resultados obtenidos y así detectar eventuales errores que pueden ocurrir ya sea porque el modelo es inadecuado (error del usuario del programa) o bien por problemas en el proceso de computación (error del programa).

El significativo avance tecnológico, tanto de las computadoras personales como de los programas para análisis estructural, permite en la actualidad formular modelos computacionales con un alto grado de sofisticación y refinamiento. Las interfaces gráficas representan la estructura con gran detalle, con imágenes de gran realismo, y esta situación conduce usualmente a generar una sensación de seguridad sobre la precisión del

modelo. Sin embargo, el uso de estas modernas herramientas no garantiza que los resultados obtenidos sean correctos. Al respecto, resultan de gran valor las recomendaciones de [Wilson \(2010\)](#), “no use un programa de análisis estructural a menos que comprenda completamente los fundamentos teóricos y las aproximaciones aplicados en su desarrollo” y además “no formule un modelo computacional a menos que se hayan definido claramente las propiedades de los materiales, las cargas y las condiciones de borde”. La modelación para el análisis estructural es un tema que, más allá de su relevancia, escapa de los alcances de este trabajo. Se recomienda al lector interesado profundizar este tema a partir de los textos de [Powell \(2010\)](#), y [Wilson \(2010\)](#).

2.6 DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

Desde sus inicios, la ingeniería sísmica tuvo como objetivo principal salvaguardar la seguridad de las personas, lo que desde el punto de vista estructural, implica evitar el colapso total o parcial de las construcciones. Es por ello que los procedimientos tradicionales de diseño controlan, como variables principales, la resistencia y ductilidad del sistema estructural. Los terremotos de Northridge, 1994, M6.7, y Hanshin–Awaji (Kobe), 1995, M7.2, entre otros, confirmaron que los edificios diseñados con los reglamentos vigentes cumplen satisfactoriamente este objetivo. Sin embargo, se observó que los daños producidos, las pérdidas económicas y los costos de reparación fueron excesiva e inesperadamente elevados. Esta situación generó una demanda de la sociedad para incorporar objetivos adicionales al diseño sismorresistente. La *Structural Engineers Association of California, SEAOC*, reconoció esta necesidad previamente a la ocurrencia de los mencionados terremotos y, en el año 1992, propuso la creación del comité VISION 2000 para desarrollar recomendaciones y nuevas metodologías de diseño sismorresistente que permitieran considerar el daño estructural en forma explícita. Es así que en el año 1995 se presentó un documento denominado *Performance-based seismic engineering of buildings (SEAOC, 1995)*, conocido en forma generalizada como VISION 2000. En este documento se propone formalmente el uso de del diseño basado en desempeño o prestaciones (en inglés *performance-based design*), el que puede definirse como una metodología donde los criterios de diseño estructural se expresan en función de alcanzar un grupo de objetivos de desempeño o prestaciones. Actualmente, esta metodología también se denomina diseño sísmico basado en desempeño (*performance-based seismic design*) o diseño sismorresistente basado en desempeño (*performance-based earthquake-resistant design*).

El documento VISION 2000 considera distintos tipos de terremotos, de modo que se definen cuatro niveles de amenaza sísmica en base a consideraciones probabilísticas:

- Sismo frecuente: 50% de probabilidad de excedencia en 30 años, periodo de retorno $T_R=43$ años.
- Sismo ocasional: 50% de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno $T_R=72$ años.
- Sismo frecuente: 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno $T_R=475$ años.
- Sismo frecuente: 10% de probabilidad de excedencia en 100 años, periodo de retorno $T_R=950$ años.

Además, se definen cuatro objetivos de desempeño o prestación, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción. Estos objetivos se definen en forma cualitativa:

- Totalmente operativo (TO): la construcción se mantiene en servicio continuo. Daño despreciable en elementos estructurales y no-estructurales. Respuesta prácticamente elástica. Deformación remanente despreciable.
- Operativo (O): Daño ligero. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse luego del terremoto. Fisuración o fluencia menor en algunos elementos estructurales. Deformación remanente despreciable.
- Seguridad de vidas (SV): daño moderado. La estructura permanece estable, pero con reducción en la resistencia y rigidez. Deformaciones remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y ser evacuado. La reparación es posible, pero el costo puede ser elevado.
- Prevención de colapso: Daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables.

Los niveles de amenaza sísmica, caracterizados en forma probabilística, se correlaciona mediante una matriz con el daño estructural y el desempeño, definido determinísticamente y en forma cualitativa. La Figura 2-9 muestra esta matriz, considerando tres tipos de construcciones, según su importancia o destino. Para las construcciones básicas o usuales, por ejemplo, se espera que ante un sismo frecuente la misma se mantenga totalmente operativa, mientras que para el sismo muy raro solo se busca evitar el colapso.

El documento VISION 2000, si bien no se han aplicado en forma práctica ni implementado posteriormente en reglamentos u otras recomendaciones, ha sido relevante y sirvió como disparador para que distintas organizaciones (por ejemplo *Federal Emergency Management Agency, FEMA*, o *Applied Technology Council, ATC*) e investigadores formularan nuevas propuestas de métodos de diseño basado en desempeño.

Las recomendaciones [FEMA 350 \(FEMA, 2000a\)](#) para pórticos de acero adoptan un criterio similar al de VISION 2000, si bien consideran tres niveles o tipos de terremotos cuya definición está directamente relacionada con el reglamento [ASCE/SEI 7-10](#), lo que facilita su aplicación práctica. Los niveles de desempeño son similares a los anteriores (se definen cualitativamente),

si bien se denominan con una terminología diferente: Operativo, Ocupación inmediata, Seguridad de vidas y Casi Colapso. La Figura 2-10 representa la relación entre los niveles de movimiento sísmico y desempeño para tres grupos diferentes de construcciones definidos en estas recomendaciones según su destino: Grupos de edificios I, II, y III. El Grupo I incluye la mayoría de las construcciones de uso residencial, comercial e industrial, mientras que el Grupo III corresponde de uso esencial para tareas de rescate y ayuda luego de un terremoto.

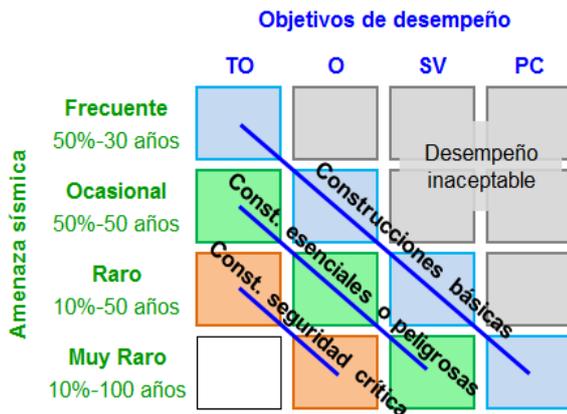


Fig. 2-9. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 (SEAOC, 1995). TO: totalmente operativo, O: Operativo, SV: seguridad de vidas y PC: prevención de colapso.

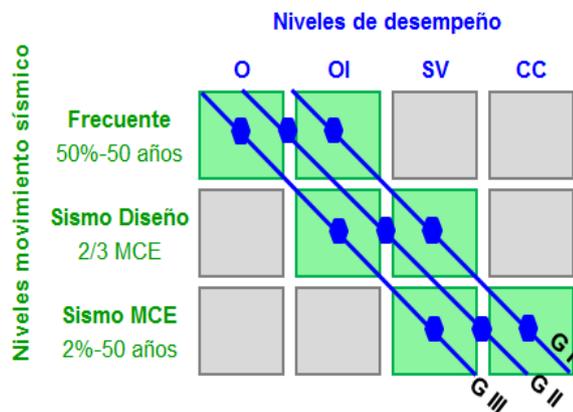


Fig. 2-10. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según FEMA 350. O: Operativo, OI: Ocupación inmediata, SV: seguridad de vidas y CC: casi colapso.

La implementación práctica del diseño basado en desempeño requiere de una definición más precisa, preferentemente cuantitativa, del daño asociado a los distintos niveles de desempeño. Es por ello que resulta conveniente relacionar el daño con indicadores vinculados al estado de deformación de la estructura, tales como desplazamientos o deformaciones específicas. Algunas propuestas de diseño por desempeño conside-

ran como parámetro principal la distorsión de piso. Así por ejemplo, en la Tabla 2-3 se presenta la relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso propuestos por Biddah y Heidebrecht, 1998. También puede cuantificarse el desempeño estructural mediante la ductilidad de desplazamiento o la energía histerética (Ghobarah, 2001) o las deformaciones específicas que se desarrollan en los materiales constituyentes de la estructura (Priestley, 2000). Es decir que se emplean tanto parámetros de respuesta global (distorsión de piso, ductilidad) como indicadores a nivel local (deformaciones específicas). Para evaluar el desempeño de equipamientos y contenido de las construcciones se pueden usar índices de daño basados, por ejemplo, en la aceleración de piso.

Se han propuesto, también, otro tipo de parámetros a considerar en la cuantificación del desempeño que no se relacionan directamente con la respuesta estructural, tales como costos de reparación y costos por lucro cesante o interrupción de la actividad (Priestley, 2000).

Tabla 2-3. Relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso (Biddah y Heidebrecht, 1998).

Nivel de desempeño	Distorsión de piso
Totalmente operativo	< 0,2%
Operativo	0,2% a 0,5%
Seguridad de vidas	0,5% a 1,5%
Prevención del colapso	1,5% a 2,5%

El reglamento ASCE/SEI 41-06: *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (ASCE, 2006) plantea una metodología similar a la de FEMA 350, si bien es aplicable al caso de rehabilitación sísmica. En este caso se consideran cuatro niveles de amenaza sísmica y los niveles de desempeño se definen mediante una serie de tablas. En éstas se describen detalladamente los niveles de desempeño estructural (distinguiendo entre componentes verticales y horizontales), sino también los correspondientes a los componentes no-estructurales (considerando el caso de elementos arquitectónicos).

La consideración de cuatro niveles u objetivos de desempeño puede resultar complicada en las aplicaciones prácticas, razón por la cual se ha propuesto reducir el número de dichos niveles. Adicionalmente, algunos autores estiman que la diferencia entre el nivel de seguridad de vidas y prevención del colapso o casi colapso es poco significativa y que por lo tanto no se justifica la consideración de ambos. Ghobarah, 2001, por ejemplo, propone considerar tres niveles, correspondientes a: servicio, control de daño y prevención del colapso. Para su definición resulta conveniente considerar la curva de respuesta estructural (corte basal-desplazamiento lateral), como se indica en la Figura 2-11. El límite de servicio implica que la estructura permanece prácticamente en rango elástico, con daño despreciable y el comportamiento es controlado princi-

palmente por la rigidez del sistema. Los otros dos niveles de desempeño, control de daño y prevención del colapso, se desarrollan con respuesta estructural en rango inelástico y están asociados en forma directa a la resistencia y ductilidad, respectivamente.

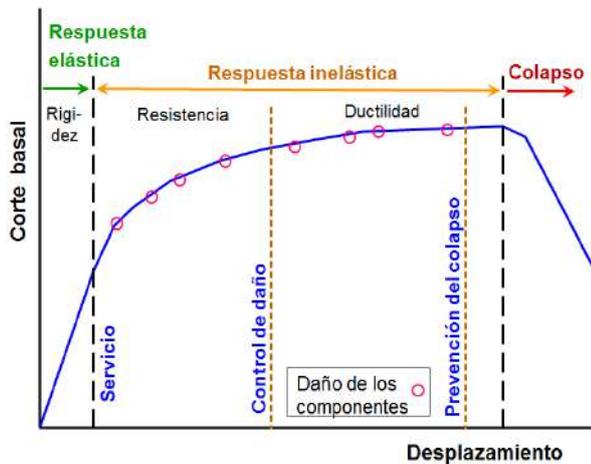


Fig. 2-11. Respuesta estructural y definición de los niveles de desempeño o prestación.

Más recientemente, el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* ha propuesto una guía para implementar el diseño basado en desempeño de edificios en altura (*Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*, PEER, 2010). Este documento propone una metodología que se ajusta a los criterios reglamentarios vigentes y que puede resumirse en los siguientes pasos:

- Adoptar los objetivos de desempeño, seleccionando entre objetivos mínimos y objetivos mejorados.
- Definir la demanda sísmica: para lo cual se consideran como mínimo dos movimientos sísmicos: terremoto a nivel de servicio (50% de probabilidad de excedencia en 30 años, periodo de retorno $T_R=43$ años y espectro de diseño para un factor de amortiguamiento de 2.5%) y terremoto MCE, según el reglamento [ASCE/SEI 7/10](#).
- Realizar el diseño conceptual: mediante el cual se seleccionan los materiales y el sistema estructural del edificio a diseñar.
- Presentación de los criterios de diseño: toda la información relacionada con los objetivos de desempeño, la demanda sísmica y el diseño conceptual del edificio se presenta en un documento para aprobación de la autoridad de aplicación.
- Realizar el diseño preliminar: para confirmar mediante análisis dinámicos que el edificio puede alcanzar los objetivos de desempeño.
- Evaluación a nivel de servicio: para demostrar que el edificio puede soportar el sismo a nivel de servicio con daño estructural limitado, según los objetivos adoptados.
- Evaluación a nivel del terremoto MCE: mediante análisis dinámicos no-lineales se verifica que el edi-

ficio tiene un desempeño adecuado bajo la acción del terremoto MCE.

- Realizar el diseño final: se prepara toda la documentación para la construcción, incluyendo planos de detalles y especificaciones.

El desarrollo e implementación del diseño por desempeño representa uno de los desafíos actuales que enfrenta la ingeniería sismorresistente. Sin embargo, aún persisten diversas incertidumbres y diferentes opiniones acerca de cómo aplicar este procedimiento en la práctica profesional. Así por ejemplo, algunos autores consideran que posibilidad de diseñar estructuras con un desempeño predecible sólo será posible mediante procedimientos totalmente probabilísticos (en contraposición de los criterios de diseño actuales que son principalmente determinísticos). Es por ello que para lograr su efectiva aplicación es necesario profundizar las investigaciones sobre algunos aspectos relevantes. Entre ellos puede mencionarse: caracterización probabilística de la capacidad resistente y el desempeño estructural, procedimientos de diseño para niveles múltiples de amenaza y desempeño, análisis y modelación del comportamiento inelástico con adecuada predicción de los desplazamientos máximos y residuales, etc.

Finalmente, es importante aclarar que desde la década de 1990 diversos autores han propuesto nuevos procedimientos de diseño a partir de definir la demanda sísmica en términos de desplazamiento ([Moehle, 1992](#), [Priestley et al, 2007](#)). Estos métodos se denominan, en general, diseño basado en desplazamiento, en contraposición a los procedimientos tradicionales, que se emplean actualmente, en los cuales la demanda se define a partir de aceleraciones o fuerzas (diseño basado en fuerzas). El diseño basado en desplazamiento, cuyo estudio detallado escapa a los alcances del presente trabajo, facilita el control de los distintos estados de desempeño y probablemente se incorporará a los reglamentos de diseño sismorresistente en un futuro cercano.

2.7 TÉCNICAS AVANZADAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

2.7.1 Sistemas de protección sísmica

Los criterios de diseño sismorresistente convencionales, presentados en secciones previas de este capítulo, se fundamentan principalmente en los conceptos de ductilidad (capacidad de disipar energía) y sobrerresistencia estructural, de modo que se pueden reducir las acciones de diseño inducidas por el sismo. Sin embargo, el desarrollo de la ductilidad implica la plastificación localizada en ciertas zonas de la estructura y eventualmente la ocurrencia de pandeo. Así por ejemplo, la Figura 2-12 muestra el daño resultante en el extremo de una viga, luego de la formación de una rótula plástica resultado de un ensayo de laboratorio. El comporta-

miento estructural es adecuado, pero el desarrollo de la ductilidad originó plastificación y pandeo local, lo que representa daño y ocasiona pérdidas económicas.

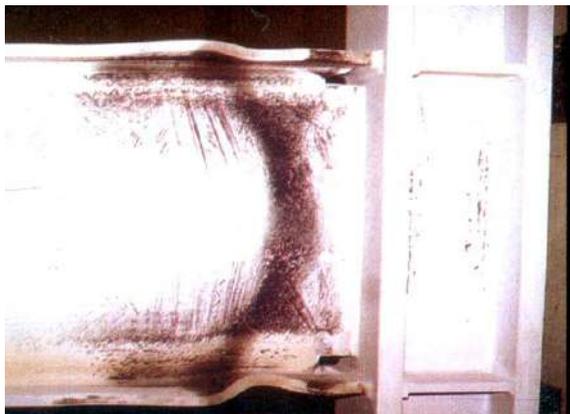


Fig. 2-12. Imagen de la rótula plástica en el extremo de una viga luego de la realización de un ensayo de laboratorio.

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, con los cuales es posible evitar o reducir la necesidad de desarrollar deformaciones plásticas en la estructura. En términos generales, los sistemas para control de la vibración inducida por el sismo (o por otras acciones como el viento) se pueden agrupar en dos grandes categorías: (i) sistemas de control pasivo y (ii) sistemas de control activo, híbrido o semi-activo. La Figura 2-13 muestra esquemáticamente, a modo de resumen, la clasificación de los distintos sistemas de protección sísmica.



Fig. 2-13. Clasificación de los distintos sistemas de protección sísmica.

El primer grupo comprende una amplia gama de soluciones destinadas a modificar favorablemente algunas propiedades estructurales, tales como amortiguamiento, rigidez, resistencia y ductilidad. Estos dispositivos, usualmente, se incorporan a la estructura principal de modo tal que pueden remplazarse fácilmente en caso de que fuera necesario (en forma conceptualmente similar a un fusible en una instalación eléctrica). Los sistemas pasivos se pueden subdividir en dos grupos, de acuerdo al principio en el que se basa su funciona-

miento, esto es, el aislamiento sísmico y la disipación adicional de energía (o amortiguamiento adicional).

El aislamiento sísmico se basa en el concepto de desacoplar la respuesta dinámica de la construcción con respecto a la componente horizontal del movimiento del terreno, mediante la colocación de elementos de muy baja rigidez horizontal dispuestos, generalmente, entre la construcción y sus fundaciones. Si bien se han propuesto muchos sistemas diferentes, su aplicación práctica se hizo realidad con el desarrollo de los aisladores formados por capas alternadas de goma (u otro material similar) y planchuelas de acero inoxidable. La primera aplicación de aisladores de goma se realizó en 1969 para una escuela de tres niveles en Skopje, Yugoslavia, diseñada y construida por un grupo de ingenieros suizos. Otro ejemplo importante es el edificio William Clayton, construido en 1981 en Wellington, Nueva Zelanda, donde se emplearon por primera vez aisladores de goma y plomo, que representa uno de los métodos de aislamiento sísmico más usados en la actualidad. En los últimos veinticinco años se han diseñado y aplicado otros sistemas de aislamiento, por ejemplo, el péndulo de fricción, sistema de pilotes encamisados, etc.

Los disipadores de energía, o sistemas con amortiguamiento adicional, mejoran la capacidad de disipar la energía transmitida por el sismo y protegen la estructura principal de los daños que podrían originarse si se aplicaran los principios de diseño sismorresistente convencional. Estos sistemas han tenido una difusión relativamente rápida, siendo aplicados fundamentalmente para construcciones importantes y rehabilitación de edificios históricos, especialmente en Estados Unidos, Japón, Italia y Nueva Zelanda. Sin embargo, se han realizado también proyectos en Armenia, Chile, China e Indonesia para el uso de estos sistemas en edificios de vivienda de bajo costo.

Las técnicas de aislamiento sísmico y de disipación sísmica son conceptualmente diferentes y no deben confundirse. La primera tiene por objetivo modificar la respuesta dinámica de la estructura mediante la incorporación de los aisladores, los que por su flexibilidad aumentan el periodo fundamental de vibración de la estructura. Este incremento permite, en ciertos casos como se indica en la Figura 2-14 (a), reducir la demanda sísmica en término de aceleraciones. De ello se deduce que el sistema de aislación sísmica no tiene aplicación generalizada, sino que resulta efectivo en aquellas estructuras cuyo periodo fundamental (sin aisladores) tiene valores intermedios, en la zona de aceleraciones máximas del espectro. Debe considerarse también, que el incremento del periodo usualmente genera un aumento de la demanda de desplazamientos laterales, como se observa claramente en la Figura 2-14 (b). Es por ello que usualmente los aisladores sísmicos incorporan en el mismo dispositivo o en forma separada disipadores de energía.

El control activo, híbrido o semi-activo incorpora

dispositivos especiales para la aplicación de fuerzas (por ejemplo, actuadores hidráulicos), que son controlados por un procesador que recibe información de sensores ubicados en la estructura. De esta forma se logra, en tiempo real, contrarrestar los efectos peligrosos de la acción sísmica, mejorando la seguridad de la construcción. Esta técnica presenta ventajas importantes y ha tenido cierta difusión y desarrollo en los últimos veinte años para control de acciones de viento y sismo. Las principales desventajas son la necesidad de asegurar el suministro eléctrico durante el sismo y el mantenimiento constante de los elementos que integran el sistema de control para que funcione normalmente durante un terremoto. La mayoría de las aplicaciones de control activo de edificios se han realizado en Japón (el primer caso es el Kyobashi Seiwa Building, de once pisos, construido en 1989) y algunos casos aislados en Estados Unidos, Taiwán y China ([Soong y Spencer, 2000](#)).

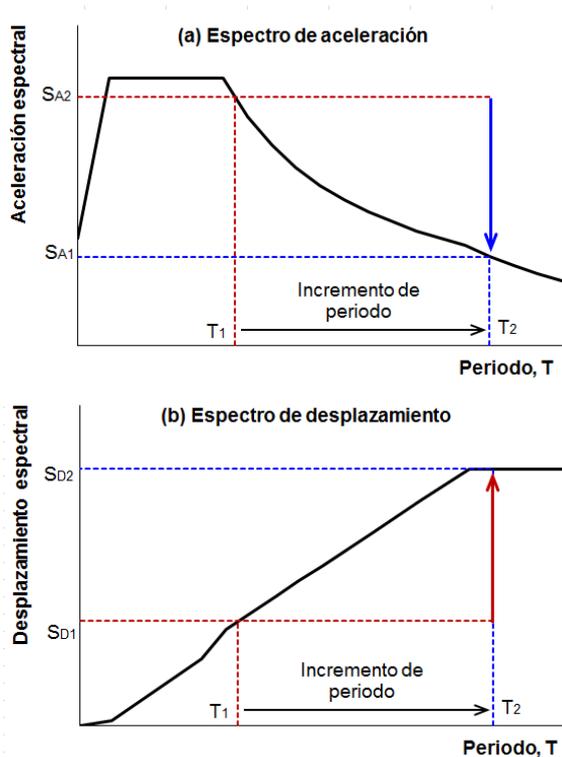


Fig. 2-14. Efecto del aislamiento sísmico en la demanda de aceleración y desplazamiento.

El desarrollo e implementación de los diversos sistemas de protección sísmica surge, principalmente, como respuesta de la ingeniería estructural a una demanda de la sociedad, que requiere no solo evitar la pérdida de vidas humanas ocasionadas por los sismos, sino también reducir y controlar las pérdidas económicas resultantes del daño de la construcción y del lucro cesante producto de la interrupción de actividades económicas. Estas nuevas soluciones, que se fundamentan en el avance científico y tecnológico, presentan ventajas en términos económicos cuando el análisis se

formula en forma integral, mediante una evaluación de costos y beneficios a lo largo de toda la vida útil de la construcción (ver Figura 2-15). El costo inicial de la obra puede incrementarse ligeramente (5 a 10%) por la incorporación de sistemas de protección sísmica. Sin embargo, al producirse un sismo, estos sistemas permiten reducir o eliminar las pérdidas por daño y lucro cesante. Es por ello, que su aplicación se incrementa año a año, tanto en los países desarrollados como en desarrollo.

Para explicar conceptualmente el efecto estructural de los sistemas pasivos de protección sísmica, puede recurrirse a los principios de la dinámica y a consideraciones energéticas. La ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de un grado de libertad sometido a la acción sísmica puede expresarse como la suma de las fuerzas inerciales, f_i , la fuerza de amortiguamiento, f_d , y la fuerza restitutiva f_s ([Uang y Bertero, 1988](#)):

$$f_i + f_d + f_s = m\dot{v}_t + c\dot{v} + f_s = 0 \quad (2-11)$$

donde m es la masa del sistema, c el amortiguamiento viscoso, \dot{v}_t es la aceleración total y \dot{v} la velocidad. Para el caso particular de un sistema lineal y elástico, la fuerza restitutiva es $f_s = k v$ (donde k es la rigidez y v el desplazamiento relativo). La aceleración total puede expresarse como la suma de la aceleración del suelo (registro de aceleración medido instrumentalmente) y de la aceleración relativa $\dot{v}_t = \dot{v}_g + \dot{v}$, de modo que:

$$m\dot{v} + c\dot{v} + f_s = m\dot{v}_g \quad (2-12)$$

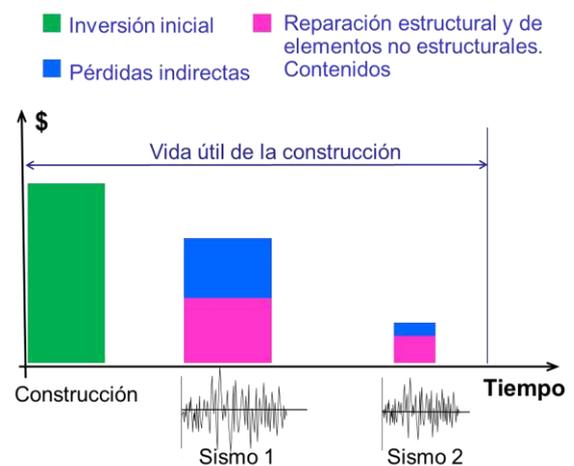


Fig. 2-15. Esquema de la distribución de costos por inversión inicial, por reparación y pérdidas indirectas a lo largo de la vida útil de una construcción.

A partir de las ecuaciones de equilibrio dinámico puede derivarse una ecuación equivalente en términos de energía (multiplicando cada término por un diferencial de desplazamiento, dv , integrando y reagrupando):

$$E_i = E_k + E_d + E_s + E_h \quad (2-13)$$

donde E_i representa la energía introducida por el sismo al sistema (*input*), E_k es la energía cinética, E_d es la energía disipada por amortiguamiento viscoso, E_s es la energía de deformación elástica y E_h es la energía disipada por comportamiento histerético. Es importante notar que las energías cinética y de deformación elásticas no son disipativas; por el contrario estas energías ingresan al sistema y se intercambian según sean los valores de la velocidad y del desplazamiento en un instante dado.

Para visualizar la diferencia, en términos energéticos (Ecuación 2-13) entre el diseño convencional y el aislamiento sísmico, Popov et al., 1993, propusieron una analogía hidráulica en la cual la estructura se representa mediante un recipiente y la energía del sismo mediante un cierto caudal de agua que ingresa al mismo. En la Figura 2-16 se presenta una versión adaptada de la propuesta original de Popov et al. En el caso del diseño sismorresistente convencional, el ingeniero estructural solo puede controlar, dentro de cierto rango, la energía E_h que puede disipar el sistema (modificando la ductilidad de los miembros estructurales). Esta situación se representa en la Figura 2-16(a), en donde parte de la energía ingresada permanece en el recipiente, E_k y E_s , mientras que la energía excedente es disipada en dos turbinas, E_d (amortiguamiento viscoso) y E_h (histeresis).

Cuando se incorporan aisladores a la construcción, su efecto puede representarse en esta analogía mediante un desvío de parte del agua ingresante, con lo cual se logra reducir la energía E_i , ver Figura 2-16(b). Finalmente, el uso de elementos disipadores permite incrementar la energía disipada, E_d y/o E_h , según el tipo de disipador, mejorando así la respuesta estructural y se evita que los miembros de la estructura convencional incurrieren en rango inelástico y desarrollen ductilidad. En la Figura 2-16(c) se muestra esta situación, representando los disipadores mediante un recipiente adicional, para indicar que son dispositivos claramente diferenciables de la estructura principal, los cuales pueden remplazarse en caso de ser necesario (conceptualmente similar a un fusible en una instalación eléctrica).

Es importante mencionar que se han desarrollado sistemas de control que en un mismo dispositivo, o en forma separada, incorporan el aislamiento sísmico y la disipación adicional de energía. Con ello se logra optimizar la respuesta, combinando las ventajas de ambos sistemas. Tal es el caso de los aisladores de goma que incorporan un núcleo de plomo, es decir que en un mismo dispositivo se incorporan ambos mecanismos.

Para mayor información el lector puede consultar la bibliografía específica sobre estos temas: Skinner et al. (1993), Soong y Dargush (1997), Naeim y Kelly (1999), Christopoulos y Filiatrault (2006), Kelly y Konstantinidis (2011), Liang et al. (2012), entre otros.

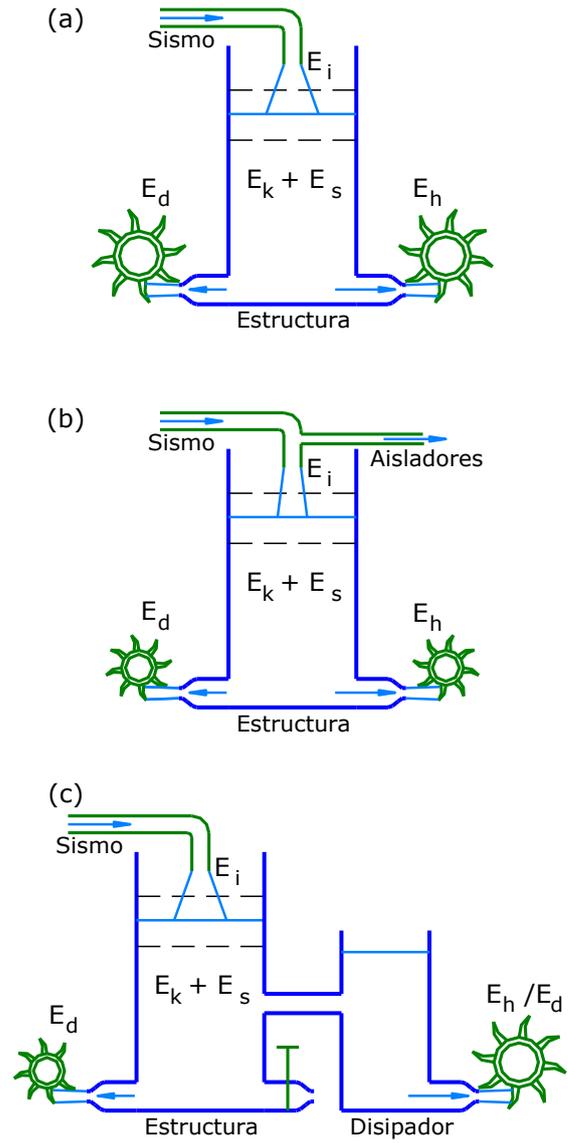


Fig. 2-16. Analogía hidráulica para explicar los criterios de diseño (a) convencional, (b) con aisladores y (c) con disipadores.

2.7.2 Disipadores de energía

Dentro de la gama de posibilidades que ofrecen los sistemas de protección sísmica, los disipadores de energía son una alternativa interesante, y una de las más utilizadas, no solo para el diseño de nuevas construcciones sino también para la rehabilitación de obras existentes. La Figura 2-17 muestra los tres grupos principales en que pueden agruparse estos dispositivos, a partir de la variable que activa el mecanismo de disipación de energía. De todos estos dispositivos, resultan de interés según los objetivos de este libro, los disipadores de energía por fluencia del acero. Al respecto, es importante indicar que el reglamento ANSI/AISC 341-10 incorpora como sistema estructural los pórticos con riostras de pandeo restringido, que son disipadores por fluencia.

Los disipadores de energía por fluencia de metales

son dispositivos especialmente diseñados para asegurar una respuesta dúctil. Se han desarrollado e implementado distintas alternativas, cada una de las cuales presentan ventajas y también limitaciones, de modo que el diseñador debe seleccionar la alternativa más conveniente. Muchos de estos disipadores han sido diseñados para ser colocados en estructuras arriostradas, con lo que se logra una buena disipación de energía en combinación con una elevada rigidez lateral para controlar los desplazamientos y distorsión de piso. Usualmente se emplea el acero como material dúctil en este tipo de disipadores, por las ventajas conocidas de este material, si bien se han desarrollado otras soluciones, por ejemplo, con cobre.

Sistemas pasivos de disipación de energía		
Disipadores activados por desplazamiento <ul style="list-style-type: none"> • metálicos • de fricción • auto-centrantes 	Disipadores activados por velocidad <ul style="list-style-type: none"> • viscosos 	Disipadores activados por movimiento <ul style="list-style-type: none"> • masa sintonizada • líquido sintonizado
<ul style="list-style-type: none"> • viscoelásticos 		

Fig. 2-17. Clasificación de los sistemas pasivos de disipación de energía.

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 2-18 (a). Como ejemplo de estos disipadores pueden mencionarse los dispositivos ADAS (por la siglas en inglés de *added damping and stiffnes*) y TADAS (por la siglas en inglés de *triangular-plates added damping and stiffnes*) (Tsai, 1993). La Figura 2-19 muestra la imagen de un disipador ADAS de cobre, desarrollado en Chile (<http://sirve.cl>) y los detalles de un dispositivo tipo TADAS (Martínez-Rueda, J. E. (2002).

En otros casos, la disipación se produce en la misma riostra, ver Figura 2-18(b), tal como ocurre en las riostras de pandeo restringido. En el próximo capítulo, al describir los tipos estructurales para construcciones de acero, se presentan aspectos generales sobre estos dispositivos y luego en el Capítulo 7 se describen los criterios reglamentarios de diseño.

La Figura 2-20 presenta dos disipadores de energía por fluencia del acero para ser incorporados en riostras. El primero de estos sistemas se basa en disipadores en forma de doble U que se deforman en rango inelástico, fluyendo en flexión, cuando la riostra se alarga o acorta por acción de la distorsión de piso (Aguirre y Sanchez, 1992). El otro es un sistema producido por la empresa Cast ConneX, que emplea un disipador en el extremo de la riostra. El disipador cuenta con una serie de elementos de acero ("fingers") que fluyen en flexión.

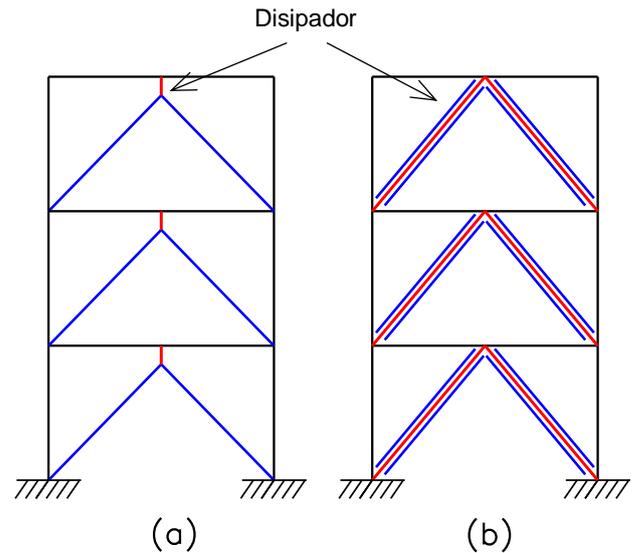


Fig. 2-18. Esquema de la ubicación de disipadores de energía en combinación con riostras de acero.

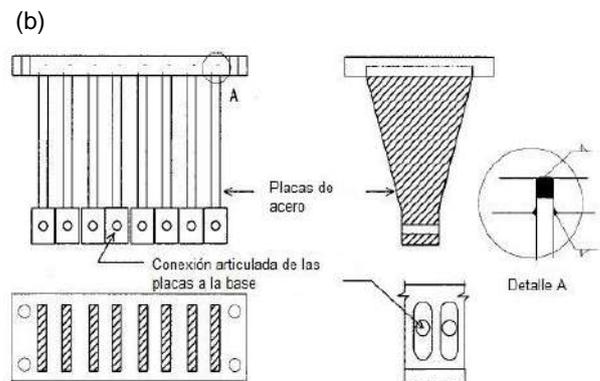
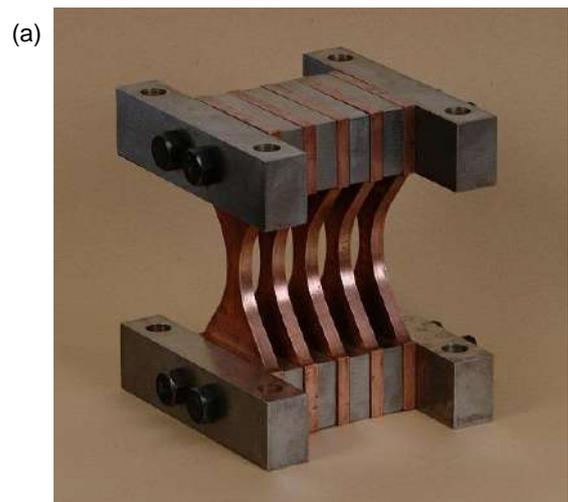


Fig. 2-19. Ejemplos de disipadores por fluencia, (a) ADAS y (b) TADAS.

En la actualidad se dispone de una amplia gama de disipadores de energía por fluencia, los que pueden usarse no solo en pórticos arriostrados sino también en

otras estructuras para edificios y puentes.

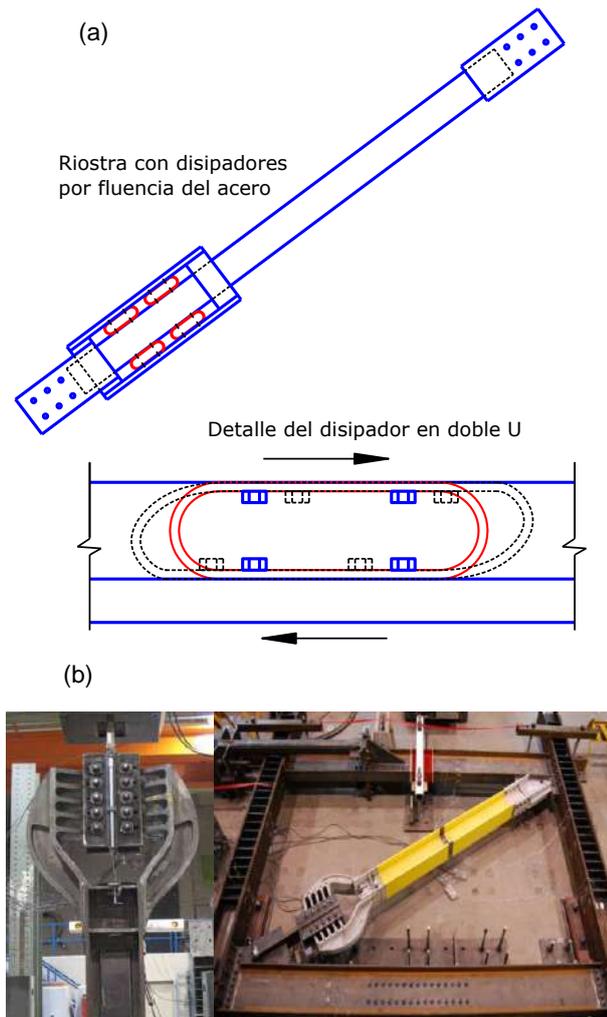


Fig. 2-20. Disipadores por fluencia del acero en extremo de riostras (a) disipador en forma de doble U y (b) disipador desarrollado por Cast Connex (<http://www.castconnex.com/>).

2.8 REHABILITACIÓN SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES

2.8.1 Aspectos generales

En la actualidad, una cantidad significativa de edificios ubicados en zonas de actividad sísmica en todo el mundo no cumplen con los requerimientos de diseño sismorresistente que exigen los códigos modernos, de modo que son vulnerables y podrían resultar dañados ante la acción de un terremoto. Este problema se puso en evidencia en el terremoto de San Fernando, USA, en 1971, por lo que se iniciaron tareas de investigación para identificar y mitigar el riesgo sísmico (Moehle, 2000). Estas tareas continuaron, y se extendieron a otros países, lo que permitió que en la década de 1990 se dispusiera de criterios y procedimientos confiables para la rehabilitación. Una edición especial de Earthquake Spectra (Earthquake Engineering Research

Institute, editada por Jirsa, 1996), muestra claramente los avances logrados en la investigación sobre reparación y rehabilitación de distintos tipos de estructuras.

Para ello se deben fijar objetivos a cumplir y, a partir de las deficiencias detectadas en los estudios de evaluación, se adoptan medidas o estrategias de rehabilitación. De esta forma es factible modificar favorablemente propiedades del sistema estructural tales como resistencia, ductilidad, rigidez, redundancia, regularidad estructural, etc. En la Figura 2-21 se presentan, en forma esquemática y resumida, los pasos del proceso de rehabilitación. Es importante aclarar que, por la complejidad del proceso y las particularidades de cada caso, estos pasos son indicativos y representan el proceso a seguir en las situaciones usuales.

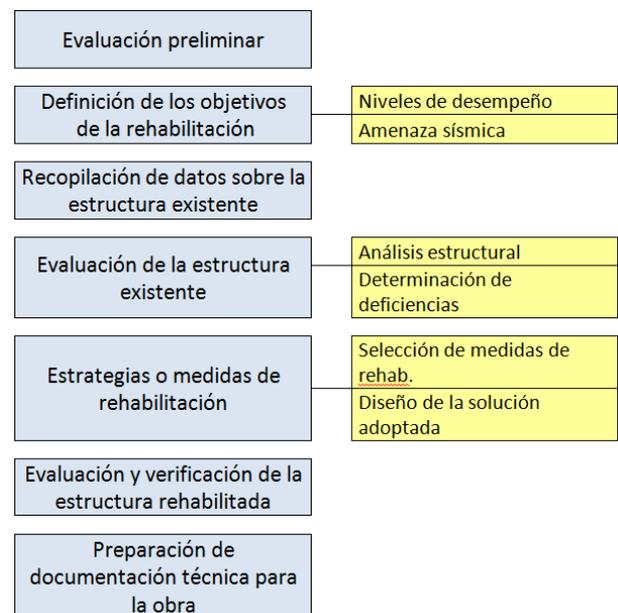


Fig. 2-21. Esquema del proceso de rehabilitación sísmica.

Distintas organizaciones internacionales han editado documentos o reglamentos vinculados a la rehabilitación sísmica, como Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2000h; FEMA, 2006; FEMA, 2009), American Society of Civil Engineers (ASCE, 2006) y New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE, 2006).

Se acepta generalmente que la denominación "rehabilitación sísmica" se aplica en los casos de construcciones existentes que no cumplen con los criterios modernos de seguridad o desempeño, de modo que se implementan mejoras en forma preventiva (en la bibliografía en inglés, que constituye la referencia principal sobre el tema, se emplean los términos *retrofit*, *rehabilitation*, *upgrade* o *improvement*). En los casos en que la estructura ha sido dañada por un sismo, y su seguridad se ve comprometida, se usa normalmente el término "reparación" para designar el proceso destinado a recuperar un cierto nivel de seguridad. Si bien

ambos procesos comparten muchos aspectos en común, cada uno presenta particularidades y diferencias que deben ser consideradas en particular.

Finalmente, es importante destacar que si bien el proceso de rehabilitación se basa principalmente en aspectos estructurales, existen otros factores que usualmente condicionan el proyecto y deben considerarse con especial cuidado, tales como costo de la rehabilitación, limitaciones funcionales y estéticas, procedimiento constructivo, interrupción de la ocupación del edificio, interferencia con instalaciones, etc.

2.8.2 Estrategias de rehabilitación

Las estrategias de rehabilitación permiten alcanzar los objetivos adoptados, solucionando las deficiencias detectadas en la evaluación estructural. Estas estrategias o medidas de rehabilitación pueden agruparse en las siguientes categorías (según los criterios adoptados en el documento [FEMA 356, 2000h](#)):

- **Modificación local de componentes estructurales:** esta categoría comprende la realización de modificaciones locales en elementos estructurales para mejorar las conexiones o incrementar la resistencia y/o capacidad de deformación, sin afectar la configuración global de la estructura. Para lograr estos objetivos se han desarrollado numerosas soluciones, de acuerdo al material estructural y al tipo de elementos. A modo de ejemplo pueden mencionarse el uso de placas de acero para el confinamiento de columnas, el encamisado o recrecimiento de elementos de hormigón armado o el uso de materiales compuestos (como polímeros reforzados con fibras) que se adhieren a la estructura existente.
- **Refuerzo global de la estructura:** cuando la respuesta inelástica global de la estructura se inicia a niveles de resistencia significativamente menores que el nivel de diseño adoptado para la rehabilitación es necesario incrementar la resistencia de todo el sistema estructural. Para ello pueden reforzarse los elementos existentes (con los métodos descritos para el caso de modificación local de componentes estructurales) o bien incorporar nuevos elementos estructurales. En este último caso es muy importante evaluar adecuadamente la interacción entre el sistema estructural existente y los nuevos componentes para evitar problemas que podría surgir por incompatibilidad o diferencias de comportamiento entre ambos.
- **Eliminación o reducción de irregularidades existentes:** esta estrategia de rehabilitación es efectiva en aquellos casos en que el proceso de evaluación y análisis, mediante la observación de los perfiles de desplazamiento y las demandas de deformación inelástica, indican que la presencia de irregularidades de masa, rigidez y/o resistencia afectan significativamente la respuesta de la estructura. Frecuentemente, estas irregularidades surgen por disconti-

nuidades en la estructura que pueden corregirse, por ejemplo mediante la incorporación de riostras de acero o tabiques de hormigón armado en lugares adecuadamente seleccionados. En otras situaciones es difícil eliminar dichas discontinuidades, como ocurre en el caso de construcciones patrimoniales con valor histórico, y deben buscarse otras alternativas para la rehabilitación.

- **Rigidización global de la estructura:** esta solución es aplicable cuando las deficiencias se originan en desplazamientos laterales excesivos y los componentes críticos no disponen de adecuada ductilidad para resistir las deformaciones así originadas. En estos casos es conveniente modificar el sistema estructural incorporando elementos que incrementen la rigidez lateral, como riostras o tabiques de distintos materiales.
- **Reducción de masas:** las fuerzas de inercia que el sismo genera sobre la estructura son directamente proporcionales a la masa, de modo que la reducción de ésta, en aquellos casos que es posible, es una alternativa para disminuir la demanda de resistencia y desplazamientos. Es decir que representa un forma de indirecta de reforzar y rigidizar la estructura. Ello puede ser posible eliminando elementos existentes pesados (particiones internas, contrapisos y pisos, revestimientos de piedras, equipamiento, etc.) y, eventualmente, reemplazándolos por otros más livianos.
- **Aislamiento sísmico:** la incorporación de aisladores, usualmente en las bases de la construcción, permite modificar favorablemente las propiedades dinámicas de la estructura. De esta forma se logra un aumento del periodo de vibración con lo cual se reduce significativamente la demanda en términos de aceleración. Esta técnica es más efectiva para el caso de edificios rígidos (periodos de vibración bajos a medianos) y con relaciones alto-anchura relativamente bajas. Se ha utilizado en países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda para la rehabilitación de edificios históricos, en los que el alto valor patrimonial de las construcciones justifica los elevados costos de este proceso de rehabilitación.
- **Incorporación de disipadores de energía:** estos dispositivos se incorporan a la estructura como nuevos componentes y permiten disipar energía a través de procesos friccionales, histeréticos o viscoelásticos, logrando así una reducción de la demanda en términos de desplazamientos y de aceleraciones. Usualmente los disipadores se vinculan a la estructura principal a través de riostras, por lo cual también se incrementa la rigidez lateral, y disipan energía a medida que el sistema se deforma. Este sistema, en general, es más efectivo para estructuras flexibles que presentan cierta capacidad de deformación inelástica. En muchos casos es conveniente combinar el aislamiento sísmico con disipadores de energía para reducir la demanda de desplazamiento

en los aisladores. En este grupo también se incluyen los disipadores de masa sintonizada (que es un tipo de disipador activado por movimiento), los que se han aplicado exitosamente para reducir el efecto de la acción del sismo y del viento.

2.8.3 Rehabilitación de estructuras de acero

En el caso particular de construcciones de acero, los pórticos no arriostrados construidos hasta mediados de la década de 1990 representan, en general, la mayor amenaza. Ello se debe, principalmente, a los problemas en el diseño y construcción de los nudos viga-columna, que a la luz de los conocimientos actuales, no cumplen con los requerimientos de seguridad estructural exigidos para las construcciones nuevas. Otro problema usual es la inadecuada resistencia de las columnas que no se ajustan al concepto de diseño “viga débil-columna fuerte”.

Los pórticos arriostrados concéntricamente también pueden presentar distintos problemas, siendo los más usuales las deficiencias en las conexiones de las riostras, o inadecuada resistencia para resistir el pandeo global o local.

El estudio detallado del proceso de evaluación y rehabilitación de estructuras escapa del alcance del presente trabajo. 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 Post-earthquake 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 3

Sistemas estructurales para construcciones de acero y construcciones compuestas

3.1 TIPOS ESTRUCTURALES USUALES 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 que 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.

El reglamento [ANSI/AISC 341-10](#) clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero en dos grupos, según se indica en la Figura 3-1 (las siglas que se indican en cada caso corresponden con la denominación en inglés adoptada por el reglamento).

Los sistemas del primer grupo se caracterizan porque el comportamiento está controlado principalmente por la flexión, mientras que en el segundo depende principalmente de las fuerzas axiales o el corte. Es importante observar que para un mismo tipo estructural el reglamento considera la posibilidad de que el sistema se diseñe como sistema especial u ordinario. Los sistemas especiales requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos, para asegurar un comportamiento muy dúctil, lo que permite utilizar un factor de modificación de respuesta R mayor (y por ende la acción sísmica es menor).

En contraposición, los sistemas ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores (factor R menor) y por lo tanto el nivel de detalles requerido es menos estricto, por lo esto sistemas tendrán una respuesta de ductilidad limitada o intermedia. Si bien los sistemas diseñados como especiales son más adecuados desde el punto de vista estructural, resulta difícil indicar a priori cuál de las dos alternativas resulta más económica. En principio, la experiencia indica que los sistemas especiales requieren menor cantidad de acero (secciones más reducidas), si bien los detalles para conexiones y empalmes son más costosos; en el caso de los sistemas ordinarios, la situación es inversa. El diseñador deberá evaluar las características y condicionantes de cada caso para encontrar la solución óptima, considerando aspectos estructurales, constructivos y de costo.

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 ANSI/AISC 341-10. Posteriormente, en los Capítulos 4 al 9 se presentan los aspectos particulares del diseño de cada uno de ellos.

Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS	
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Fig. 3-1. Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero, según ANSI/AISC 341-10.

3.1.1 Pórticos no arriostrados

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos (ver figura 3-2). Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que 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 [ANSI/AISC 341-10](#) consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios.



Fig. 3-2. 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 que 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 ANSI/AISC 341-10 contemplan un caso particular: los pórticos con vigas reticuladas (ver Figura 3.3). 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. El segmento especial puede ser de dos tipos: (i) reticulado o (ii) tipo Vierendeel. En la Figura 3-4 se muestra la imagen de un caso real.

El mecanismo de deformación plástica se indica esquemáticamente en la Figura 3-5 para los dos tipos de segmentos especiales descritos previamente ([Basha y Goel, 1994](#), [Goel et al., 1998](#), [Chao y Goel, 2006](#)). 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, para el caso particular de la Figura 3-3(a). Las partes restantes de la viga y las columnas se diseñan para permanecer en rango elástico.

De acuerdo a las especificaciones [ANSI/AISC 341-10](#), 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

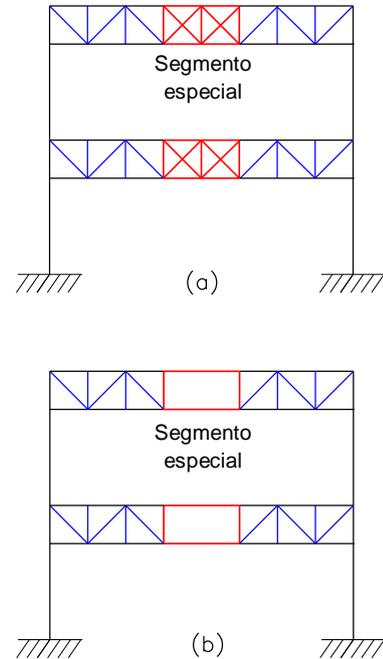


Fig. 3-3. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas, (a) segmento especial con reticulado en X, y (b) segmento con panel Vierendeel.



Fig. 3-4. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas, que incluyen 2 segmentos con panel Vierendeel ([Chao y Goel, 2006](#)).

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%.

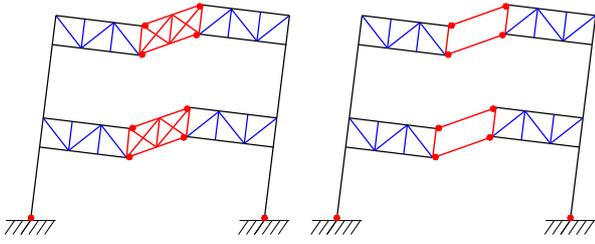


Fig. 3-5. Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de pórticos no arriostrado con viga reticulada.

3.1.2 Pórticos arriostrados concéntricamente

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura, construcciones industriales, soportes de equipos, etc. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada, con triangulaciones (ver Figura 3-6). La denominación de pórticos arriostrados concéntricamente se debe a que las conexiones de las riostras se diseñan de modo tal de evitar (o reducir al mínimo posible) las excentricidades, por lo que los ejes de las barras que llegan al nudo deben cortarse en un punto. Esta es una condición de diseño usual en cualquier estructura reticulada para evitar que se generen esfuerzos de flexión y corte en las barras que la componen. En la fotografía de la Figura 3-7 se han marcado con líneas de trazos los ejes baricéntricos de las barras para mostrar que la conexión es concéntrica.



Fig. 3-6. Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.

Las riostras se pueden disponer según diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la Figura 3-8. La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de conside-

raciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos. Este aspecto se discute con más detalle en el Capítulo 5.



Fig. 3-7. Detalle del nudo de un pórtico arriostrado con una conexión concéntrica (sin excentricidad).

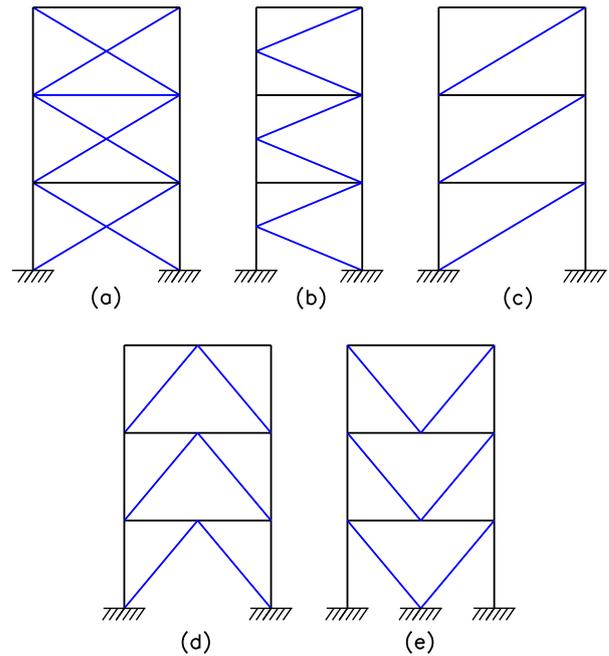


Fig. 3-8. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. En términos simples el pórtico arriostrado se comporta como una viga reticulada en voladizo. Las columnas actúan como cordones del reticulado, resistiendo principalmente el momento de vuelco originado por las cargas laterales. Las vigas y riostras funcionan como el “alma” de la viga y resisten las fuerzas de corte horizontal. Este tipo estructural se

caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos. Es por ello que hoy representan una solución muy empleada para todo tipo de construcciones, incluidos los edificios en altura. En general, se consideran como una solución eficiente en edificios de hasta 30 pisos de altura (Taranath, 1998).

El tipo de conexiones entre vigas, columnas y riostras influye en las solicitaciones internas de la estructura. Si las conexiones son concéntricas y articuladas (no transmiten momento flector), las barras del pórtico arriostrado soportan exclusivamente esfuerzos axiales. Si por el contrario, las conexiones son rígidas, se inducen además, momentos flectores y esfuerzos de corte. Esta situación se ilustra en la Figura 3-9, en la cual se presentan los resultados de un ejemplo en el que se analizan las solicitaciones internas dos pórticos, uno con articulaciones (caso de la izquierda) y el otro con conexiones rígidas (caso de la derecha). Los diagramas de carga axial, Figura 3-9(a) son muy similares en ambos casos y prácticamente no se observan diferencias en los gráficos, si bien el análisis de los valores numéricos indica que las cargas axiales en pórtico con articulaciones son un 1 a 2% mayores que en el pórtico con conexiones rígidas. Los diagramas de momentos flectores, Figura 3-9(b) muestran diferencias más significativas, dado que en el pórtico con conexiones rígidas se inducen esfuerzos de flexión que no son despreciables y deben considerarse en el diseño. No obstante ello, estos momentos son significativamente menores que en el caso de un pórtico no arriostrado de similares características. De modo que en todos los casos, los esfuerzos que controlan el diseño de los pórticos arriostrados son las cargas axiales de compresión y tracción.

Desde el punto de vista arquitectónico, los pórticos no arriostrados pueden considerarse como menos invasivos, debido a que otorgan mayor libertad al diseñador en la distribución de espacios. La disposición de las riostras, ya sea en las fachadas o en pórticos interiores puede dificultar la ubicación de aberturas o dificultar las circulaciones. 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 los ejemplos de la Figura 3-10.

Los arriostramientos concéntricos de acero presentan ventajas significativas, desde el punto de vista estructural y constructivo, para la rehabilitación sísmica de estructuras, por lo cual se han empleado extensivamente para tal fin (ver Figura 3.11). Esta alternativa de rehabilitación 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, particularmente en los casos en los que los pórticos arriostrados se disponen en la periferia de la construcción. Otra solución interesante es colocar solamente riostras de acero para rehabilitar estructuras

aporticadas existentes (de acero u hormigón armado), tal como se muestra en la Figura 3-12.

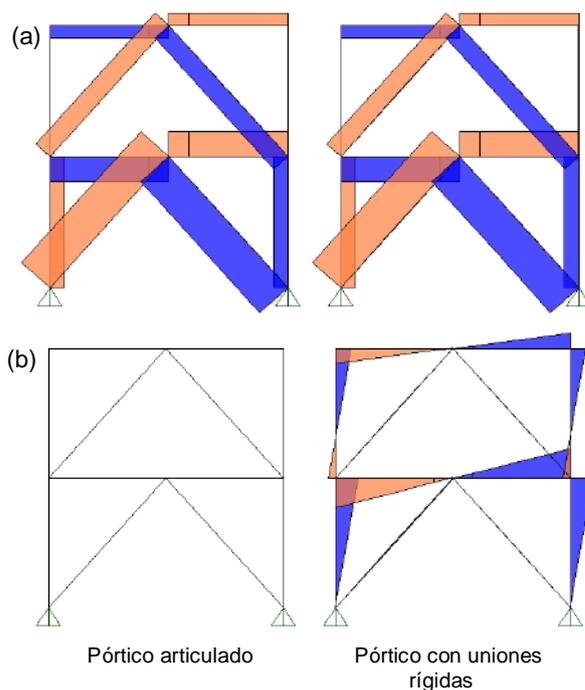


Fig. 3-9. Solicitaciones de (a) carga axial y (b) momentos flectores en un pórtico arriostrado con articulaciones o conexiones rígidas.



Fig. 3-10. Edificio "Hearst Tower", en New York y Tokyo Sky Tree.

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricos: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño para el que se diseñarán. Como se indicó anteriormente, en los pórticos especiales se utiliza un factor de respuesta R mayor, con lo cual se reduce el corte basal de diseño, si bien los requerimientos y detalles son más estrictos que en el caso de los pórticos ordinarios

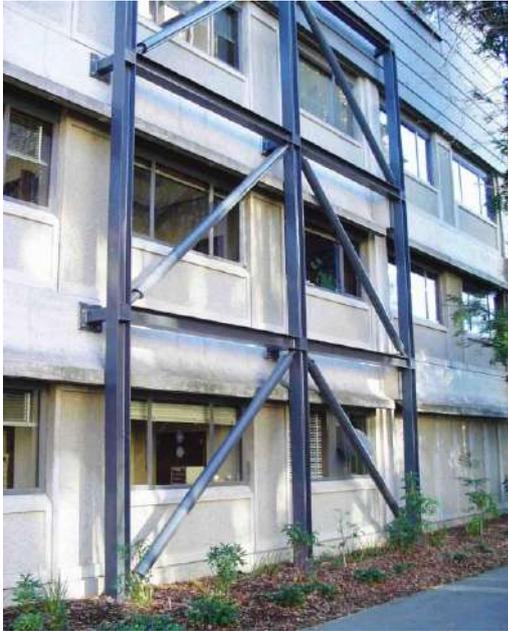


Fig. 3-11. Vista de un pórtico arriostrado de acero utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de hormigón armado.



Fig. 3-12. Ejemplo de rehabilitación mediante el agregado de riostras de acero a una estructura de hormigón armado.

3.1.3 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 Estados 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 3-13) donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas, llamadas enlaces (en inglés, *link*) se diseñan especialmente para disipar energía en forma estable, mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico.

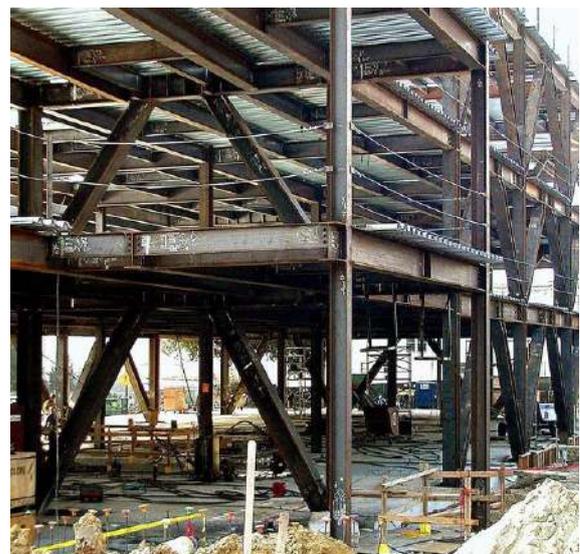


Fig. 3-13. Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley).

La Figura 3-14 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.

La Figura 3-14(a) muestra un pórtico arriostrado con enlace interior, esto es en la parte central de la viga, mientras que las Figura 3-14(b) y (c) representan configuraciones con enlace exterior, en las que el enlace está en los extremos de la viga. En estos dos últimos casos la conexión viga-columna se encuentra ubicada en la zona dúctil, donde se generan sollicitaciones elevadas de flexión y corte. Es por ello que la conexión debe diseñarse con requerimientos similares a los aplicados en el caso de conexiones en pórticos no arriostrados dúctiles.

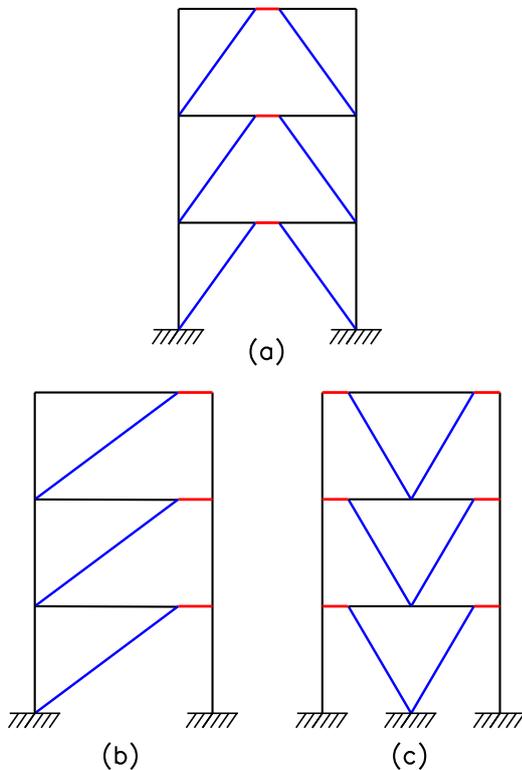


Fig. 3-14. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

Los pórticos arriostrados con conexiones excéntricas constituyen un buen ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, procedimiento que permite al diseñador definir un mecanismo de deformación plástica (fluencia por flexión y/o corte en el enlace) y evitar así los modos de falla no deseados (pandeo de las riostras y columnas). Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismorresistente 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 3-15, para el caso de una estructura simple de dos pisos, con el enlace en la parte central de la viga. 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. La relación entre el momento flector y el corte inducidos en el enlace puede modificarse si se varía la longitud del mismo. De esta forma el diseñador puede controlar el comportamiento del enlace, para que éste fluya por corte o por flexión, siendo el primer mecanismo de fluencia el más conveniente.

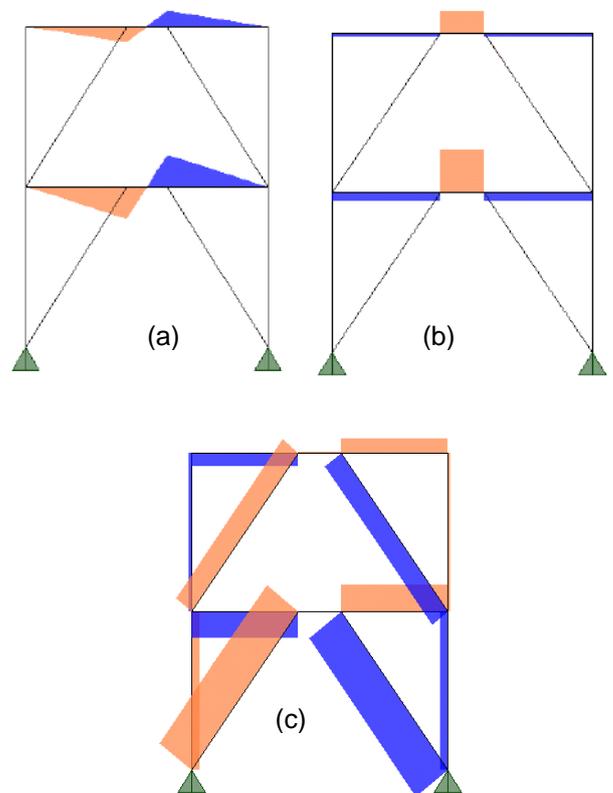


Fig. 3-15. Diagramas de sollicitaciones por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales.

El enlace debe diseñarse y detallarse en forma adecuada para asegurar una respuesta dúctil y estable, para lo cual es importante controlar los problemas de inestabilidad por pandeo local. Los ensayos de laboratorio muestra que esto puede lograrse mediante el uso rigidizadores verticales dispuestos en el alma del perfil, los que no incrementan la resistencia a corte del alma, dado que el área es la misma. La Figura 3-16 muestra el detalle típico de un enlace, donde se observan los rigidizadores de extremo de enlace y otros intermedios.



Fig. 3-16. Detalle del enlace en un pórtico con arriostramientos excéntricos

3.1.4 Sistemas de columnas en voladizo

Las columnas en voladizo (*cantilever columns*) constituyen un sistema estructural simple, en el cual el comportamiento de las columnas está controlado por la flexión originada por las acciones laterales, tales como viento o sismo. En la Figura 3.17 se muestra el esquema de una columna en voladizo y se representan los diagramas de solicitaciones típicos. El diagrama de momentos flectores presenta su valor máximo en la base, donde la columna se empotra en la fundación o en otro elemento estructural. Este sistema se emplea en construcciones industriales, soportes de equipos o tanques, estanterías para mercaderías, pilas de puentes, etc. En la Figura 3.18 se presenta algunos ejemplos de construcciones que incorporan este sistema estructural.

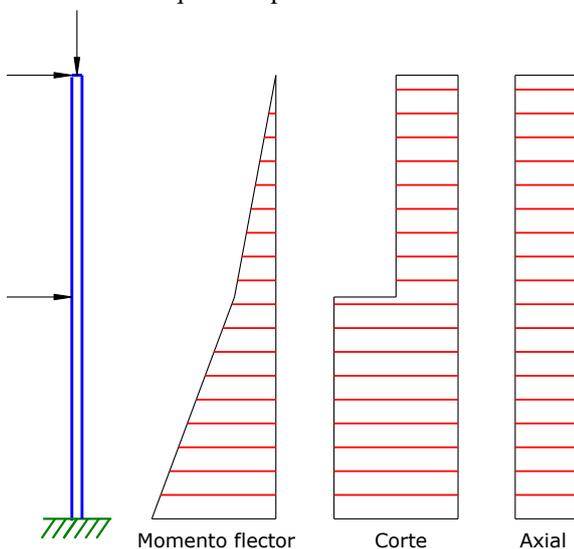


Fig. 3.17. Esquema de una columna en voladizo y diagramas de solicitaciones.

Las especificaciones ANSI/AISC 341-10 consideran dos casos para las columnas en voladizo, esto es ordinarias o especiales, según el nivel de desempeño esperado. Las primeras se diseñan considerando que presentan una capacidad de deformación inelástica mínima como resultado de la fluencia por flexión, mientras que en las columnas especiales dicha capaci-

dad es limitada. En ambos casos se especifica que las columnas deben diseñarse a partir de las combinaciones de carga amplificadas y que la carga requerida en la columna no puede exceder el 15% de la resistencia disponible.

En las columnas especiales se especifican ciertos requerimientos adicionales para alcanzar una respuesta con ductilidad limitada. Es así que se requiere que las columnas cumplan con los criterios de miembros de alta ductilidad y dispongan de arriostramientos para satisfacer las condiciones de vigas clasificadas como miembros de ductilidad moderada (para más detalle consultar la Sección D1 de ANSI/AISC 341-10). Además se requiere que la base de las columnas, a lo largo de una longitud de dos veces la altura de la sección, se considere como zonas protegidas y las soldaduras de empalmes y de la conexión base-columna cumplan los requerimientos de soldaduras de demanda crítica (ver Sección 3.5 REQUERIMIENTOS GENERALES PARA SISTEMAS SISMORRESISTENTES de este texto).



Fig. 3-18. Ejemplos del sistema estructural columnas en voladizo.

3.1.5 Pórticos con riostras de pandeo restringido

Las riostras de pandeo restringido son disipadores energía por fluencia del acero, incorporados en la misma riostra. Estos dispositivos fueron desarrolladas originalmente en Japón ([Watanabe et al., 1988](#); [Wada y Nakashima, 2004](#)) y han sido aplicadas como una conveniente solución estructural, ver Figuras 3-19 y 3-20, 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 las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 incluyen estos dispositivos como sistema estructural: los pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF, *buckling-restrained braced frames*).



Fig. 3-19. Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido.



Fig. 3-20. Vista de una riostra de pandeo restringido utilizada en nuevo edificio de la Universidad de California, Berkeley (Cortesía de EERC, University of California, Berkeley).

Las riostras de pandeo restringido están formadas por una barra o núcleo de acero recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior, el que se rellena con mortero de cemento (*grout*), como se ilustra en la Figura 3-21. De esta forma, se logra que el núcleo de acero fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero de relleno evitan el 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.

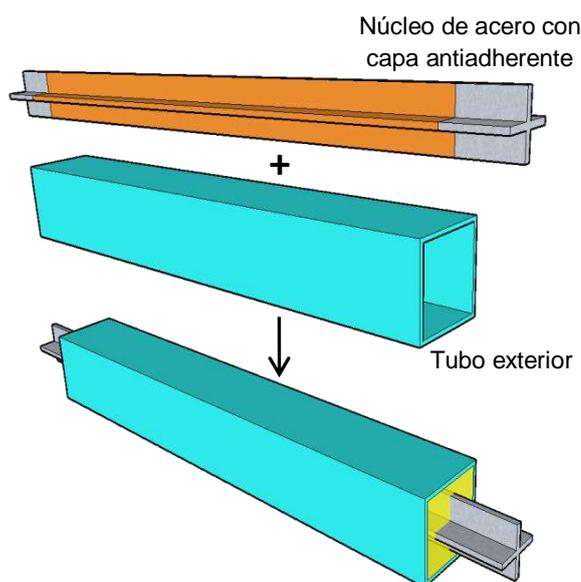


Fig. 3-21. Detalle de una riostra de pandeo restringido, formada por un núcleo de acero de acero recubierto con una capa deslizante dentro de un tubo exterior relleno con mortero de cemento.

3.1.6 Muros de corte con placas de acero

Los muros de corte con placas de acero (SPSW, por las siglas en inglés de *steel plate shear walls*) son estructuras formadas por placas esbeltas (alma del muro) conectadas a componentes de borde horizontal (HBE) y vertical (VBE), ver Figura 3-22. En el caso de existir aberturas, éstas deben disponer de elementos intermedios de borde que rodeen totalmente su perímetro.

Las placas de acero se diseñan para fluir y pandear bajo la acción sísmica y constituyen así el principal mecanismo 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 del AISC. En la Figura 3-23 se muestra un ejemplo de este sistema estructural en un

edificio en construcción.

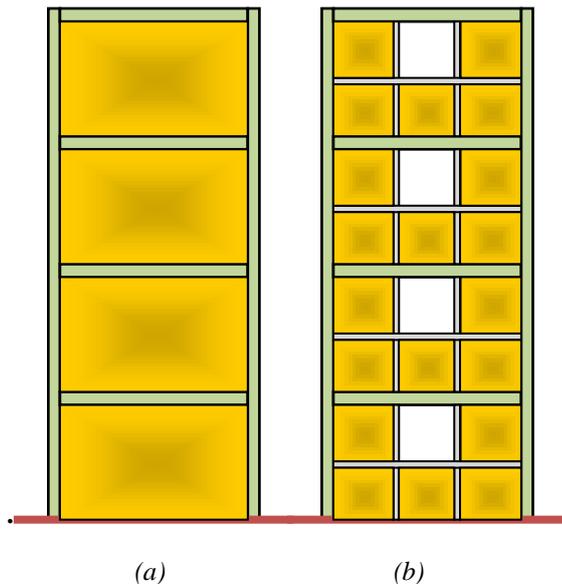


Fig. 3-22. Esquema de muros de corte con placas de acero (a) sin aberturas y (b) con aberturas.



Fig. 3-23. Ejemplo de muros de corte con placas de acero en un edificio en construcción.

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 [ANSI/AISC 341-10](#). 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 pues permite 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 que se recomienda el uso de placas sin rigidizar ([Sabelli y Bruneau, 2006](#)).

La publicación [Steel Design Guide 20-Steel Plate Shear Walls](#) ([Sabelli y Bruneau, 2006](#)) presenta una detallada descripción sobre el diseño de estas estructuras, con numerosos ejemplos de aplicación en USA, Japón, Canadá y México.

3.2 OTROS TIPOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

3.2.1 Sistemas duales

En las secciones previas se describieron los tipos estructurales más usuales, cada uno de los cuales presentan características distintitas con respecto a los otros, en lo que se refiere al mecanismo de resistencia, rigidez lateral, capacidad de disipar energía, etc. Así por ejemplo, resulta obvio que un pórtico no arriostrado es un tipo estructural diferente a un muro de corte con placas de acero. Estos tipos estructurales, además, están explícitamente considerados como tales en el reglamento [ANSI/AISC 341-10](#). Sin embargo, es usual por distintas razones (estructurales, arquitectónicas, constructivas, etc.) disponer en un mismo sistema una combinación de tipos estructurales simples, para formar lo que, en general, se denominan sistemas duales.

El caso más usual de sistemas duales para edificios es la combinación de dos tipos estructurales simple. Así por ejemplo, la Figura 3-24 muestra la planta tipo de un edificio donde se combinan dos tipos estructurales. En la dirección X, el sistema resistente está formado íntegramente por pórticos no arriostrados, mientras que en la dirección Y el sistema es dual. Los planos estructurales A y E son pórticos arriostrados concéntricamente, los planos B y D son pórticos no arriostrados y el plano C representa una combinación de ambos (dado que solo un vano del pórtico está arriostrado). Las tablas 2-1 y 2-2 reproducen los valores de los factores R , Ω_o y C_d indicados por el reglamento [ASCE/SEI 7-10](#), en la cual se incluyen los casos típicos de sistemas duales. El diseño de los componentes del sistema se realiza con los requerimientos reglamentarios correspondientes a cada tipo estructural.

Se describen en las próximas secciones algunos

ejemplos de sistemas duales que presentan interés por su aplicación, principalmente, como estructura resistente de edificios.

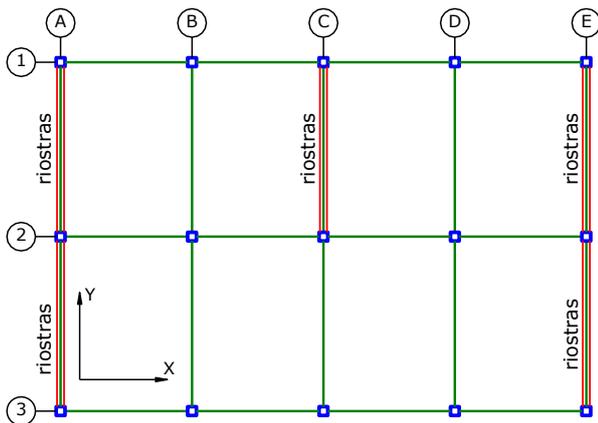


Fig. 3-24. Planta de un edificio con sistemas duales, con la combinación de pórticos no arriostrados y arriostrados.

3.2.2 Pórticos a momento con riostras de esquina

Los pórticos a momento con riostras de esquina o con tornapuntas (en inglés, *knee-braced moment frames, KBMF*) son pórticos con riostras que vinculan parcialmente las vigas con las columnas, como se muestra en la Figura 3-25. La presencia de la riostra origina que la rigidez lateral del pórtico se incremente (porque disminuye la longitud de las vigas y columnas) y modifica los diagramas de solicitaciones (ver Figura 3-26). En general, la comparación de resultados indica que los valores máximos de los momentos flectores en vigas y columnas del pórtico con riostras de esquina disminuyen en comparación con los del pórtico no arriostrado. Por el contrario, los valores de los esfuerzos axiales y de corte aumentan, particularmente en los tramos extremos de vigas y columnas donde se produce el arriostamiento. Es importante destacar, que el momento flector en los extremos de las vigas, donde se realiza la conexión viga-columna, son reducidos, lo que simplifica el diseño de dicha conexión.

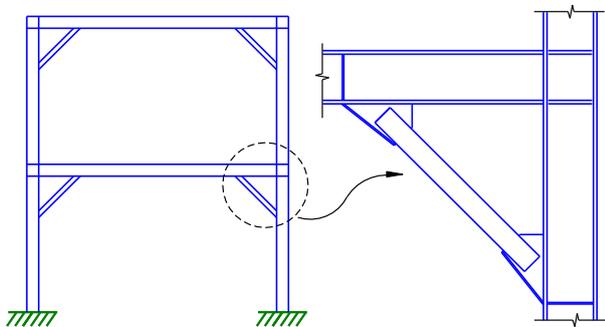


Fig. 3-25. Configuración general de un pórtico con riostras de esquina y detalle de la conexión de la riostra.

Estas estructuras pueden desarrollar una respuesta dúctil a partir de la formación de un mecanismo de deformación plástica que implica la formación de rótulos

en las vigas y la fluencia por tracción y el pandeo en las riostras de esquina (Leelataviwat et al. 2011). La Figura 3-27 representa esquemáticamente este mecanismo.

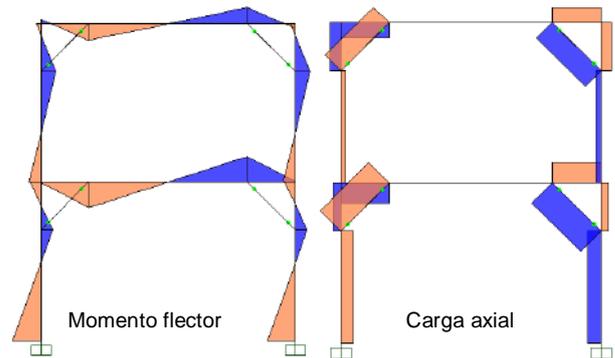


Fig. 3-26. Diagramas de solicitaciones correspondientes a un pórtico con riostras de esquina bajo carga lateral.

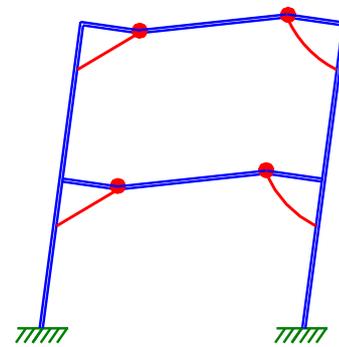


Fig. 3-27. Mecanismo de deformación plástica de un pórtico con riostras de esquina.

3.2.3 Pórticos arriostrados con enlace de esquina

En la década de 1990, Balentra et. Al (1991 y 1994) propusieron y desarrollaron un nuevo sistema estructural consistente en un pórtico arriostrado, en el que uno de los extremos de la riostra no se conecta directamente al nudo del pórtico, sino que se emplea una viga en esquina. En la Figura 3-28 se representan dos ejemplos de este tipo de estructuras, con riostras dispuestas en X y en V. Posteriormente, otros investigadores han continuado con el estudio de estas estructuras, si bien su uso no se ha difundido en las aplicaciones prácticas.

La viga en esquina funciona como un enlace dúctil, que permite la disipación de energía por fluencia, bajo la acción de los elevados esfuerzos de flexión y corte que allí se generan. Al igual que en el caso de pórticos arriostrados excéntricos, los resultados experimentales y analíticos indican que es más conveniente diseñar la viga de esquina para que fluya por corte, lo que implica utilizar vigas relativamente cortas, para reducir los momentos flectores. Finalmente, es importante mencionar que las conexiones de la viga de esquina deben diseñarse adecuadamente para resistir los momentos flectores que se originan en los extremos. Esta

conexión en ángulo representa una de las mayores complicaciones de este sistema estructural.

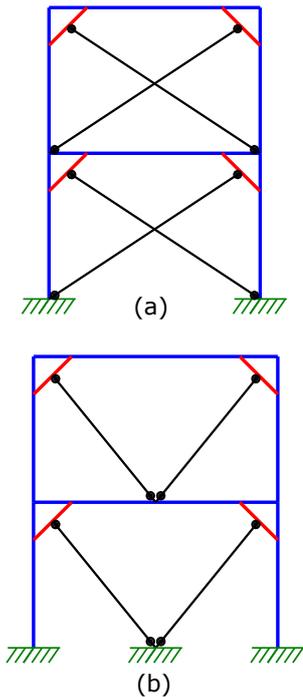


Fig. 3-28. Mecanismo de deformación plástica de un pórtico con riostras de esquina.

3.2.4 Pórticos arriostrados con estabilizadores

Los pórticos arriostrados concéntricos, por su elevada rigidez lateral, representan una solución estructural que ha sido ampliamente utilizada en edificios de altura. En el caso de pórticos con muchos pisos y vanos, se puede optimizar el diseño estructural mediante configuraciones especiales de riostras que permiten formar “estabilizadores” o brazos laterales (en inglés, *outriggers*), ver Figura 3-29. Los estabilizadores son vigas reticuladas cuya altura se corresponde con uno o dos pisos del edificio, para tener la adecuada rigidez y resistencia. Esta disposición permite concentrar los arriostramientos en una zona del edificio (usualmente en el núcleo de circulaciones ubicado en la parte central) y vincular las columnas intermedias y periféricas para que también participen del sistema resistente. Los estabilizadores pueden colocarse en el nivel superior o bien en distintos niveles, dependiendo de la cantidad de pisos y de las características estructurales del edificio. Este sistema se ha utilizado, principalmente, para edificios ubicados en zonas de baja o moderada sismicidad, donde el diseño es controlado por la acción del viento.

Para explicar el comportamiento estructural se muestra en la Figura 3-30 un caso simple de un pórtico arriostrado de 12 niveles con brazos laterales o estabilizadores en la parte superior. Cuando la estructura se deforma por la acción de cargas laterales de viento o sismo, los brazos superiores inducen cargas axiales en las columnas periféricas. Estas columnas, no solo contribuyen a resistir las cargas gravitatorias, sino que

también generan un momento estabilizante que resiste parte del momento de vuelco inducido por las acciones laterales. La comparación de la deformada del pórtico con y sin estabilizadores, Figura 3-30, indica que se logra una importante reducción de los desplazamientos laterales, que en este ejemplo alcanza a un 52%.

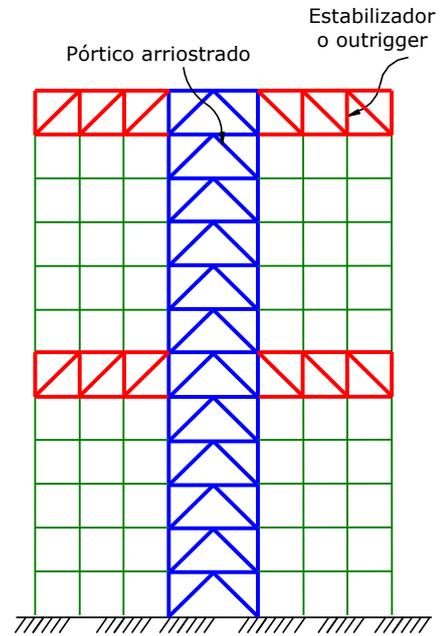


Fig. 3-29. Ejemplo de un pórtico arriostrado de 12 pisos, con dos niveles de estabilizadores.

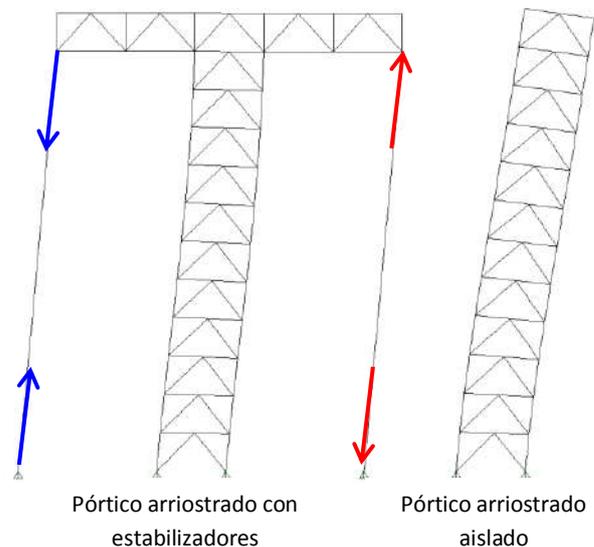


Fig. 3-30. Comparación de la deformada por carga lateral de un pórtico arriostrado de 10 pisos, con y sin estabilizadores en el nivel superior.

El trabajo conjunto entre el núcleo arriostrado y las columnas adyacentes contribuye también a una mejor distribución de las solicitaciones. Es por ello que los esfuerzos en el pórtico arriostrado disminuyen por el efecto estabilizante de los brazos. La Figura 3-31 permite comparar los esfuerzos axiales que induce la carga lateral para el mismo ejemplo presentado previamente.

Se observa que las solicitaciones disminuyen (un 60% en las columnas del primer piso) si se comparan con los esfuerzos que tendría el pórtico arriostrado trabajando en forma aislada. Es importante observar también el cambio de signos en la carga axial que se produce en los niveles superiores, dado que el pórtico arriostrado se comporta globalmente como una columna flexionada con doble curvatura (lo que se aprecia claramente en la deformada, Figura 3-30).

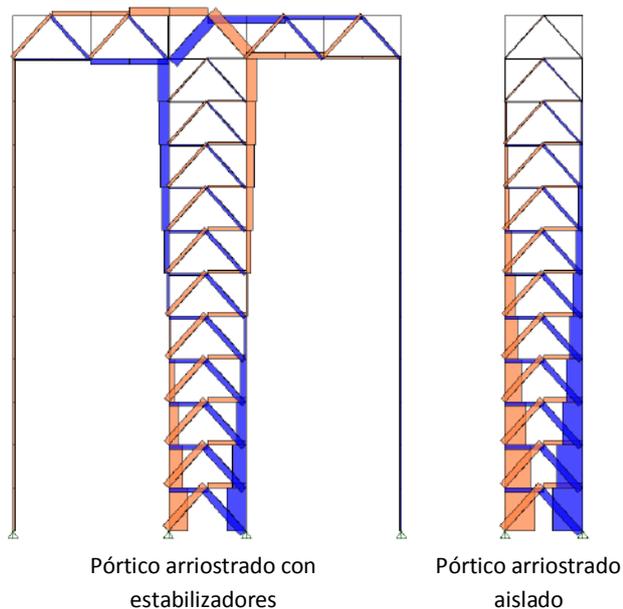


Fig. 3-31. Comparación los diagramas de cargas axiales por carga lateral en un pórtico arriostrado de 10 pisos, con y sin estabilizadores en el nivel superior.

Este sistema presenta amplias posibilidades en cuanto a la configuración geométrica de las riostras, ubicación de las mismas (en la zona central o en los laterales), número de brazos estabilizadores y niveles donde se ubican, etc. El concepto de brazos estabilizadores vinculados a columnas que trabajan en tracción y compresión puede utilizarse también en combinación muros de corte con placas de acero (o también con muros de hormigón armado)

En los ejemplos previos se presentó el concepto de pórticos arriostrados con estabilizadores considerando estructuras planas. Sin embargo, cuando este sistema estructural se aplica en edificios, el núcleo arriostrado (usualmente dispuesto en la parte central del edificio) se conecta a todas las columnas de la periferia mediante un emparrillado espacial formado por los estabilizadores o brazos laterales junto con una viga reticulada de anillo (en inglés, *ring beam* o *belt beam*). La Figura 3-32 muestra un ejemplo simple, donde se disponen de un solo nivel con estabilizadores y viga de anillo, en la parte superior del edificio (no se muestran en esa figura las vigas y columnas interiores por simplicidad del gráfico). Como ejemplo de una construcción real, se presenta en la Figura 3-33 una imagen del edificio *First Wisconsin Center*, el que tiene 42 pisos de altura

y cuenta con sistema estructural similar al descrito. Se observa en la imagen las vigas de anillo, dispuestas en los niveles 15 y 42, mientras que el núcleo central y los estabilizadores han quedado ocultos por las fachadas.

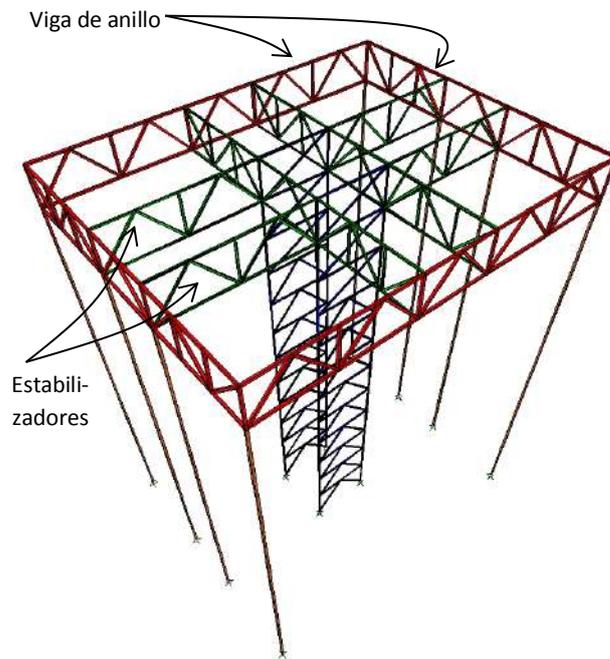


Fig. 3-32. Estructura con núcleo central con brazos laterales y viga de anillo para conectar con las columnas periféricas.



Fig. 3-33. Vista del edificio *First Wisconsin Center*, en Milwaukee, USA.

3.2.5 Sistema estructural de reticulados escalonados

El sistema de reticulados escalonados (en inglés, *staggered truss system*) se desarrolló en el MIT, Estados Unidos, en la década de 1960, como solución estructural para edificios de mediana altura, de planta rectangu-

lar, destinados a viviendas, hoteles u oficinas. Este sistema consiste en una serie de vigas reticuladas, dispuestas todas en la misma dirección (usualmente, en la dirección más corta de la planta del edificio) las que se van escalonando o alternando en la dirección vertical, ver Figura 3-34. Las losas de los entresijos y cubierta apoyan en los cordones superior e inferior de estas vigas, que tienen una altura definida por la altura de cada piso (usualmente entre 2.5 y 3.0 m). Las vigas presentan normalmente en la parte central uno o dos tramos tipo Vierendeel (sin diagonales) para generar el espacio necesario para un pasillo o corredor destinado a la circulación en cada nivel. En la Figura 3-34(b) se muestra el caso de la viga reticulada con un tramo Vierendeel en el centro.

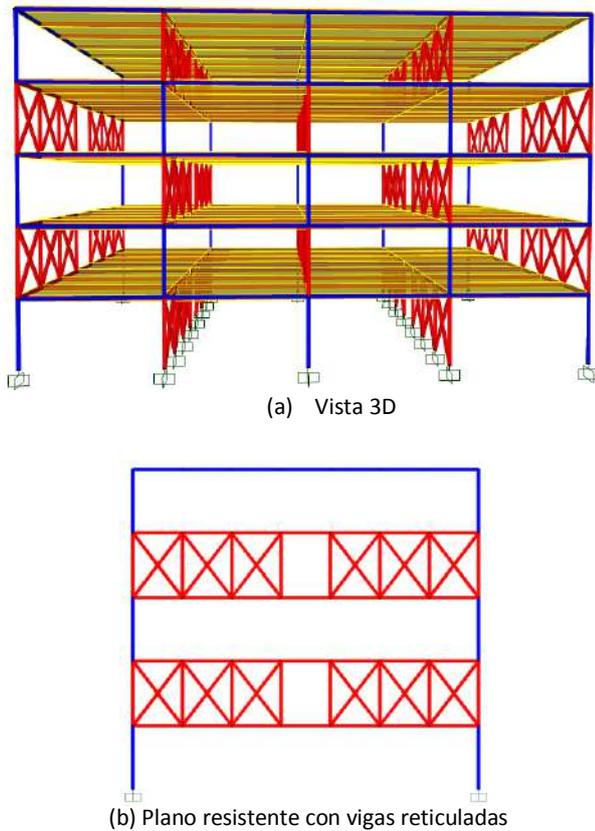


Fig. 3-34. Ejemplo de la estructura de un edificio con reticulados escalonados.

Las vigas reticuladas cumplen una doble función. En primer lugar sirven para soportar las losas de los entresijos y cubierta. El apoyo de las losas se da en forma alternada en el cordón superior e inferior de las vigas, como se observa en el corte de la Figura 3-35. Además, estas vigas contribuyen significativamente a resistir las acciones laterales por viento o sismo, pero como los planos resistentes no son pórticos arriostrados continuos en la altura, ver Figura 3-34(b), la transferencia de las cargas se realiza a través de las losas de hormigón (acción de diafragma). Para explicar este mecanismo de transferencia, en la Figura 3-36 se muestra como las acciones laterales actuantes en los niveles

4 y 5 se son resistidas por tres de las vigas reticuladas (actuando como pórticos arriostrados) que se apoyan en la losa del piso 3, la cual transfiere la carga a las vigas del nivel inferior (acción de diafragma), aun cuando las mismas se encuentran en otro plano estructural. Es importante aclarar que este mecanismo de transferencia de cargas laterales requiere que se empleen losas de hormigón para asegurar la adecuada rigidez y resistencia del diafragma. Para las losas pueden emplearse distintas soluciones, tales como losas compuestas con chapa colaborante (*steel deck*), losas macizas hormigonadas *in situ*, losas premoldeadas y pretensadas, etc. En todos los casos debe diseñarse un detalle adecuado para la conexión de la losa con la estructura de acero. Un detalle que requiere de particular atención es el correspondiente al apoyo de la losa en el cordón inferior de la viga reticulada, donde las placas de conexión y/o los montantes y diagonales deben atravesar la losa de hormigón.

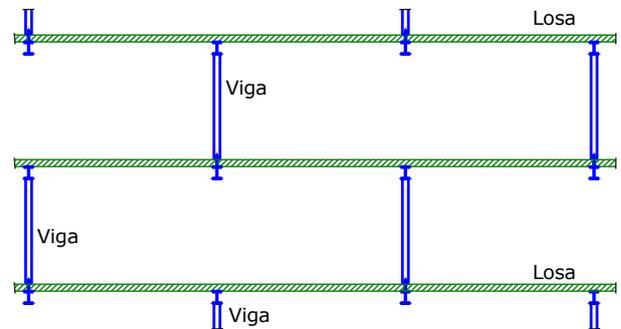


Fig. 3-35. Corte del edificio en la dirección perpendicular a las vigas reticuladas.

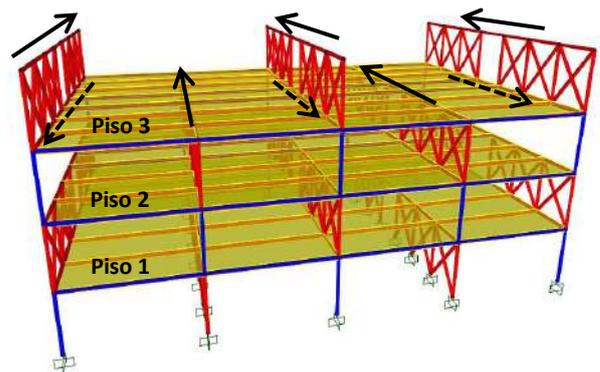


Fig. 3-36. Mecanismo de transferencia de carga lateral de un piso a otro a través de las losas.

Una de las principales ventajas del sistema es que permite cubrir luces relativamente grandes sin columnas interiores, con lo cual se logra una gran flexibilidad para el proyecto arquitectónico. Adicionalmente, el proceso constructivo es muy ágil y se pueden reducir significativamente los tiempos de ejecución, dado que el montaje de la estructuras de acero es rápido y se pueden construir las losas de mientras se avanza con la construcción en otros niveles o se completan los ce-

ramientos e instalaciones. Las fundaciones del edificio también se simplifican porque el número de columnas es reducido.

Este sistema estructural fue desarrollado originalmente para construcciones ubicadas en zonas de mediana o baja sismicidad, lo que no implica que pueda emplearse en construcciones sismorresistentes. En este caso debe evaluarse adecuadamente el factor de modificación de respuesta R a considerar en el diseño, dado que este tipo estructural no se encuentra explícitamente incluido en los reglamentos. De modo que debería realizarse un análisis más refinado, por ejemplo, mediante análisis dinámico no-lineal. Para mayores detalles sobre el diseño de este tipo de estructuras puede consultarse la publicación *Steel Design Guide 14: Staggered Truss Framing Systems* (Wexler y Lin, 2001), donde se incluye un capítulo sobre diseño sismorresistente.

3.3 ESTRUCTURAS CON MIEMBROS COM- PUESTOS

Las estructuras compuestas de acero y hormigón se han utilizado desde hace más de 120 años, particularmente para edificios y puentes. Las primeras aplicaciones se realizaron con miembros de acero embebidos en hormigón, con el objetivo principal de proveer protección contra el fuego y luego, a medida que se difundió el sistema, se aprovecharon las ventajas estructurales del mismo. La lista de ejemplos es muy amplia, por lo que se mencionan solo uno pocos casos (en la bibliografía sobre el tema y en internet pueden encontrarse muchas aplicaciones más). El *Empire State Building*, ver Figura 3-37, construido en New York a principios de la década de 1930, tiene una estructura de acero aporticada embebida en hormigón. La acción compuesta no fue considerada en este caso para la determinación de la capacidad sismorresistente, si bien la rigidez lateral se duplicó a los efectos de verificar los desplazamientos de la estructura.

Otro ejemplo interesante es la *Millennium Tower*, en Austria, un edificio de 51 pisos para uso comercial y residencial (Huber, 2001), Figura 3-38. En este edificio se requería un plazo de ejecución muy reducido por lo que se adoptó un sistema estructural formado por un núcleo central de hormigón armado convencional en combinación con pórticos formados por miembros compuestos, como se muestra en la planta de la Figura 3-39. La estructura aporticada tiene columnas circulares embebidas y vigas de reducido espesor formadas por perfiles T embebidos en la losa de hormigón. El sistema constructivo adoptado, conjuntamente con una eficiente organización de las tareas, permitió construir, en promedio, 2.5 pisos del edificio por semana.

En el caso de edificios de altura, una solución muy conveniente desde el punto de vista estructural y constructivo ha sido el uso de “super-columnas” compuestas. Éstas son columnas de gran tamaño, usualmente

dispuestas en la periferia del edificio, que confieren a la estructura rigidez y resistencia lateral. Taranath (1998) presenta interesantes ejemplos de este tipo de construcciones, entre los cuales puede mencionarse el edificio Norwest Center (ahora Wells Fargo Center), Minneapolis, de 56 pisos, en el que se emplearon columnas de acero tipo cajón rellenas con hormigón de alta resistencia (70 MPa), Figura 3-40. En el momento de la construcción se estimó que el sistema estructural adoptado resultó 5 a 6 veces más económico que una estructura equivalente con columnas de acero.

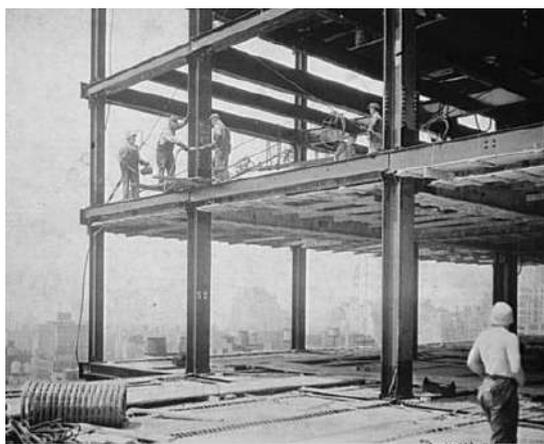


Fig. 3-37. Fotografías de la construcción del *Empire State Building*.

También se han usado super-columnas formadas por un tubo circular de acero relleno con hormigón, como en el caso del edificio *Pacific First Center*, de 44 pisos. La estructura principal está formada por 8 columnas de 2.3 m de diámetro rellenas con hormigón de 130 MPa de resistencia a compresión. Además, se usaron 16 columnas compuestas, de menor diámetro, para conformar un pórtico perimetral cuya principal función es resistir cargas gravitatorias. La Figura 3-41 presenta un esquema estructural de la planta tipo del edificio. Usualmente, las super-columnas se construyen con pernos soldados en la cara interior del tupo de acero, de modo de vincular el tubo con el hormigón de relleno, ver Figura 3-42.



Fig. 3-38. Imagen del edificio Millenium Tower, en Viena, Austria.



Fig. 3-40. Edificio Norwest Center (ahora Wells Fargo Center), Minneapolis, con super-columnas compuestas.

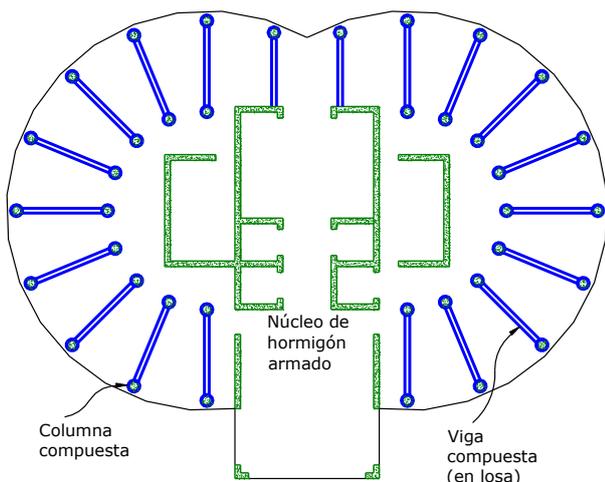


Fig. 3-39. Planta típica del edificio Millenium Tower.

En la actualidad se emplean distintos tipos estructurales para construcciones sismorresistente compuestas. Los pórticos, ya sea con o sin arrostramientos, se pueden diseñar dentro de una amplia gama de alternativas, usando para vigas, columnas y riostras los distintos tipos de secciones compuestas, descritos previamente en la Sección 1.5 **ESTRUCTURAS CON SECCIONES COMPUESTAS**. Es decir que se pueden combinar miembros compuestos rellenos, embebidos, vigas compuestas con conectores de corte, losas compuestas y eventualmente miembros de acero o de hormigón armado, según los requerimientos particulares de cada caso. Los tipos de pórticos son los mismos que se presentaron en secciones anteriores para estructuras de acero.

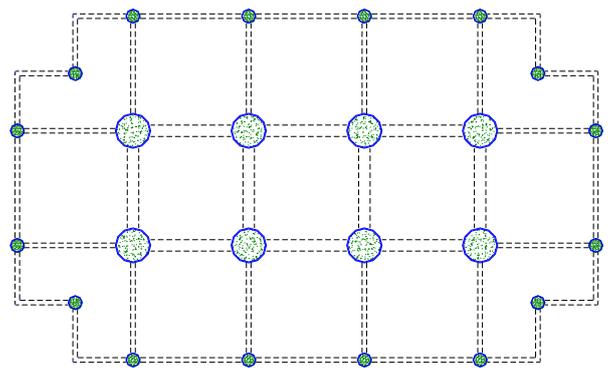


Fig. 3-41. Planta típica del edificio Pacific First Center.

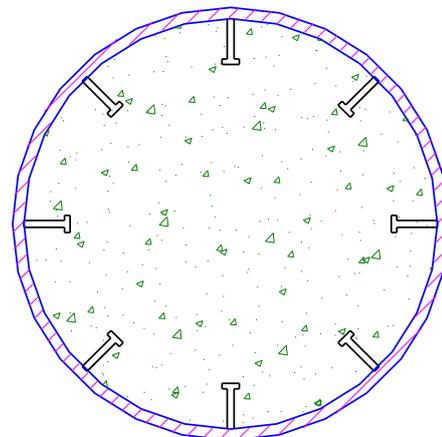


Fig. 3-42. Super-columna compuesta de sección circular de acero con pernos de vinculación.

En el caso de pórticos compuestos no arriostrados, es bastante usual combinar columnas compuestas,

embebidas o rellenas, con vigas de acero estructural. Esta solución permite diseñar pórticos cuyas columnas presentan una rigidez y resistencia elevada, mientras que las vigas (que no requieren hormigón) se montan en obra rápidamente, reduciendo los tiempos de construcción y disminuyendo el uso de encofrados y apuntalamiento.

También pueden usarse secciones compuestas para muros sismorresistente, y al igual que en el caso de los pórticos, se dispone de numerosas alternativas para el diseño según se combinen perfiles y chapas de acero con hormigón armado para formar miembros embebidos, rellenos o ambos. Los tipos de secciones más comunes para muros compuestos se describen en el [Capítulo 8](#), al presentar los requerimientos de diseño para este tipo de estructuras.

El uso de muros acoplados, ver Figura 3-43, representa una alternativa interesante en el diseño de edificios sismorresistentes. El efecto de acople que producen las vigas permite transferir fuerzas verticales entre los muros, lo que modifica el comportamiento estructural, de modo que los muros no se comportan como miembros aislados sino que trabajan en conjunto (en forma similar a un pórtico). Las principales ventajas son:

- El acoplamiento, a través de las vigas, reduce el momento flector en la base de los muros individuales, debido a que parte del momento de vuelco es resistido por las reacciones verticales.
- Se induce un mecanismo plástico más eficiente, permitiendo la disipación de energía por deformaciones inelásticas no solo en la base de los muros sino también por la formación de rótulas plásticas en las vigas de acople.
- La rigidez lateral de la estructura es mayor que la suma de las rigideces individuales de los muros aislados, lo que facilita el control de las distorsiones de piso.

Los muros acoplados, tradicionalmente, se han construido con hormigón armado. La posibilidad de incluir miembros compuestos representa una alternativa de gran interés por las ventajas que pueden lograrse.

Los muros pueden diseñarse como miembros compuestos, de acero o de hormigón armado, mientras que las vigas de acople usualmente son miembros compuestos o de acero estructural. Dentro de estas alternativas, una solución conveniente es utilizar vigas de acero para acoplar los muros, ver Figura 3-44. Estas vigas presentan ventajas constructivas y estructurales, en comparación con vigas equivalentes de hormigón armado. Los principales inconvenientes de las vigas de hormigón armado surgen de las limitaciones propias de estos miembros estructurales para resistir fuerzas de corte muy elevadas (como las que pueden inducirse en los muros acoplados). Es por ello que usualmente debe disponerse de armadura de refuerzo diagonal, lo que complica y demora el proceso constructivo.

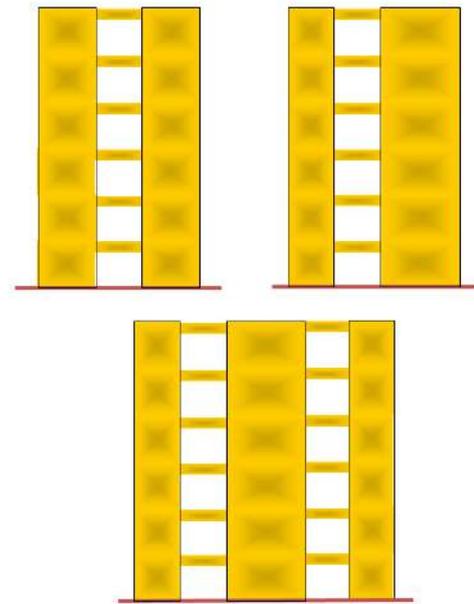


Fig. 3-43. Ejemplos de muros acoplados

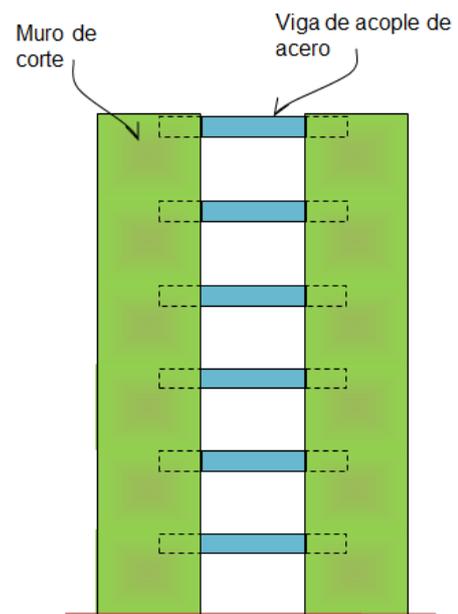


Fig. 3-44. Muros compuestos acoplados con vigas de acero.

Las vigas de acople de acero deben anclarse adecuadamente dentro de los muros para asegurar la transferencia de las fuerzas de corte y el desarrollo de la capacidad flexional de las vigas mediante la formación de rótulas plásticas. El anclaje usualmente se logra introduciendo los extremos de la viga en la sección del muro con una longitud adecuada y utilizando conectores para lograr una adecuada vinculación con el hormigón que forma parte del miembro compuesto. La Figura 3-45 muestra la imagen, tomada durante la construcción, de muros de hormigón armado acoplados con vigas de acero.



Fig. 3-45. Muros compuestos acoplados con vigas de acero (Lehmkuhl, 2002).

3.4 SISTEMAS SISMORRESISTENTES

El sistema sismorresistente (*seismic force resistant system*, SFRS) de una construcción, 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, para el caso de edificios, 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, rios-tras u otros componentes, con el objeto de transmitir las fuerzas de inercia. Estos diafragmas actúan como placas horizontales que distribuyen dichas fuerzas entre los componentes verticales, permitiendo así que se transfieran hasta el terreno de fundación.
- Fundaciones, tienen como función transferir todas las cargas al terreno sobre el que se funda la construcción. De acuerdo a las características del terreno, tipo de estructura, técnicas constructivas disponibles, etc., se usan distintos tipos de fundaciones, tales como, bases superficiales, pilotes de distinto tipo, bases corridas o continuas, etc.
- Conexiones, entre los distintos componentes que integran el sistema. El adecuado diseño y construcción de las conexiones constituyen un aspecto fundamental para garantizar la condición sismorresistente de todo el sistema. Algunas de las conexiones más usuales son: conexión viga-columna (en pórticos no arriostrados y arriostrados), conexiones de base de columna, empalmes, etc.

3.4.1 Conexiones para estructuras de acero

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-10](#) indican, en su sección D2, criterios generales para el diseño de conexiones en estructuras sismorresistentes. Estos requerimientos son:

- a) Conexiones apernadas
 - La resistencia a corte de la conexión con agujeros estándar debe calcularse como pernos tipo aplastamiento (la resistencia nominal no debe tomarse mayor que $2.4 d t F_u$, ver [ANSI/AISC 360](#)).
 - Pernos y soldadura no deben combinarse en una conexión para resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza.
 - Los agujeros para los pernos deben ser agujeros estándar o agujeros de ranura corta (en la dirección perpendicular a la carga aplicada).

- b) Conexiones soldadas

No se indican requerimientos especiales, salvo la aplicación del Capítulo J del [ANSI/AISC 360](#).

- c) Conexiones compuestas

Se indican una serie de requerimientos particulares, que por su extensión y especificidad, se describen en la próxima sección.

Estos requisitos son de carácter general; luego para los distintos tipos de estructuras se indican requisitos adicionales, particularmente en aquellas diseñadas como estructuras de ductilidad elevada.

3.4.2 Conexiones para estructuras compuestas

El diseño de las conexiones compuestas, al igual que en el caso de las conexiones de acero, representa un aspecto de fundamental importancia para lograr una solución adecuada estructuralmente y conveniente desde el punto de vista constructivo y económico. Algunas de las ventajas de este tipo de conexiones son que permite, usualmente, reducir el uso de soldadura en obra (en comparación con las conexiones de acero) y evitar o minimizar los problemas asociados al anclaje y empalme de barras de refuerzo (en comparación con los nudos de estructuras de hormigón armado).

La combinación de distintos materiales y miembros estructurales, propios de la construcción compuesta, resulta en numerosas alternativas para las conexiones, razón por la cual no se dispone de detalles estandarizados. No obstante ello, el reglamento ANSI/AISC 341-10 incluye pautas generales de diseño en la Sección D2.7. En los comentarios de dicho reglamento se indica que, en las construcciones compuestas construidas hasta la fecha, los ingenieros estructurales han diseñado las conexiones a partir de principios básicos de mecánica, condiciones de equilibrio, requerimientos existentes para estructuras de acero y hormigón armado, resultados experimentales y buen criterio.

Las fuerzas que se generan en los miembros compuestos, entre el acero estructural y el hormigón, deben transferirse mediante alguno de los siguientes mecanismos:

- Aplastamiento por contacto directo entre el acero y el hormigón.
- Conectores de corte.
- Transferencia de corte por fricción, para lo que debe asegurarse el desarrollo de fuerzas de anclaje (*clamping forces*) mediante refuerzo normal al plano de corte.
- Una combinación de los mecanismos anteriores, siempre y cuando la rigidez y capacidad de deformación propia de cada uno de ellos lo permita.

La evaluación de la resistencia por aplastamiento y corte por fricción debe realizarse de acuerdo con el reglamento ACI-318, Capítulos 10 y 11.

La adherencia entre acero estructural y hormigón no puede considerarse como un mecanismo válido de transferencia. Ello se debe a que este mecanismo no es efectivo para resistir cíclicas o dinámicas en rango inelástico y, además, la resistencia por adherencia es altamente variable, dependiendo de las condiciones de la superficie, retracción del hormigón, etc.

La resistencia nominal a corte de la zona panel de la conexión, en el caso de que esté embebida en hormigón, se determina como la suma de las resistencias nominales del acero estructural y del hormigón armado confinado.

Adicionalmente a estos criterios generales, el reglamento indica otros requerimientos que deben cumplir las conexiones compuestas. Así por ejemplo, es necesario disponer de placas laterales de apoyo (*face bearing plates*) entre las alas de la viga y a cada costado del alma, ver Figura 3-46. Estas placas no solo cumplen una función estructural, sino que sirven también como elementos de cierre, para permitir un adecuado colado del hormigón, cuando la viga se conecta con miembros compuestos embebidos o de hormigón armado.

El hormigón debe reforzarse con armaduras longitudinales y transversales, cumpliendo con los requerimientos de anclaje y longitudes de empalme necesarios para estar armaduras (según reglamento ACI-318). La función de las armaduras es resistir las tensiones de tracción y proporcionar confinamiento al hormigón en la zona de la conexión. Es importante controlar el posible deslizamiento de las barras de refuerzo en la zona del nudo, para lo cual se aplican los criterios usuales del diseño de hormigón armado (como por ejemplo, limitar el diámetro de las barras longitudinales).

La necesidad de que las conexiones dispongan de capacidad de deformación es aplicable tanto a las diseñadas para resistir cargas gravitatorias como para aquellas que forman parte del sistema sismorresistente. En el caso de conexiones diseñadas para cargas gravitatorias, si bien no forman parte del sistema sismorresistente, se requiere cierta capacidad de rotación para evitar fallas. Así por ejemplo, la Figura 3-47 muestra la conexión de una viga de acero con un muro de hormigón armado mediante una placa conectada con pernos al alma de la viga y soldada a otra placa anclada en la

cara lateral del muro. Esta conexión debe diseñarse para transferir la fuerza de corte del extremo de la viga bajo la acción de rotaciones o momentos generados por la deformación de la estructura ante la acción sísmica.

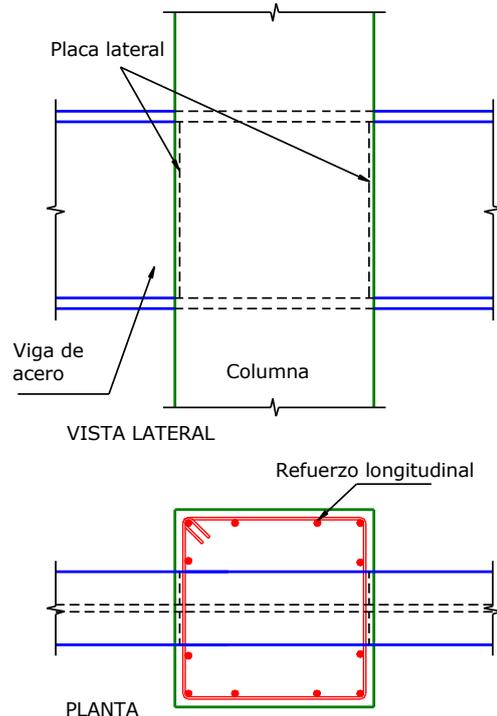


Fig. 3-46. Conexión de una columna de hormigón armado con una viga de acero que atraviesa el nudo.

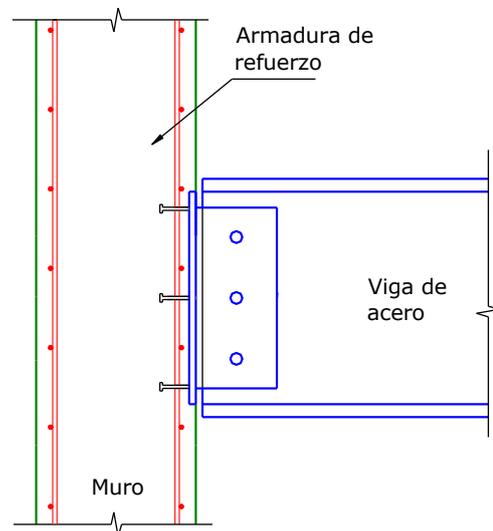


Fig. 3-47. Conexión de una viga de acero con un muro de hormigón armado.

En el Capítulo 9 se presentan los criterios y aspectos principales del diseño de estructuras compuestas sismorresistentes y se incluyen ejemplos de algunas conexiones típicas.

Los anclajes de acero, en sus distintos tipos, son elementos de aplicación usual en las conexiones compuestas. Se dispone de evidencia experimental que indica que la resistencia y rigidez de los anclajes dis-

minuye bajo la acción de cargas cíclicas, como el sismo. Esta degradación resulta particularmente seria en el caso de anclajes sometidos a la acción combinada de fuerzas de corte y tracción. Es por ello que, en forma conservativa, el reglamento ANSI/AISC 341-10 requiere una reducción del 25% de la resistencia nominal a corte y tracción en anclajes (pernos y barras soldadas) en los que se espera el desarrollo de la fluencia.

3.5 REQUERIMIENTOS GENERALES PARA SISTEMAS SISMORRESISTENTES

A los efectos de asegurar la respuesta dúctil y estable del sistema sismorresistente, las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 definen ciertos requerimientos especiales, de carácter general. Es por ello que se introducen los conceptos de zonas protegidas, soldaduras de demanda crítica y "área-k". Estos conceptos, junto con los requerimientos para arriostramientos de vigas, se explican en las secciones siguientes.

3.5.1 Zonas protegidas

Las zonas protegidas constituyen porciones limitadas de ciertos miembros o componentes del sistema sismorresistente, 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 ANSI/AISC 341-10 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, con lo cual se afecta la respuesta estructural 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 ANSI/AISC 341-10, 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, pernos y fijaciones 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.

3.5.2 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 requieren de especial cuidado, para evitar problemas como los observados luego del terremoto de Northridge en 1994, descritos en la Sección 1.4.6 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero. Al respecto pueden considerarse tres tipos de soldaduras:

- Soldaduras no-sísmicas: son aquellas que corresponden a estructuras sin requerimientos sismorresistentes o bien estructuras donde se considera un factor de comportamiento $R=3$. En este caso, el diseño se realiza de acuerdo con las especificaciones ANSI/AISC 360-10 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 341-10](#) y AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*.
- Soldaduras de demanda crítica (*demand critical welds*): 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 ANSI/AISC 341-10 identifican específicamente los casos en que 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 soldadura. Los electrodos y procedimientos constructivos deben cumplir con criterios adicionales indicados en las especificaciones.

caciones ANSI/AISC 341-10 (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*).

3.5.3 "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 que 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 3-48.

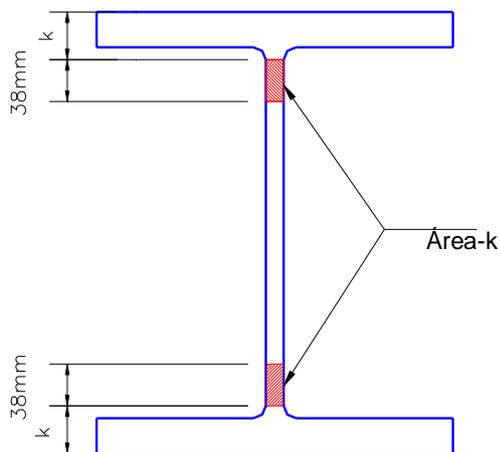


Fig. 3-48. Definición del "área-k" en perfiles laminados.

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 ANSI/AISC 341-10 se recomienda usar cortes en las esquinas de las placas y rigidizadores para evitar el contacto en las áreas-k. En la Figura 3-49 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 Capítulo J de las especificaciones ANSI/AISC 341-10, mediante ensayos con partículas magnéticas.

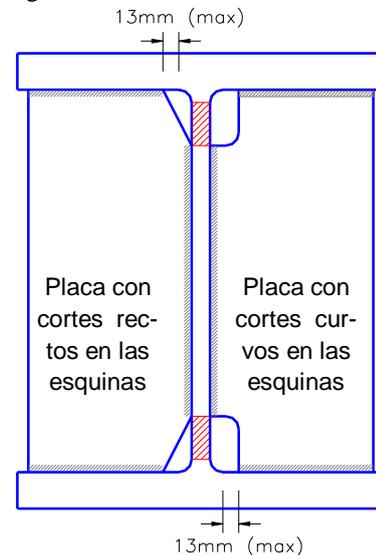


Fig. 3-49. Detalle de placas de continuidad con cortes rectos y curvos en las esquinas.

3.5.4 Arriostramientos para estabilidad de vigas

Las especificaciones requieren, para las vigas pertenecientes a distintos sistemas estructurales, que se dispongan arriostramientos para restringir la inestabilidad lateral y torsional. El arriostramiento de vigas es un tema más complicado que el de columnas, por el hecho de que el pandeo de vigas implica la combinación de esfuerzos de flexión y torsión. Es por ello que en esta sección se profundiza este tema a partir de las consideraciones indicadas por Yura (2001) y Ziemian (2010).

En primer lugar se analizarán algunos aspectos básicos del arriostramiento de columnas, los que luego se extenderán al caso de vigas. Para ello se considera una columna recta, biarticulada, de longitud $2 L_b$, con una carga de compresión P , la que presenta un arriostramiento elástico cuya rigidez es β_L . Se puede demostrar que la carga crítica, P_{cr} , de esta columna ideal depende de la rigidez del arriostramiento, según se indica en la Figura 3-50.

Para valores relativamente altos de la rigidez β_L , el arriostramiento es totalmente eficiente y la carga crítica es igual a la carga de Euler $P_e = \pi^2 EI / L_b^2$. Sin, embargo, si la rigidez β_L es menor que un cierto valor límite, el arriostramiento pierde eficiencia y la carga crítica disminuye. En el caso límite de que la rigidez tienda a cero, la carga crítica se reduce cuatro veces, dado que la longitud de pandeo aumenta al doble. Estos resultados indican que el arriostramiento debe tener una cierta rigidez, como mínimo, para ser efectivo. En el caso de

columnas reales, es decir que no son perfectamente rectilíneas, se puede demostrar que además de la rigidez es necesario que el arriostramiento tenga una resistencia adecuada. Este requerimiento de resistencia depende de la excentricidad inicial de la columna y de la relación P/P_e . La resistencia mínima del arriostramiento usualmente se expresa como un porcentaje de la carga crítica P_e . Los valores calculados indican que dicho porcentaje puede tomar valores relativamente bajos, del orden del 1 o 2%, pero puede crecer significativamente si se incrementa la excentricidad inicial de la columna o si la carga P se aproxima a la carga crítica.

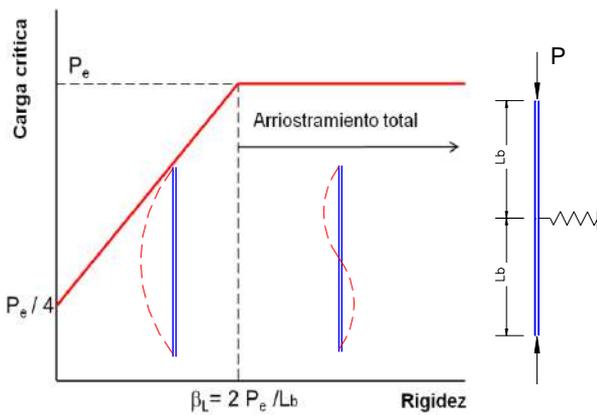


Fig. 3-50. Efecto de la rigidez del arriostramiento en la carga crítica de una columna.

Para el caso de vigas, se consideró durante mucho tiempo que las mismas son perfectamente rectas y en forma aproximada se aplicó la “regla del 2%”, por la cual se considera que el arriostramiento debe resistir una fuerza igual al 2% de la carga de compresión actuante. En la actualidad, este criterio se ha modificado y las especificaciones AISC incluyen requerimientos de rigidez y resistencia para el arriostramiento de vigas, los que dependen del tipo de arriostramiento, según se explica a continuación.

Los sistemas de arriostramiento para la estabilidad de vigas pueden dividirse en dos categorías principales: arriostramiento lateral y torsional. En la Figura 3-51 se muestra la clasificación de los arriostramientos y en la Figura 3-52 se presenta un ejemplo de cada uno de ellos. El primer grupo, con su nombre lo indica, impide el desplazamiento lateral y su efectividad se mide por la capacidad de restringir el giro de la sección transversal de la viga. La mayor efectividad se logra arriostrando el ala comprimida, por ejemplo mediante un conjunto de barras diagonales dispuestas en un plano horizontal; en el caso de una viga simplemente apoyada conviene arriostrar el ala superior.

Los arriostramientos torsionales restringen el giro de la sección en forma directa, por ejemplo, mediante diafragmas verticales o arriostramientos cruzados (*cross-frame*), dispuestos en un plano perpendicular al

eje longitudinal, que vinculan dos vigas entre sí. Estos diafragmas, que conforman con las vigas un pórtico transversal, se consideran arriostramientos porque impiden el giro, aún cuando la viga se desplace lateralmente.

Los arriostramientos laterales, a su vez, se pueden subdividir en cuatro tipos: relativo, nodal o discreto, continuo y de apoyo o *lean-on*. Los arriostramientos relativos controlan los desplazamientos laterales relativos mediante un sistema de riostras dispuesto de modo tal que si se realiza un corte transversal en cualquier punto a lo largo de la viga siempre pasa a través de al menos una de estas riostras.

Arriostramientos laterales	Relativos
	Nodales o discretos
	Continuos
	De apoyo o <i>lean-on</i>
Arriostramientos torsionales	Nodales o discretos
	Continuos

Fig. 3-51. Clasificación de los arriostramientos.

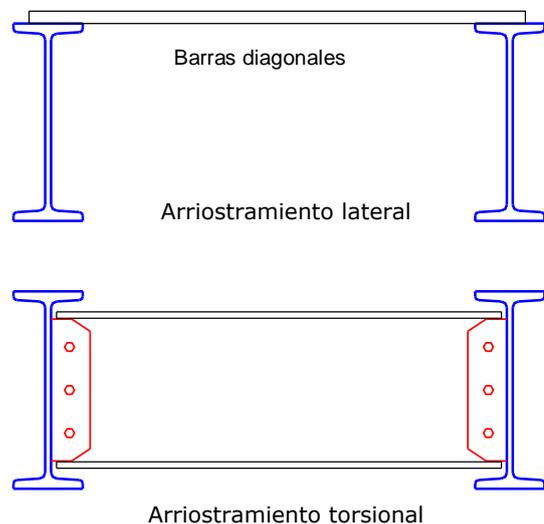


Fig. 3-52. Tipos de arriostramiento para la estabilidad de vigas.

Los arriostramientos laterales nodales (discretos) emplean riostras que pueden representarse mediante un resorte lateral, por ejemplo cuando se usan cables tomados al ala superior de las vigas como arriostramiento temporario durante el montaje. Los arriostramientos laterales continuos representan el caso de una losa vinculada mediante conectores al ala superior de las vigas. Finalmente, los arriostramientos laterales de

apoyo, o *lean-on*, utilizan puntales o bielas para vincular las vigas a otras que están arriostradas mediante otro sistema, como se indica en la Figura 3-53. La principal ventaja de este tipo de arriostramiento es que permite reducir los costos, por ejemplo en el caso de puentes formados por muchas vigas dispuestas en forma paralela para formar el tablero del mismo.

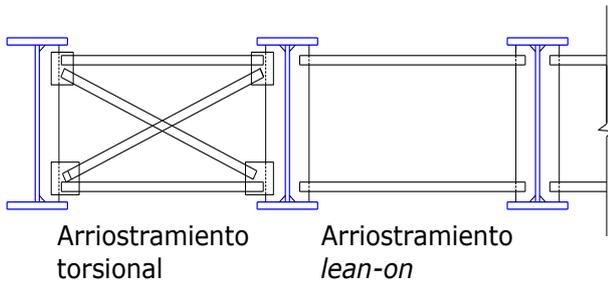


Fig. 3-53. Arriostramiento tipo “lean-on, donde los puntales se apoyan en un arriostramiento torsional.

El reglamento ANSI/AISC 360-10, en el Apéndice 6, solo considera el caso de arriostramientos lateral relativo y nodal, para los cuales se indican los valores de resistencia requerida, P_{br} , y rigidez mínima, β_{br} . Para arriostramiento lateral relativo:

$$P_{br} = \frac{0.008M_r C_d}{h_o} \quad (3-1)$$

$$\beta_{br} = \frac{4 M_r C_d}{\phi L_b h_o} \quad (3-2)$$

donde M_r es la resistencia requerida a flexión, h_o es la distancia entre los centros de gravedad de las alas del perfil y L_b es la longitud no arriostrada lateralmente. En general, y salvo que se indique lo contrario, puede considerarse que $M_r = R_y F_y Z / h_o$. El coeficiente C_d adopta valores $C_d = 1.0$, en general, o $C_d = 2.0$ para el caso del arriostramiento más cercano al punto de inflexión en una viga solicitada a flexión en doble curvatura. En el caso de arriostramiento lateral nodal (discreto) se requiere:

$$P_{br} = \frac{0.002M_r C_d}{h_o} \quad (3-3)$$

$$\beta_{br} = \frac{10 M_r C_d}{\phi L_b h_o} \quad (3-4)$$

Los arriostramientos torsionales (como el ejemplo que muestran en la Figura 3-54) se dividen en discretos o nodales y continuos, con igual criterio que el indicado previamente para los arriostramientos laterales. Para el primer caso, el reglamento ANSI/AISC 360-10, en el Apéndice 6, requiere:

$$P_{br} = \frac{0.024M_r L}{nC_b L_b} \quad (3-5)$$

$$\beta_{Tb} = 1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}$$

$$\beta_T = \frac{2.4 M_r^2 L}{\phi n E I_y C_b} \quad (3-6)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right)$$

donde L es la luz de la viga, C_b es un factor de modificación según la distribución de momentos, n es el número de puntos arriostrados nodalmente, β_T es la rigidez del arriostramiento excluyendo la distorsión del alma y β_{sec} es la rigidez distorsional del alma, incluyendo el efecto de rigidizadores si los hay. Si $\beta_{sec} < \beta_T$ la rigidez requerida es negativa, según la Ecuación 3-6, lo que indica que el arriostramiento no será efectivo debido a que la rigidez distorsional del alma es inadecuada. Para el caso de arriostramientos torsionales continuos las Ecuaciones 3-5 y 3-6 son aplicables con las siguientes modificaciones:

$$L/n = 1.0$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_o}$$

y L_b se adopta como la máxima longitud no arriostrada permitida para la viga basada en la resistencia requerida a flexión M_r .



Fig. 3-54. Vista inferior de un puente carretero con arriostramientos torsionales.

Por las características propias de cada sistema, se recomienda usar los arriostramientos torsionales en caso de vigas con carga axial nula o muy reducida. En los casos de vigas axialmente comprimidas es conveniente usar arriostramientos laterales o bien una combinación de ambos.

3.5.5 Empalme de columnas

Este tipo de conexión se emplea para unir dos tramos de columnas entre sí. La necesidad de realizar empalmes surge por las limitaciones en las longitudes de los perfiles (usualmente se fabrican de 12 m de longitud) y por restricciones en el transporte a obra de los miembros fabricados en taller. Su ubicación más conveniente es en el tercio central de las columnas, zona donde las solicitaciones de flexión, en general, son reducidas. Estas conexiones pueden realizarse con soldadura, con pernos, o bien con soldadura en una columna y pernos en la otra. En la Figura 3-55 se muestra la imagen de un empalme con pernos y tres placas de acero auxiliares para dar continuidad al alma y a las alas. Adicionalmente, los empalmes en columnas también se pueden usar para realizar cambios de sección, dado que resulta usual en edificios de varios pisos disminuir paulatinamente las secciones de las columnas desde la base hacia los niveles superiores (debido a que las solicitaciones por cargas gravitatorias y acciones laterales se van reduciendo). En las Figuras 3-56 y 3-57 se muestran dos ejemplos correspondientes a este caso. Es importante observar en la segunda figura la zona de transición debido a la diferencia de espesores del ala en las dos columnas que se conectan.



Fig. 3-55. Empalme en columna con cambio de sección.

Las especificaciones ANSI/AISC 341-10, Sección D2.5, indican que los empalmes de columnas en edificios siempre deben ubicarse a una distancia mayor o igual a 1.2m de las conexiones viga-columna, excepto en los siguientes casos:

- Columnas de longitud inferior a 2.4 m, en cuyo caso se ubicará a la mitad de la altura.
- Empalmes realizados con soldadura de ranura de penetración completa en ala y alas, en cuyo caso la

distancia a las conexiones viga-columna no será inferior a la altura de la columna.

- Empalmes en columnas compuestas.

La resistencia requerida de los empalmes de columnas que forman parte del sistema sismorresistente debe ser mayor que la resistencia requerida en las columnas, incluyendo las combinaciones de carga con acción sísmica amplificada (ver [Ecuación 2-10](#)), cuando corresponda. En el caso de empalmes soldados en los que la columna debe resistir una fuerza neta de tracción, se deben cumplir además los siguientes requerimientos:

- La resistencia de juntas soldadas con penetración parcial, si se usa en el empalme, debe ser al menos 2 veces la resistencia requerida. Este incremento tan considerable de la resistencia requerida se debe a que los resultados experimentales indican que las juntas con penetración parcial ensayadas en tracción exigen un comportamiento totalmente frágil (ver Comentarios ANSI/AISC 341-10).
- La resistencia de la soldadura de ala debe ser al menos igual a $0.5R_y F_y b_f t_f$ (método LRFD), donde $R_y F_y$ es la resistencia de fluencia esperada y $b_f t_f$ es el área del ala de la menor columna conectada en el empalme.
- Cuando se empleen juntas a tope con penetración completa entre alas de distinto ancho o espesor, se deben realizar transiciones según lo requerido por las normas de soldadura AWS si la tensión de tracción excede $0.30 F_y$.



Fig. 3-56. Empalme en columna con cambio de sección.

Adicionalmente, se requiere que la resistencia a corte de todos los empalmes de columna (incluidos los de columnas que no forman parte del sistema sismorresistente) sea igual a M_{pc}/H (método LRFD), donde M_{pc} es el momento plástico nominal de la columna y H es la altura del piso. La verificación debe realizarse en las

dos direcciones ortogonales de la columna (ejes principales de la sección). Este requerimiento surge a partir de los resultados de análisis no lineales, que indican que todas las columnas colaboran en distribuir las fuerzas sísmicas de cada nivel (ver Comentarios AN-SI/AISC 341-10). Aún las columnas que se suponen articuladas pueden desarrollar momentos flectores y esfuerzos de corte, razón por la que se requiere considerar un cierto valor de corte para el diseño.



Fig. 3-57. Empalme en columna con cambio de sección.

3.5.6 Conexiones de base de columna

La conexión entre la parte inferior de las columnas y las fundaciones de hormigón armado representan un componente importante de la estructura. Según el detalle adoptado, se emplean placas de base, barras de anclaje, rigidizadores u otros elementos auxiliares. Su diseño y detallado debe realizarse cuidadosamente, dado que estas conexiones, usualmente, debe resistir solicitaciones elevadas, como en el caso de pórticos no arriostrados o a momento donde se puede tener la combinación de flexión, corte y carga axial. En pórticos con riostras diagonales, las solicitaciones predominantes son la carga axial y corte. En la Figura 3-58 se muestran las solicitaciones típicas en ambos casos. Es importante mencionar que en estructuras cuyo diseño está controlado por la acción sísmica las solicitaciones indicadas pueden ser alternativas (es decir, cambian de signo).

La conexión de bases de columnas en pórticos no arriostrados pueden agruparse en tres categorías principales:

- Conexión totalmente restringida o rígida: esta conexión es suficientemente rígida y resistente como para permitir que se desarrolle la resistencia a flexión de la columna, es decir que se forme una rótula plástica. Para ello, usualmente, se usan placas de bases gruesas, como el ejemplo de la Figura 3-59(a), o bien se emplean rigidizadores o placas au-

xiliarias, como se muestra en las Figuras 3-59 (b) y (c).

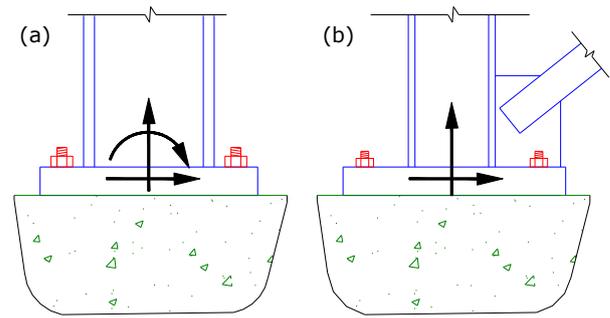


Fig. 3-58. Solicitaciones típicas en conexiones de base de columna, (a) pórticos no arriostrados y (b) pórticos arriostrados.

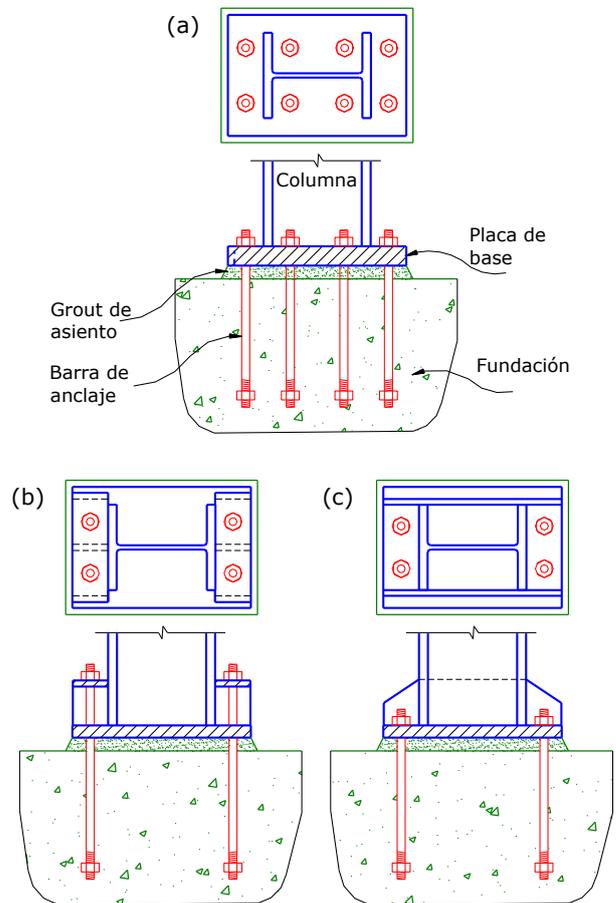


Fig. 3-59. Ejemplos de conexiones rígidas entre base de columna y fundación.

- Articulación: se emplea una conexión que no tiene resistencia para transmitir momento flector y que permite el giro de la sección. Debe reconocerse que, si no se adoptan diseños especiales, la conexión siempre presenta alguna limitación al giro de la sección. En la Figura 3-60 se presenta un detalle usual para columnas, que desde el punto de vista práctico puede considerarse como una articulación. Se observa que se usan dos barras de anclaje que

presentan una capacidad resistente a flexión muy reducida, por su posición y cantidad. Estas barras pueden transferir el corte y la carga axial de tracción. El uso de bases articuladas implica disminuir la rigidez lateral del pórtico, razón por la que normalmente es necesario incrementar las dimensiones de la columna para controlar los desplazamientos laterales. Este incremento de la sección de la columna se ve compensado por que se emplea un detalle más simple y económico para la conexión.

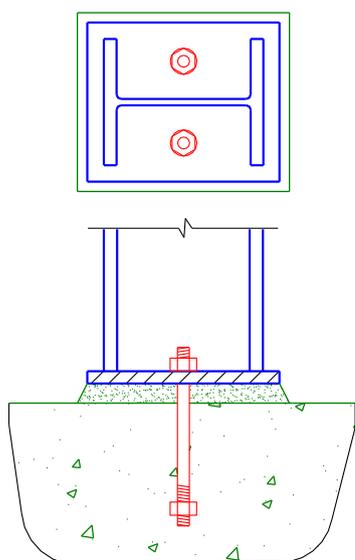


Fig. 3-60. Detalle de una conexión "articulada" en la base de la columna.

- Conexión con columna embebida en las fundaciones: en este caso la columna se continúa y se empotra en la viga de fundación o base que encuentra por debajo, ver ejemplo en Figura 3-61. El grado de empotramiento o fijación del extremo de la columna depende de la rigidez del elemento de la fundación donde embebe la columna, pero en general es suficiente para permitir que se forme una rótula plástica en la columna, por encima de su base.

En los ejemplos de las figuras previas se muestra una solución bastante usual que consiste en usar lechada de cemento, o *grout*, como capa de asiento debajo de la placa base. Esta es una solución interesante desde el punto de vista constructivo, dado que primero se construye la fundación de hormigón armado, dejando las barras de anclaje embebidas en el hormigón, y luego se fijan las columnas usando la capa de *grout* para nivelar la base de columna, independientemente de las imperfecciones que pueda presentar la superficie del hormigón. La Figura 3-62 muestra una imagen de las barras de anclaje en posición previo al hormigonado; la placa de acero cumple la función de plantilla para asegurar la correcta posición de las barras. La Figura 3-63 presenta otro ejemplo con cuatro barras de anclaje, donde se observan los ganchos en el extremo inferior.

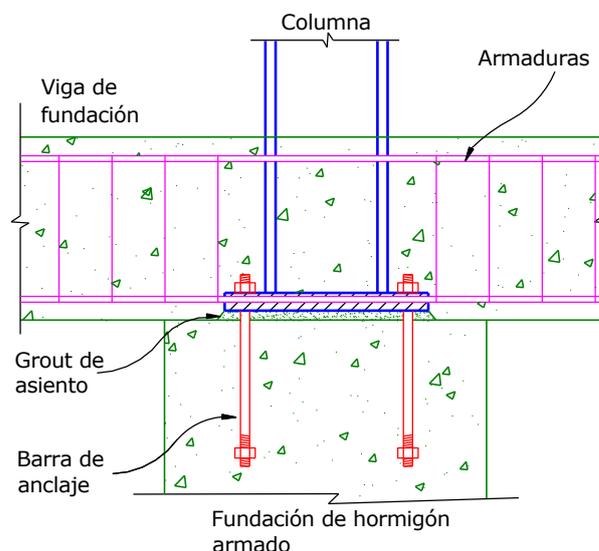


Fig. 3-61. Ejemplo de base de columna embebida en una viga de fundación de hormigón armado.



Fig. 3-62. Ejemplo de base de columna embebida en una viga de fundación de hormigón armado (<http://www.structuremag.org>).



Fig. 3-63. Barras de anclaje previo a su colocación en las fundaciones.

Alternativamente, las barras de anclaje pueden co-

locarse luego de hormigonada la fundación. Para ello se debe dejar un hueco en el hormigón con las dimensiones necesarias para luego colocar las barras de anclaje requeridas por cálculo. Durante el montaje, se colocan las barras en posición y se llena el hueco con *grout*. Una vez que el *grout* a ha fraguado se fija la base con las barras de anclaje ya colocadas. La Figura 3-64 muestra dos ejemplos de esta alternativa.

Otra solución es construir la fundación dejando una placa de acero embebida en el hormigón y con los anclajes necesarios para el caso. Luego la base de la columna se conecta a esta placa, usualmente mediante cordones de. Es importante considerar que la placa embebida en el hormigón debe dejarse perfectamente nivelada y en posición para recibir luego a la columna.

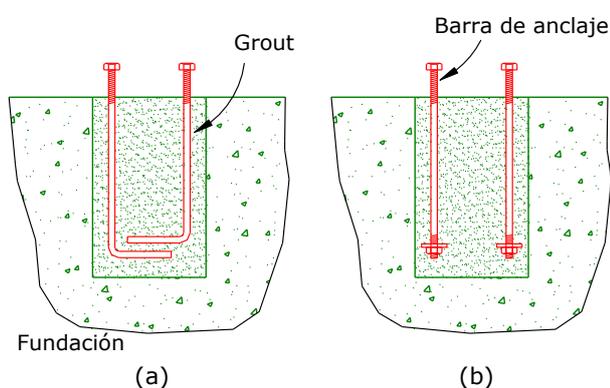


Fig. 3-64. Ejemplos de barras de anclajes colocadas luego del hormigonado de las fundaciones, (a) barra con ganchos y (b) barra con tuercas en el extremo inferior.

Las barras de anclaje pueden quedar sometidas a fuerzas de tracción, ya sea como resultado directo de las cargas axiales actuantes o bien inducidas por el momento flector. En estos casos, además de asegurar la adecuada resistencia de la barra misma, se debe verificar la capacidad al arrancamiento del anclaje embebido en el hormigón. Para mejorar la resistencia al arrancamiento se debe disponer en el extremo de la barra una tuerca, una barra soldada u otro dispositivo de anclaje.

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-10](#), Sección D2.6, indican los requerimientos mínimos para determinar la resistencia requerida por carga axial, momento flector y corte. Se resumen a continuación los aspectos más importantes de los mismos.

La resistencia requerida por carga axial en las columnas del sistema sismorresistente debe determinarse como la suma de las componentes verticales de la resistencia requerida de los elementos que se conectan en la base de la columna, pero no menor que:

- La resistencia requerida de la columna determina según las combinaciones reglamentarias, incluyendo las combinaciones de carga con acción sísmica amplificada (ver [Ecuación 2-10](#)), cuando corresponda.

- La resistencia requerida en los empalmes (según se explicó en la sección anterior).

En el caso de conexiones que incluyen riostras diagonales en ambos lados de la columna se debe considerar el efecto del pandeo en la riostra comprimida. De esta forma se considera el desbalance de fuerzas que se produce cuando se desarrolla la resistencia a tracción de una riostra mientras la otra pandeo en compresión (ver Sección F2.3 del ANSI/AISC 341-10).

La resistencia requerida a corte en todas las bases de columnas (incluidas las que no forman parte del sistema sismorresistente) debe determinarse como la suma de las componentes horizontales de la resistencia requerida de los elementos que se conectan, según corresponda:

- Para riostras diagonales: la componente horizontal se determina a partir de la resistencia requerida de la conexión de la riostra.
- Para las columnas: la componente horizontal se determina a partir de la resistencia requerida para los empalmes de columna (ver sección anterior).

Estos requerimientos no son exigibles para columnas de construcciones de un solo piso con conexiones simples.

En la Figura 3-65 se muestran los posibles mecanismos de resistencia a corte en la base de la columna, a saber: (a) resistencia por fricción entre la placa de base y el hormigón de la fundación, (b) resistencia a corte por aplastamiento (*bearing strength*) de las barras de anclaje, (c) transferencia de la fuerza de corte mediante una llave de corte soldada a la placa de base (por ejemplo un trozo de perfil laminado), y (d) resistencia a corte por aplastamiento de la placa de base.

El primer mecanismo de fricción presenta una resistencia que depende de la carga axial actuante (la que normalmente es variable) y del coeficiente de fricción. El mecanismo por aplastamiento de la placa de base presenta una resistencia reducida porque depende del *grout* y hormigón superficial, el que puede desprenderse bajo la acción de las fuerzas de corte. Es por ello que estos dos mecanismos no son recomendados, salvo cuando las fuerzas de corte son de magnitud reducida

En bases de columnas que deben transferir momento flector (conexiones a momento) y que forman parte del sistema sismorresistente, la resistencia requerida debe determinarse como la suma de las resistencias requeridas de los elementos que se conectan, según corresponda:

- Para riostras diagonales: la resistencia requerida a flexión debe ser al menos igual a la resistencia requerida de la conexión de la diagonal.
- Para las columnas: la resistencia requerida a flexión debe ser al menos igual al menor de los dos valores siguientes: (i) $1.1R_y F_y Z$ (método LRFD), donde Z es el módulo plástico de la sección, o (ii) el momento calculado a partir de las combinaciones de carga reglamentarias, incluyendo las combinaciones con carga sísmica amplificada.

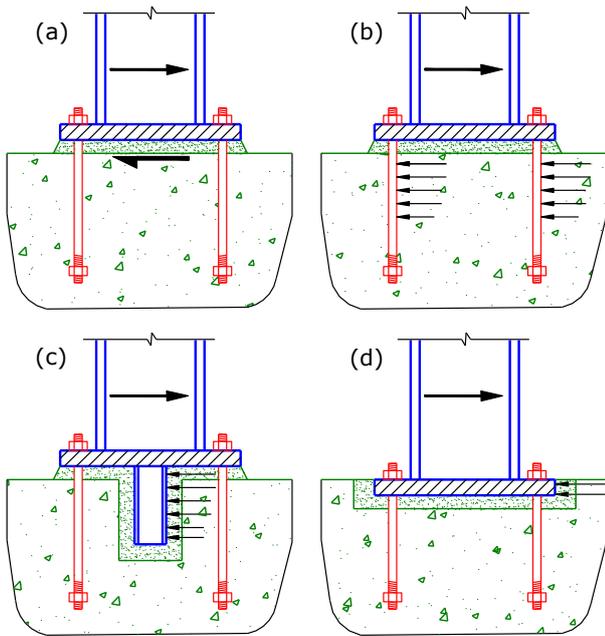


Fig. 3-65. Mecanismos de transferencia de corte: (a) por fricción, (b) a través de las barras de anclaje, (c) con llave de corte, y (d) a través de la placa base.

Capítulo 4

Pórticos no arriostrados

4.1 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 4-1):

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

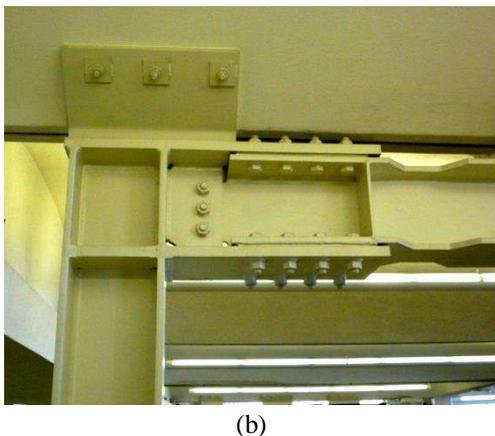
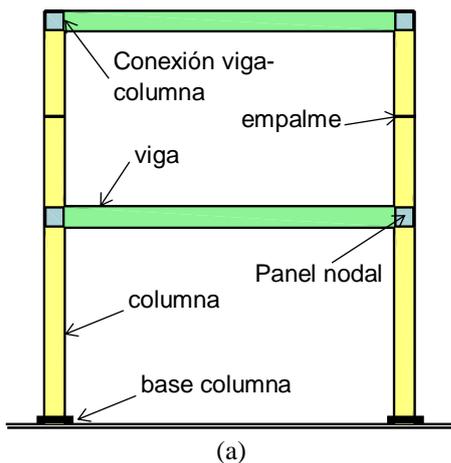


Fig. 4-1. Componentes estructurales de un pórtico no arriostrado, (a) vista general y (b) detalle de una conexión viga- columna (<http://ceephotos.karcor.com>).

La Figura 4-1 muestra el esquema constructivo más usual para edificios, en el cual las columnas son conti-

nuas 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 importantes 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 que es muy importante para el caso de uniones soldadas.

4.1.1 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 4-2) 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.

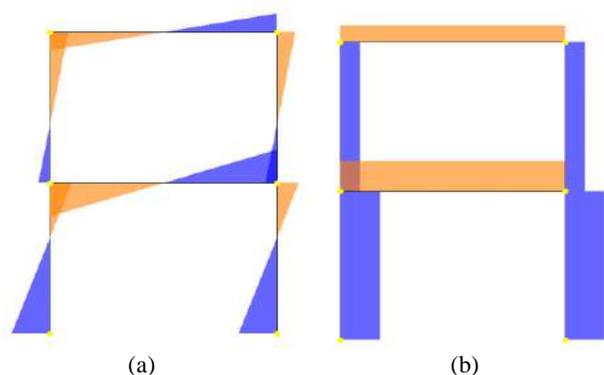


Fig. 4-2. Diagramas típicos de (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica.

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 4-3(a). Las columnas están sometidas a carga axial variable por el efecto del sismo, lo que 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 de modo de obtener una respuesta dúctil, donde la plastificación de las vigas se produce en forma progresiva y el sistema es capaz de desarrollar una respuesta dúctil, ver Figura 4-3(b).

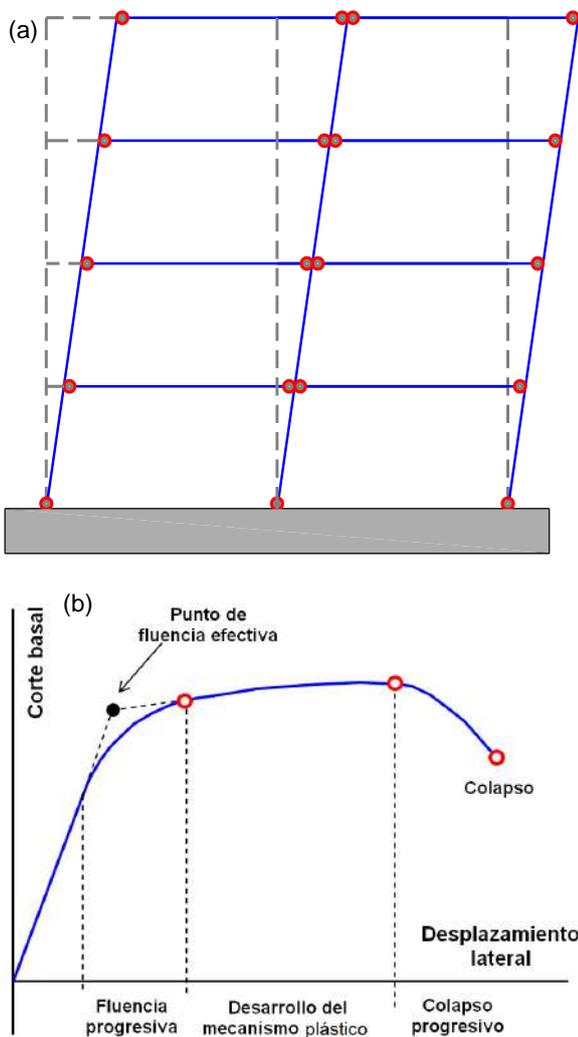


Fig. 4-3. Comportamiento estructural, (a) mecanismo de deformación plástica y (b) respuesta corte basal-desplazamiento lateral.

Las especificaciones ANSI/AISC 341-10 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 3.1.1 Pórticos no arriostrados) por tratarse de un tipo estructural muy particular, con aplicación limitada a casos especiales.

4.1.2 Conexiones viga-columna. Conexiones precalificadas

Las conexiones de los pórticos no arriostrados influyen significativamente en el comportamiento estructural de los mismos. Estas conexiones, en general pueden clasificarse en tres grupos, según su rigidez flexional. El primer grupo está constituido por las conexiones totalmente restringidas (FR, siglas por la denominación en inglés *fully restrained*), que son aquellas capaces de transferir momento flector con una rotación relativa despreciable. Usualmente se considera que esta situación requiere que la rigidez flexional de la conexión sea igual o mayor que 20 veces la rigidez de la viga, EI/L . Las conexiones parcialmente restringidas (PR, *partially restrained*) son capaces de transferir momento, pero en este caso la rotación no es despreciable. Esta condición se presenta con conexiones cuya rigidez flexional está comprendida entre 20 y 2 veces la rigidez EI/L de la viga. Si la rigidez de la conexión es menor se asume que la misma es equivalente a una articulación, de modo que su capacidad de transferir momentos es despreciable. Estos conceptos se ilustran en la Figura 4-4 mediante diagramas momento-rotación. Los pórticos no arriostrados sismorresistentes deben construirse con conexiones parcial o totalmente restringidas.

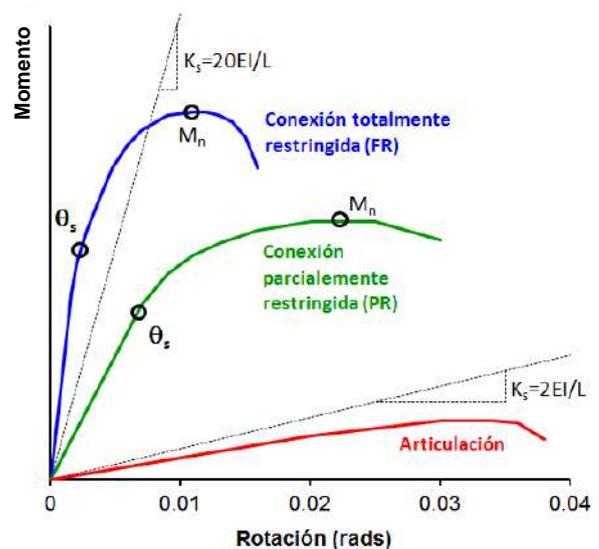


Fig. 4-4. Diagramas momento-rotación típicos de conexiones totalmente restringidas, parcialmente restringidas y articuladas.

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.

4.2 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES

4.2.1 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 por flexión en las vigas y, en menor medida, en los paneles nodales de las columnas.

Las especificaciones sísmicas AISC vigentes, las que 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.

4.2.2 Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna de pórticos no arriostrados especiales que forman parte del sistema sismorre-

sistente de una construcción deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes. 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 debe determinarse a partir de las combinaciones de cargas amplificadas, para lo que debe considerarse que el efecto de la acción sísmica amplificada ([Ecuación 2-10b](#)) es:

$$E_{mh} = 2 (1.1 R_y M_p) / L_h \quad (4-1)$$

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 4-1 se deduce a partir de consideraciones de equilibrio, tomando en cuenta la sobrerresistencia flexional (ver Figura 4-5).

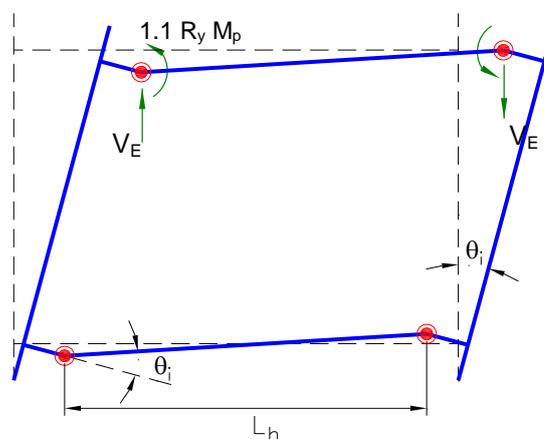


Fig. 4-5. Mecanismo de deformación plástica con rotulación en vigas.

En las conexiones de pórticos especiales deben considerarse como soldaduras de demanda crítica las siguientes:

- Las soldaduras de ranura o penetración en empalmes de columna
- Los cordones de soldadura en conexiones del extremo inferior de la columna a la base.
- Los cordones de penetración completa en soldaduras que conectan las alas y alma de la viga a la columna.

4.2.3 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 y de minimizar la concentración de tensiones generada por la diferencia de rigidez entre los elementos de la junta, ver Figuras 4-1(b) y 4-6. Además, las placas de continuidad sirven como límites para definir la zona del panel nodal, donde se pueden desarrollar tensiones y deformaciones elevadas.

Las placas de continuidad deben colocarse en las conexiones viga-columnas, salvo en los siguientes casos:

- Cuando así se indica en la conexión precalificada.
- Cuando la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil I de alas anchas o un perfil armado, con un espesor, t_{cf} , que cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad \text{y} \quad (4-2a)$$

$$t_{cf} \geq b_{bf}/6$$

donde b_{bf} es la anchura del ala de la viga, 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.

- Cuando la viga se suelda al ala de una columna formada por perfil I en sección cajón, con un espesor, t_{cf} , que cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad \text{y} \quad (4-2b)$$

$$t_{cf} \geq b_{bf}/12$$

siendo b_{cf} la anchura del ala de la columna.

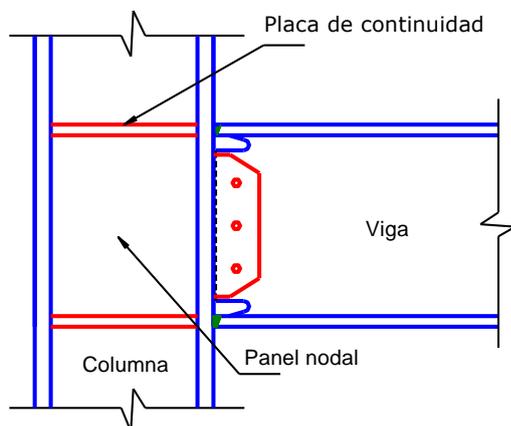


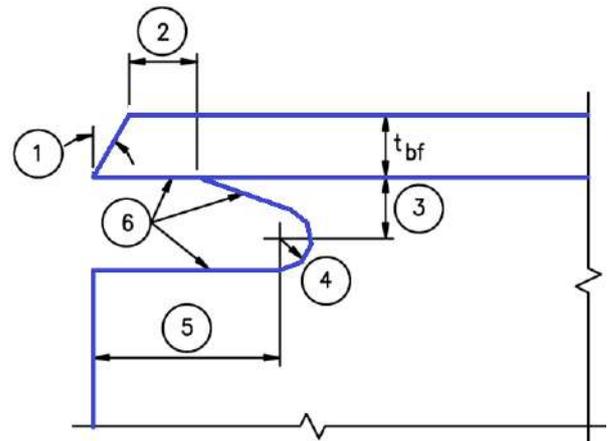
Fig. 4-6. Detalle de una conexión viga-columna

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 deben ser como mínimo igual al espesor mayor de las alas de las vigas que llegan al nudo.
- Las placas deben cumplir con los criterios indicados en la Sección J10 de las especificaciones ANSI/AISC 360-10, donde se definen las condiciones de rigidizadores adicionales para cargas concentradas.

Las placas de continuidad deben unirse a las alas de la columna mediante soldadura de penetración completa (*CJP groove welds*) y al alma de la columna con soldadura de ranura o de filete. La resistencia requerida para estas soldaduras está indicada en la Sección E3.6f de ANSI/AISC 341-10.

Las recomendaciones [FEMA 350 \(FEMA, 2000a\)](#) indican la importancia de que las conexiones viga-columna incluyan agujeros de acceso a soldadura, según el detalle de la Figura 4-7, para los cordones de soldadura de ranura que conectan el ala de la viga con el ala de la columna. Los ensayos de laboratorio indican que ésta es una solución adecuada para facilitar el acceso a la soldadora y minimizar el efecto de concentración de tensiones y deformaciones.



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

Fig. 4-7. Detalle de agujero para acceso de soldadura ([FEMA, 2000a](#)).

4.2.4 Panel nodal

La zona nodal de las conexiones viga-columna se define, geoméricamente, como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas. Este panel es un componente de los pórticos no arriostrados, que se caracteriza por su flexibilidad y por estar sometido a elevadas solicitaciones que puede ocasionar deforma-

ciones excesivas sino se diseñan adecuadamente, como se muestra en la Figura 4-8.



Fig. 4-8. Deformación del panel nodal por acción del sismo (Midorikawa et al., 2012).

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 no arriostrados (ver Figura 4-9) permiten determinar las solicitaciones en vigas y columnas pero no definen las solicitaciones en el panel nodal.

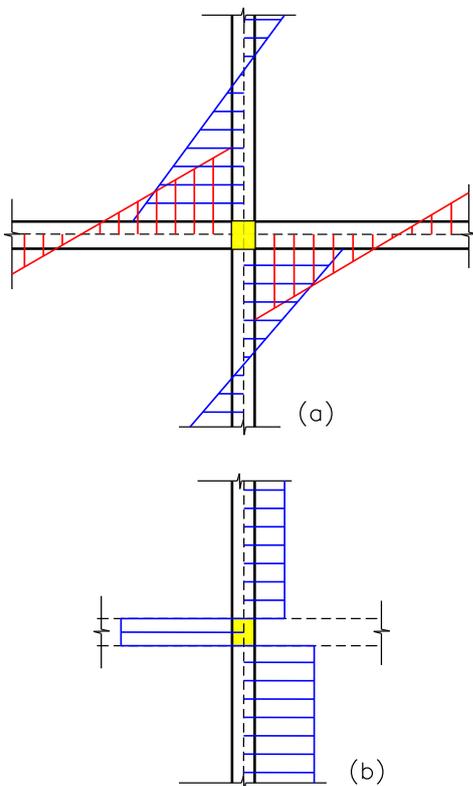


Fig. 4-9. Solicitaciones en componentes adyacentes a un nudo viga-columna por acción sísmica, (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte.

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 4-10 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 ingenieros estructurales raramente aplican modelos refinados (como el de la Figura 4-10) para estructuras completas, por el costo computacional que ello implica y por la complicación en la entrada de datos para definir el modelo y en la interpretación de resultados.

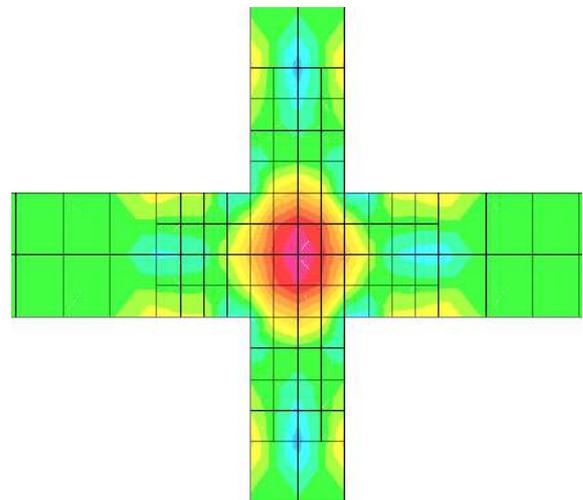


Fig. 4-10. Tensiones de corte en un nudo viga-columna modelado mediante elementos finitos bidimensionales.

Los esfuerzos internos en el panel nodal pueden determinarse, en forma más simple, mediante el diagrama de cuerpo libre indicado en la Figura 4-11, donde se ponen de manifiesto los esfuerzos de corte, cargas axiales y momentos flectores actuantes en las caras del panel. El efecto de la flexión puede representarse mediante fuerzas equivalentes, que 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. En la Figura 4-12 se indican las variables geométricas que definen el panel nodal y los elementos adyacentes.

A partir de consideraciones de equilibrio entre las fuerzas indicadas en el diagrama de cuerpo libre se puede determinar la resistencia requerida a corte en el panel nodal (Naeim, 2001):

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{f2})} - V_c \quad (4-3)$$

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

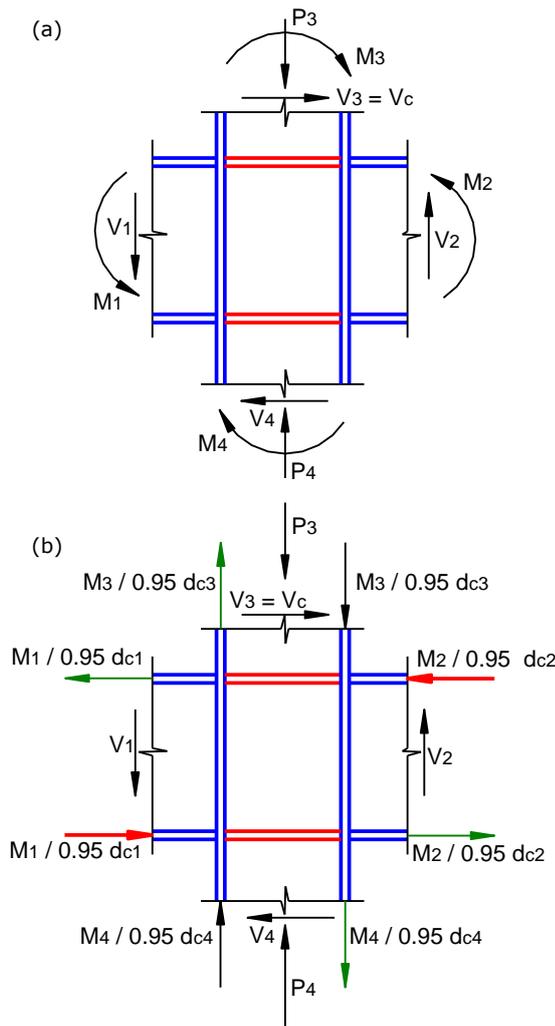


Fig. 4-11. Esfuerzos en el panel nodal, (a) M , N y V , y (b) esfuerzos donde los momentos han sido reemplazados por cuplas equivalentes.

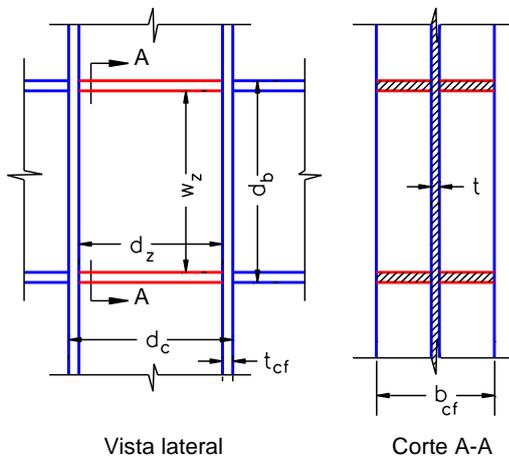


Fig. 4-12. Geometría de la conexión viga-columna.

Desde el punto de vista práctico, la Ecuación 4-3 puede simplificarse ignorando el corte V_c debido a que disminuye la fuerza requerida en el panel y es despre-

ciable frente a los otros términos. Además, en los casos usuales ambas vigas son iguales, de modo que:

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

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

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 basados 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 4.4 debe considerarse $\Sigma M = \Sigma M_{p,exp}$, donde $M_{p,exp} = R_y M_p$. Las especificaciones ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010c) indican que debe incluirse también un factor C_{pr} , el que 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 otros efectos negativos por deformación plástica excesiva del panel nodal (ver Figura 4.13). 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.

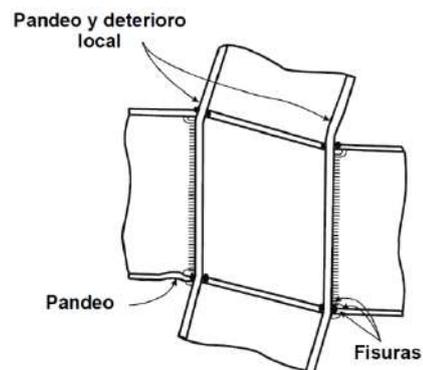


Fig. 4-13. Deformación del panel nodal y los efectos por deformación excesiva (INPRES-CIRSOC, 2000).

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 (AISC 2010b):

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

- Si $P_r \leq 0.4 P_c$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \quad (4-5a)$$

- Si $P_r > 0.4 P_c$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (4-5b)$$

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 $P_r \leq 0.75 P_c$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (4-5c)$$

- Si $P_r > 0.75 P_c$:

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right) \quad (4-5d)$$

donde $0.6F_y$ representa la tensión de fluencia por corte, P_r es la carga axial requerida, $P_c = 0.6 P_y = 0.6 F_y A_g$, 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 4-12. 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 que se incrementa t_p y por ende la resistencia nominal. Como se indica en la Figura 4-14, se pueden colocar una o dos placas mediante soldaduras de penetración completa o de filete. Es importante destacar que el detalle de la Figura 4-14(c) evita realizar soldaduras en las áreas-k, con las ventajas que ello implica (ver Sección 3.5.3 "Área-k").

Finalmente, es necesario verificar que el espesor mínimo de las placas que componen el panel nodal, t , cumpla con la condición indicada por la Ecuación 4.6 para prevenir el pandeo local:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (4-6)$$

En esta ecuación empírica d_z y w_z representan las dimensiones del panel nodal, como se ilustra en la Figura 4-12.

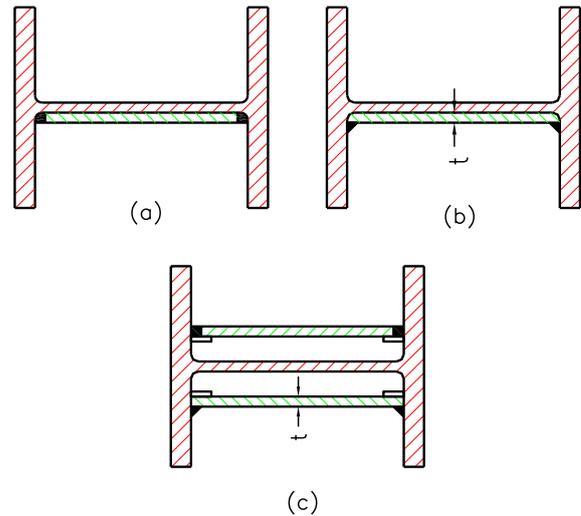


Fig. 4-14. Placas nodales de refuerzo con soldadura de penetración completa o soldadura de filete.

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 4-6. Se recomienda colocar las soldaduras de tapón de modo de dividir la placa en paneles rectangulares que cumplen con la Ecuación 4-6. 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.

4.2.5 Requerimientos para vigas y columnas. Relación anchura-espesor

Las vigas y columnas de pórticos especiales deben verificar las condiciones establecidas para miembros de alta ductilidad. De modo que las secciones de los miembros de estos pórticos deben cumplir con las relaciones anchura-espesor límite indicadas en la Tabla D1.1 de ANSI/AISCE 341-10 para controlar los problemas de pandeo local. Estos valores límites se encuentran tabulados para elementos rigidizados y no rigidizados, considerando además el tipo de sollicitación actuante en los elementos. Para el caso de secciones I de acero tipo ASTM A-36, los valores límites implican

que la relación anchura-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 (ver Sección 1.4.3 Aspectos generales del comportamiento estructural).

Las vigas de los pórticos especiales pueden diseñarse como miembros compuestos en combinación con una losa de hormigón armado para resistir cargas gravitatorias.

Los extremos de las vigas, donde se espera la formación de rótulas plásticas, deben tratarse como zonas protegidas. La longitud de dichas zonas se define a partir de lo indicado por el reglamento ANSI/AISC 358-10 o según lo indicado en la precalificación de la conexión. Usualmente, la longitud de la zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia igual a la mitad de la altura de la sección medida a partir del punto de la rótula plástica.

4.2.6 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:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (4-7)$$

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:

$$M_{pc}^* = Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (4-8)$$

$$M_{pb}^* = 1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv} \quad (4-9)$$

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 4-7 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 E3.4a de ANSI/AISC 341-10.

- 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.

4.2.7 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 4-7 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 que 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 $L/r < 60$ y se deben cumplir con condiciones adicionales de resistencia (según se detalla en la Sección E3.4c de ANSI/AISC 341-10).

4.2.8 Restricción lateral en vigas

Las alas superior e inferior de las vigas de pórticos deben arriostrarse lateralmente, o bien la sección transversal deber arriostrarse torsionalmente. La separación máxima entre puntos de arriostramiento es $L_b = 0.086 r_y E/F_y$, donde r_y es el radio de giro de la viga respecto al eje vertical. Se ha demostrado que esta condición es suficiente para asegurar que puede desarrollarse una distorsión de piso de 0.04 rad. Adicionalmente deben disponerse arriostramientos laterales en zonas de con-

centración de esfuerzos, cambios de sección y zonas de localización de las rótulas plásticas

Los elementos de arriostramiento lateral deben diseñarse para cumplir con los requerimientos de miembros de alta ductilidad. De modo que deben aplicarse las condiciones de resistencia y rigidez definidas en el Apéndice 6 de las especificaciones ANSI/AISC 360-10, cuyos aspectos principales se presentan en la Sección 3.5.4 [Arriostramientos para estabilidad de vigas](#).

4.3 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS

4.3.1 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.

4.3.2 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.
- 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 0.02 radianes.
- La resistencia a corte requerida de la conexión, por efecto sísmico, debe determinarse a partir de la [Ecuación 4.1](#) (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).

En las conexiones de pórticos intermedios deben considerarse como soldaduras de demanda crítica los mismos casos que los indicados para los pórticos especiales.

4.3.3 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 4.2.3 [Placas de continuidad](#)).

4.3.4 Panel nodal

No se requieren verificaciones o criterios adicionales para los paneles nodales de pórticos intermedios, salvo lo indicado como en las especificaciones ANSI/AISC 360-10 para edificios comunes.

4.3.5 Relación anchura-espesor para vigas y columnas

Las vigas y columnas de pórticos intermedios deben diseñarse con las condiciones establecidas para miembros de ductilidad moderada. De modo que las secciones deben cumplir con las relaciones anchura-espesor límite indicadas en la Tabla D1.1 de ANSI/AISC 360-10.

4.3.6 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 en el Apéndice 6 de ANSI/AISC 360-10. Además, como miembros con ductilidad moderada, se requieren que ambas alas estén lateralmente arriostradas o que se empleen arriostramientos torsionales.

4.4 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS

4.4.1 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 descritas 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 $R=3.5$.

4.4.2 Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna deben realizarse con soldadura o pernos de alta resistencia. Estas conexiones pueden ser completamente *restringidas* (*fully restrained*, FR) o parcialmente restringidas (*partially restrained*, PR). Su diseño se basa en la verificación de resis-

tencia 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, se permiten tres alternativas para determinar la resistencia requerida:

- La resistencia requerida a flexión se determina a partir de la resistencia esperada como $1.1 R_y M_p$ y la resistencia requerida a corte se determina según lo indicado para la [Ecuación 4-1](#), considerando la luz libre de la viga ($L_h = L_{cf}$).
- La conexión se diseña para resistir el momento y corte máximo que el sistema puede transferir a la conexión, considerando los efectos de la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación. 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 conexión se diseña de acuerdo a criterios requeridos para pórticos no arriostrados especiales o intermedios, o bien se satisfacen criterios adicionales indicados en la Sección E1.6b(c) de ANSI/AISC 341-10

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 para el máximo momento y corte resultante de las combinaciones de carga. Para la resistencia a corte se aplica también la [Ecuación 4-1](#), considerando la luz libre de la viga ($L_h = L_{cf}$) y que el momento de plastificación es igual al momento nominal ($M_p = M_n$).
- 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.

Los cordones de penetración completa en soldaduras que conectan las alas de viga a la columna deben considerarse como soldaduras de demanda crítica.

4.4.3 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 :

$$t_{cf} < 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb}}{F_{yc}}} \quad \text{o} \quad (3-10)$$

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

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.

4.5 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 4-1 se presenta un resumen de dichos requerimientos a los efectos de una comparación entre los distintos tipos de pórticos.

Tabla 4-1. 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 anchura-espesor	λ_{hd}	λ_{md}	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

Resulta evidente de la observación de la Tabla 4-1 que las categorías que se diseñan con un factor de modificación de respuesta, R, mayor (esto implica meno-

res resistencias requeridas en los componentes del sistema) presentan verificaciones y requerimientos de detalles más estrictos para asegurar una mejor capacidad de disipación de energía.

4.6 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Como consecuencia del terremoto de Northridge de 1994 (ver Sección 1.4.6 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero) 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 4-15).
- Incrementar la relación entre la capacidad flexional de la conexión y el momento de plastificación de la viga.

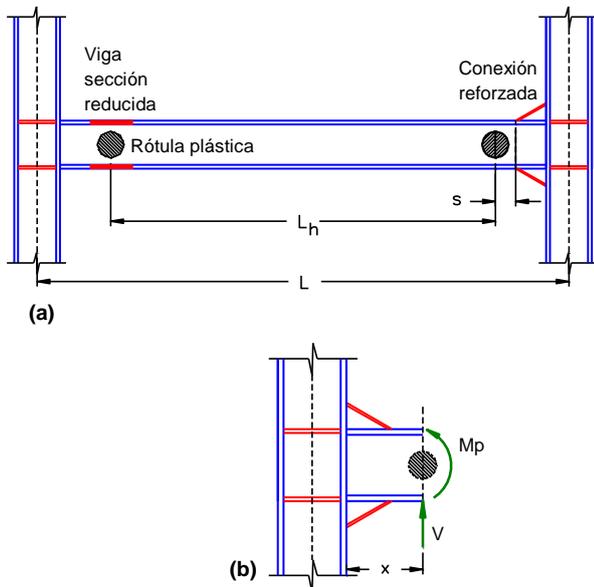


Fig. 4-15. Ubicación de rótulas plásticas en vigas con distinto tipo de conexiones.

Las investigaciones experimentales y analíticas realizadas permitieron desarrollar y validar distintas soluciones, las que 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 4-15) 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 flexional 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 4-15 (b).

Es importante aclarar que la configuración de rótulas plásticas ilustrada en la Figura 4-15 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, 2010c). En particular, en el documento FEMA 350 las conexiones precalificadas se agrupan en: (i) conexiones soldadas totalmente restringidas, (ii) conexiones apernadas 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 ANSI/AISC 358-10 describe seis tipos de conexiones precalificadas para su uso en pórticos especiales e intermedios:

- Conexión “viga reducida” (RBS).
- Conexión con placa de extremo extendida, rigidizada y no rigidizada.
- Conexión con placa apernada al ala (BFP).
- Conexión “ala soldada no reforzada-alma soldada”(WUF-W).
- Conexión “Kaiser” apernada (sistema patentado).
- Conexión “ConXtech ConXL” (sistema patentado).

4.6.1 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 pernos, cordones de soldadura o una combinación de ambos. Algunas de las conexiones propuestas se encuentran protegidas por patentes comerciales.

Las Figuras 4-16 y 4-17 muestran cuatro alternativas para conexiones que combinan pernos 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 4-16 (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 pernos) con lo que puede reducirse el espesor de las placas de refuerzo en las alas.

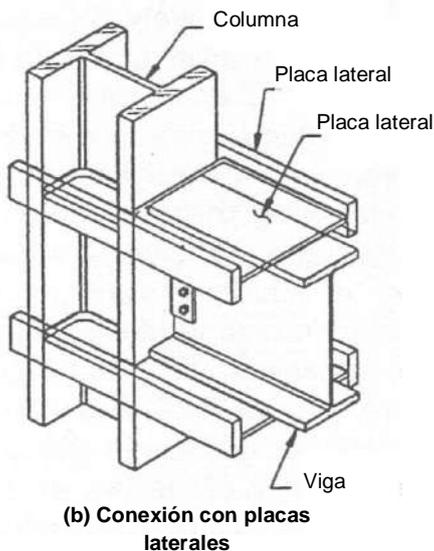
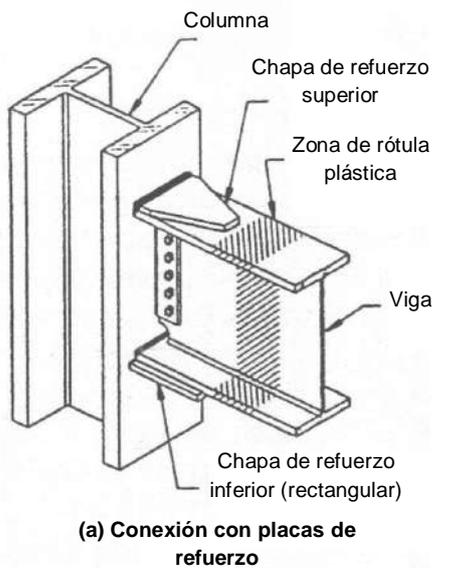


Fig. 4-16. Ejemplos de reforzadas (Bruneau et al., 1998).

Las conexiones con rigidizadores y cartelas triangulares, como la mostrada en la Figura 4-17 (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.

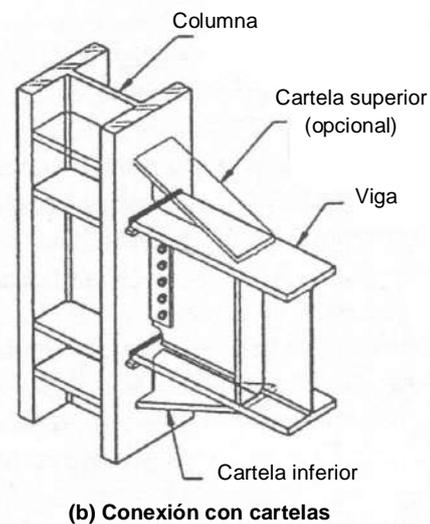
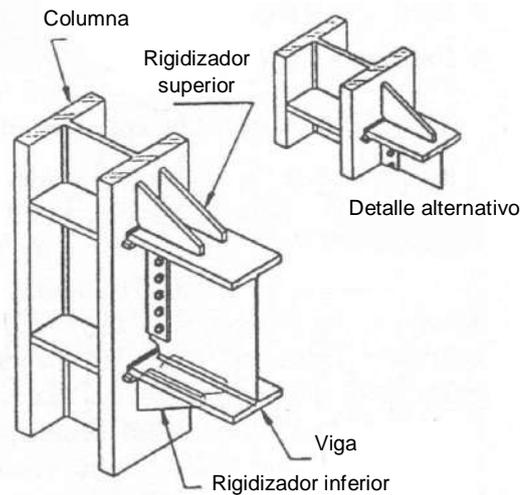


Fig. 4-17. Ejemplos de reforzadas (Bruneau et al., 1998)

Se han desarrollado también conexiones similares a las indicadas en la Figura 4-17, pero usando pernos 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 4-18 ilustra el caso de conexiones totalmente aprenadas, las que emplean 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 pernos. El reglamento ANSI/AISC 358-10 incluye conexiones precalificadas de este tipo con y sin rigidizadores de la placa de extremo de viga.

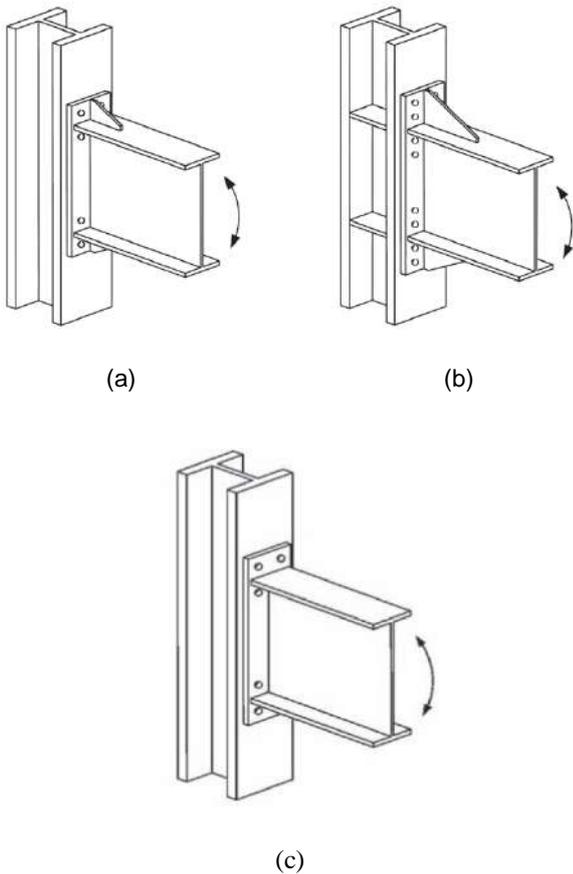


Fig. 4-18. Conexiones con placa de extremo extendida, (a) con rigidizadores y 8 pernos, (b) con rigidizadores y 16 pernos, y (c) sin rigidizadores y 8 pernos (AISC 2010c).

Debido al requerimiento reglamentario de usar conexiones precalificadas, se han desarrollado en EEUU varios sistemas protegidos por patentes comerciales, los que se han aplicado en forma creciente en la última década. En la Figura 4-19 se muestra esquemáticamente una conexión con placas laterales que se incluye en las recomendaciones FEMA 350 (FEMA 2000a), junto con la imagen de su aplicación a un edificio. 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 que dan el nombre a esta conexión (*side plate connection*).

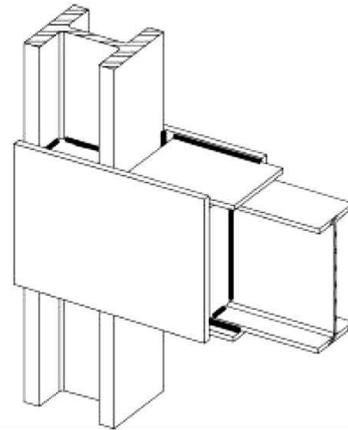


Fig. 3-19. Conexión con placas laterales.

En la Figura 4-20 se muestra un sistema patentado denominado “articulación-fusible” (*pin-fuse joint*), la que cuenta con dos placas curvas (una vinculada al extremo de la viga y la otra al ala de la columna) que se vinculan entre si mediante pernos por deslizamiento crítico. Entre las placas curvas se dispone una delgada placa de bronce. La conexión se comporta como totalmente restringida ante acciones de viento y sismo de mediana intensidad. Sin embargo, ante un sismo severo las superficies curvas pueden deslizarse, permitiendo el giro de la articulación y, de esa forma, la disipación de energía por fricción.

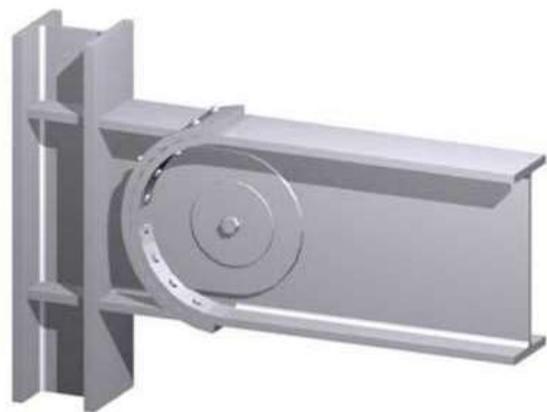


Fig. 4-20. Conexión “articulación-fusible” (Cordova y Hamburger, 2011).

Otra opción de conexión protegida por patente comercial, en este caso con pernos como medio de unión, se presenta en la Figura 4-21. 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.

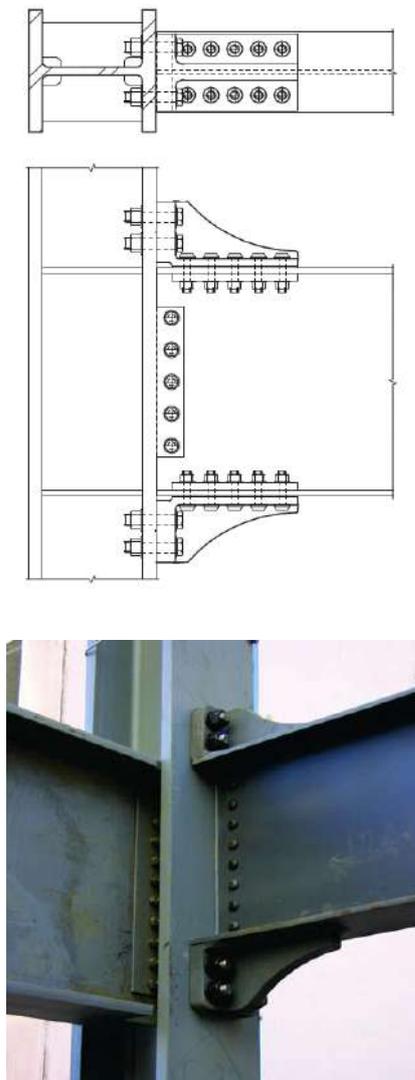


Fig. 4-21. Conexión "Kaiser" con soportes de alta resistencia apertados (a) esquema (AISC, 2010c) e imagen de una conexión real (Cordova y Hamburger, 2011).

Finalmente, en la Figura 4-22 se presenta la conexión patentada por la empresa ConXtech para el caso de columnas formadas por tubos cuadrados o secciones cajón, rellenos de hormigón. Sobre la columna, se monta en obra una anilla de alta resistencia que permite la conexión con las vigas que llegan al nudo (las que deben tener todas la misma altura nominal). El sistema puede usarse con vigas de sección reducida (como se indica en la Figura 4-22), o bien con vigas sin reduc-

ción, según los requerimientos del caso. Una ventaja del sistema es que las partes integrantes de la anilla de sujeción se sueldan totalmente en taller a los extremos de cada viga y en las esquinas de la columna y luego en obra se completa la conexión usando solamente pernos.

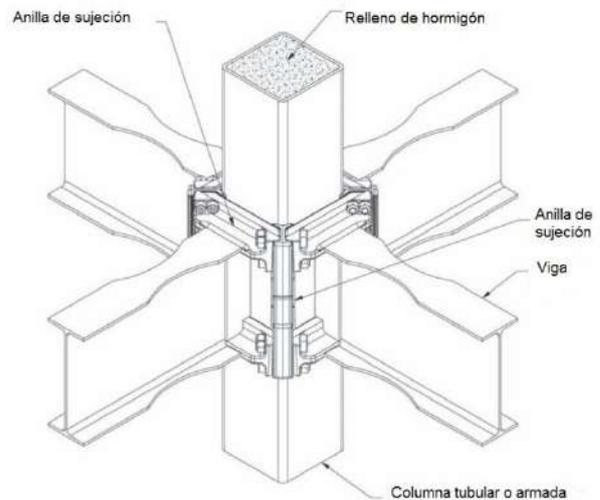


Fig. 4-22. Conexión "ConXtech ConXL" (AISC, 2010c).

4.6.2 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 4-23. 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 4-23, 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 pernos. 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.

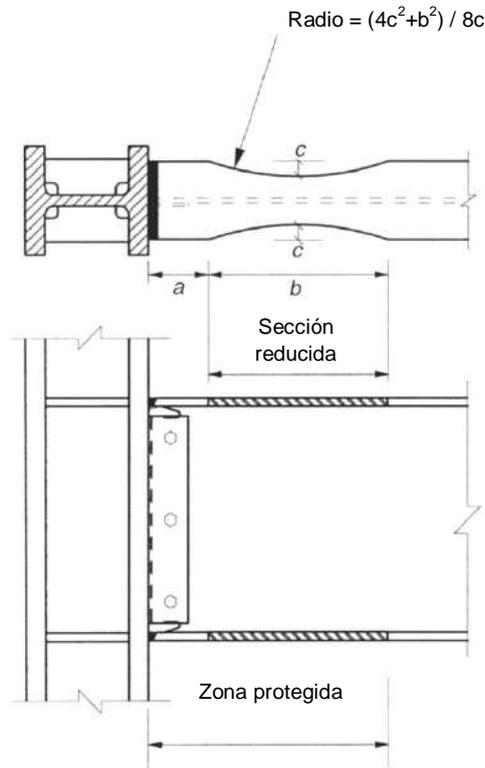


Fig. 4-23. Conexión con viga de sección reducida (AISC, 2010).

4.6.3 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 pernos 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 que 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 no

reforzada-almá soldada” (*welded unreinforced flange-welded web moment connection, WUF-W*), Figura 4-24. Es importante notar que se requiere el uso del detalle indicado en la Figura 4-7 para los agujeros de acceso de soldadura. Los pernos 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 (2000a) la incluye como conexión precalificada para pórticos no arriostrados ordinarios y especiales. Posteriormente, el documento ANSI/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.

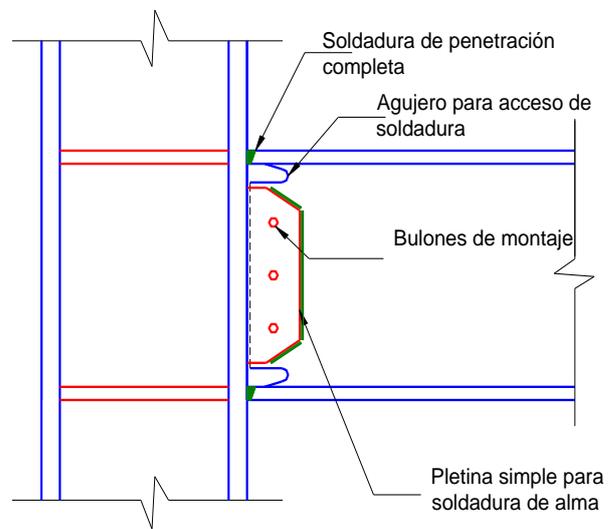


Fig. 4-24. Conexión ala soldada no reforzada-almá soldada.

La recomendación FEMA 350 (2000a) incluye una conexión similar a la descrita en la Figura 4-24, con la diferencia que la unión del alma es apernada, denominada “conexión ala soldada no reforzada-almá apernada” (*welded unreinforced flange-bolted web moment connection, WUF-B*). Esta conexión está precalificada para pórticos ordinarios.

Finalmente, se presenta en la Figura 4-25 el esquema de una conexión similar a la descrita previamente, sin embargo 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 soldadu-

ras 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.

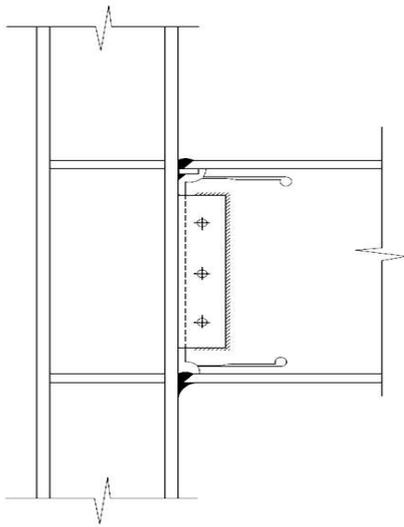


Fig. 4-25. Conexión con ranuras en el alma (FEMA, 2000a).

La mayoría de los 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). Al respecto, resulta interesante describir algunas conexiones usadas en Japón para estos casos. La Figura 4-26 muestra tres conexiones diferentes para el caso de columnas tubulares y sección cajón. En el caso (a), la columna se corta en la zona de la conexión para soldar en taller dos placas horizontales, que luego se conectarán con las vigas. En el caso (b), las placas se disponen en el interior de columnas, las que necesariamente están formadas por una sección cajón armada, mientras que en el caso (c) las placas rodean la columna y se sueldan a la misma en taller. En los casos (a) y (c) la columna puede ser un tubo de sección cuadrada o rectangular.

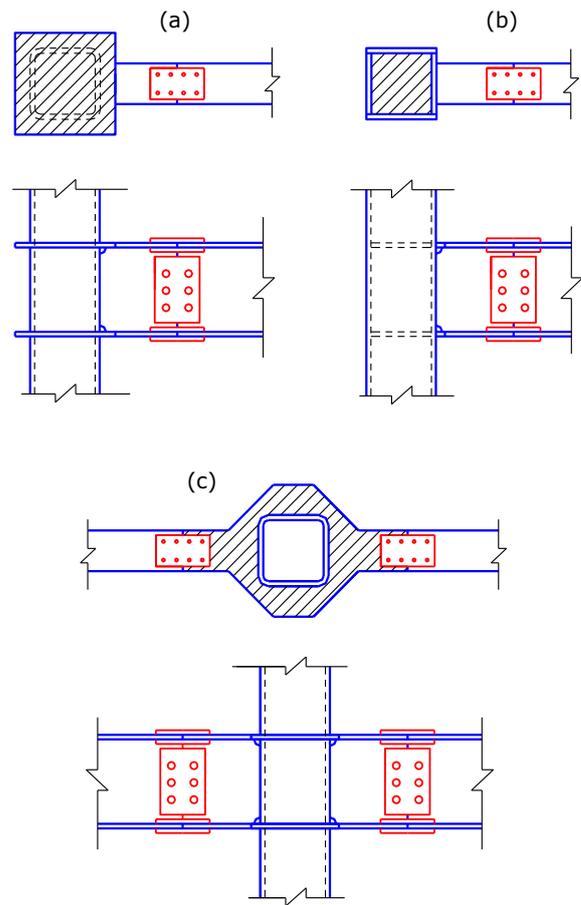


Fig. 4-26. Conexiones usadas en Japón para columnas tubulares o de sección cajón, (a) con placa a través de la columna, (b) con placa interior, y (c) con placa alrededor del nudo (Bruneau et al., 2011).

4.6.4 Conexiones precalificadas ANSI/AISC 358

La especificación [ANSI/AISC 358-10, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*](#) (AISC, 2010c), indica los criterios de diseño, detallado y fabricación para conexiones precalificadas. Los miembros a conectar deben cumplir con ciertos requerimientos para asegurar que se pueden desarrollar las deformaciones inelásticas necesarias. En el caso particular de vigas de sección armada se requiere que las almas y las alas se conecten con juntas soldadas de penetración completa y que se agregue un par de cordones de refuerzo desde el extremo de la viga hasta una distancia no menor que la altura de la viga más allá de la zona de rótula plástica. Para las columnas armadas se contemplan cuatro casos, según se ilustra en la Figura 4-27, y se especifican requerimientos particulares para cada uno de ellos.

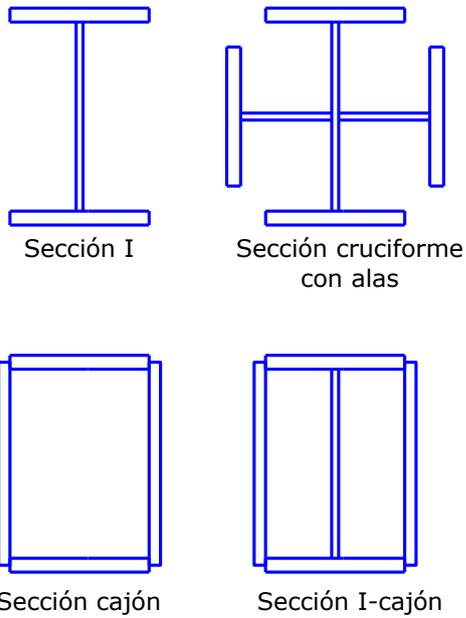


Fig. 4-27. Tipos de secciones para columnas armadas.

A modo de resumen, en la Tabla 4-2 se presentan los siete tipos de conexiones precalificadas que considera el AISC 358-10, donde se indica el nombre de la conexión, con sus siglas en inglés entre paréntesis, y el tipo de pórticos para el que es aplicable. Las caracterís-

ticas de estas conexiones, en general, fueron descritas en las secciones anteriores.

Tabla 4-2. Conexiones a momento precalificadas (AISC, 2010c)

Tipo de conexión	Sistema
Viga de sección reducida (RBS)	SMF, IMF
Conexión apernada con chapa de extremo sin rigidizar (BUEEP)	SMF, IMF
Conexión apernada con chapa de extremo rigidizada (BSEEP)	SMF, IMF
Conexión apernada con chapas de ala (BFP)	SMF, IMF
Conexión de ala soldada sin reforzar-alma soldada (WUF-W)	SMF, IMF
Conexión Kaiser con soportes apernados (KBB)	SMF, IMF
Conexión a momento ConXtech ConXL (ConXL)	SMF, IMF

Capítulo 5

Pórticos arriostrados concéntricamente

5.1 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 los miembros del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la que 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 trac-

ción 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, aun 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 apernadas, daño excesivo en vigas y columnas y fractura en conexiones soldadas y apernadas.

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 ANSI/AISC 341-10, considerando dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: los especiales y los ordinarios o convencionales (en función del nivel de desempeño esperado).

5.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS

5.2.1 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 5-1.

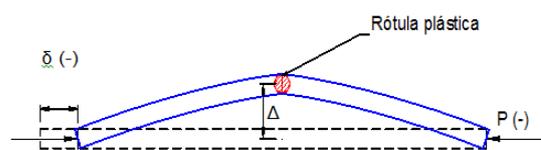


Fig. 5-1. Variables estáticas y cinemáticas en una riostra biarticulada sometida a compresión.

Al aplicar carga axial de compresión, la riostra inicialmente se comporta como un elemento lineal y elástico, experimentando un acortamiento δ (ver Figura 5-2). La carga aumenta hasta que se produce el pandeo global al alcanzar el valor P_{cr} . Si la riostra 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 riostra 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 5-3) 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 5-1). Si los extremos de la riostra no están articulados, se pueden formar rótulas plásticas también en los extremos de la riostra.

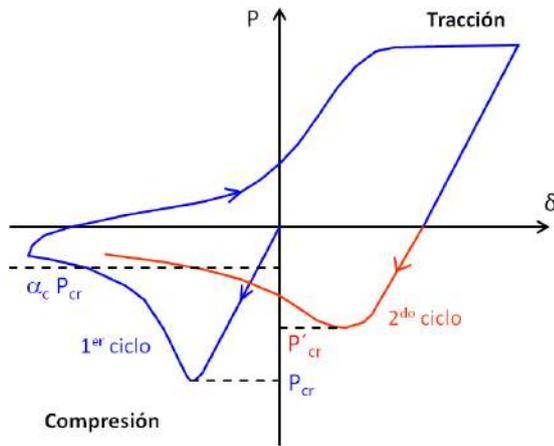


Fig. 5-2. Diagrama P - δ típico de una riostra sometida a carga axial cíclica.

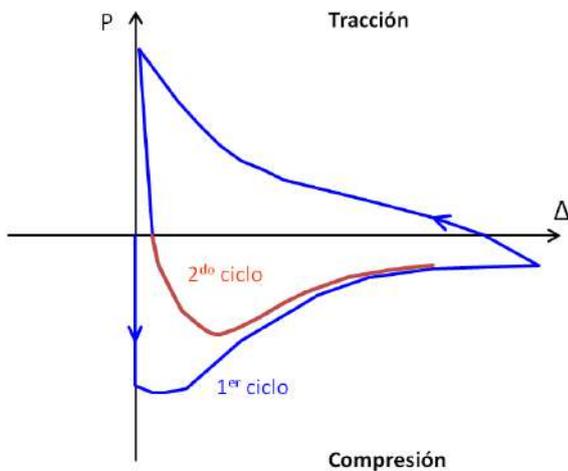


Fig. 5-3. Diagrama P - Δ típico de una riostra sometida a carga axial cíclica.

Cuando la riostra pandea, la resistencia axial disminuye rápidamente, dependiendo de la esbeltez de la riostra, $\lambda=Kl/r$ (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 riostras esbeltas. Para mayor información sobre este aspecto, puede consultarse el trabajo de [Remennikov y Walpole, \(1997a\)](#), 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 5-4.

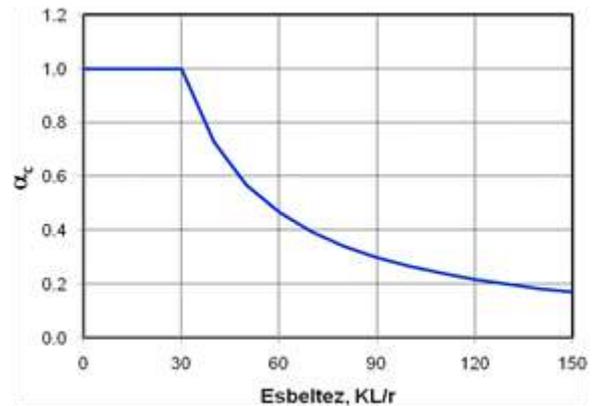


Fig. 5-4. Factor de reducción

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 riostra 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, aun 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 5-2). Esta reducción es más significativa a medida que aumenta la esbeltez de la riostra. La relación P'_{cr}/P_{cr} puede estimarse mediante la siguiente expresión empírica ([Bruneau et al., 1998](#)),

$$\frac{P'_{cr}}{P_{cr}} = \frac{1}{1 + 0.35 \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}} \quad (5-1)$$

Los resultados obtenidos mediante esta ecuación indi-

can 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 5-5 presenta curvas $P-\delta$ 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 distintas 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 5-6, se presenta la relación $P-\Delta$ obtenida en esos mismos ensayos, para el caso $\lambda = Kl/r = 80$.

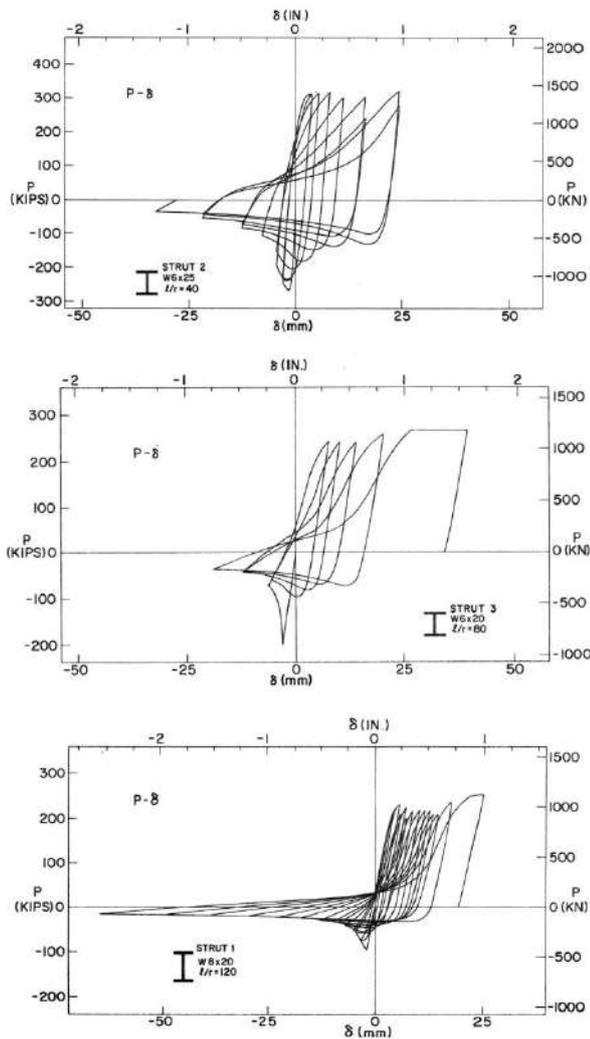


Fig. 5-5. Relación $P-\delta$ medida experimentalmente en riostras con distinta esbeltez ([Black et al, 1980](#)).

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, 1997b](#)).

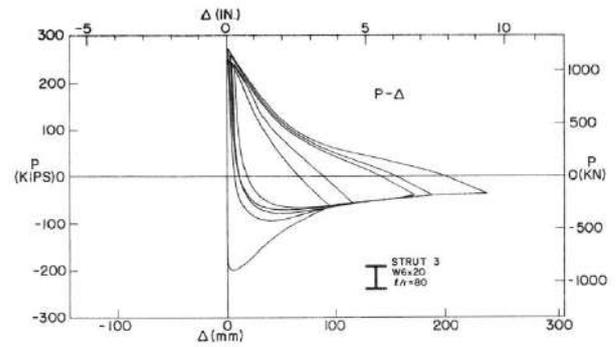


Fig. 5-6. Relación $P-\Delta$ medida experimentalmente en una riostra con $Kl/r=80$ ([Black et al, 1980](#)).

5.2.2 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:

$$\lambda \geq 2020 / \sqrt{F_y} \tag{5-2}$$

donde F_y es la tensión de fluencia en MPa. Para un acero ASTM A-36, la Ecuación 5-2 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 que 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 anchura-espesor de la sección y de las ca-

racterísticas 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 histeréticos 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 que los límites de esbeltez se han incrementado paulatinamente en las dos últimas décadas. Actualmente, se permite el uso de riostras con esbeltez menor o igual a 200 (condicionado a que se apliquen criterios de diseño por capacidad). Este valor, para el caso de riostras de acero ASTM A36 es casi el doble del permitido en las especificaciones del año 1992.

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 ANSI/AISC 360-10 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 riostras 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 anchura-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 ANSI/AISC 341-10) mostraron que las secciones tubulares son susceptibles de fractura por concentración de deformaciones en la zona central. Los tubos de sección rectangular con relaciones anchura-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 anchura-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 la riostras con relleno de hormigón ante cargas cíclicas, excepto para tubos con relaciones anchura-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 5-7 se muestra algunas secciones típicas para el caso usual de usar dos riostras 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 5-7 (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.

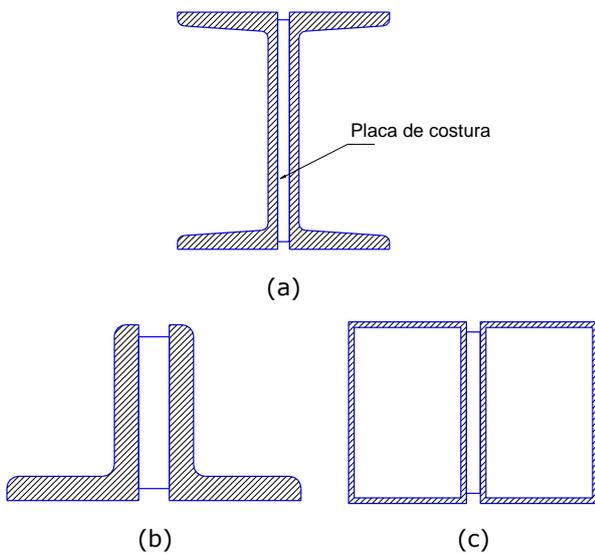


Fig. 5-7. Ejemplos de secciones para riostras armadas con perfiles y tubos.

5.2.3 Riostras tubulares rellenas de hormigón

Las riostras tubulares, de sección circular, cuadrada o rectangular, representan una alternativa conveniente debido a su eficiencia como miembros comprimidos. Ello se debe a su elevado radio de giro (en comparación con otras secciones abiertas) y a su adecuada rigidez y resistencia a torsión. Sin embargo, estas ventajas pueden verse contrarrestadas por la ocurrencia del pandeo local, que origina una pérdida ductilidad y degradación de la resistencia. Además, en los tubos plegados en frío de sección cuadrada o rectangular, se pueden producir fisuras que se originan en las esquinas, debido a la concentración de deformaciones resultantes del plegado. Es por ello que se ha propuesto el uso de tubos rellenos con hormigón o mortero de cemento, con el objeto mejorar el comportamiento estructural de las riostras ante cargas cíclicas. El efecto principal del relleno de hormigón, como se explicó en la Sección 1.5 ESTRUCTURAS CON SECCIONES COMPUESTAS, es limitar o controlar el fenómeno de pandeo local de las paredes del tubo.

Una de las primeras investigaciones experimentales y analíticas fue realizada por Liu y Goel (1988) con tubos de sección rectangular, observándose que el efecto del relleno de hormigón es más efectivo en riostras de menor esbeltez, con relaciones ancho/espesor elevadas, donde la resistencia es controlada por el pandeo local. En tubos esbeltos no se observó un efecto significativo del relleno de hormigón, salvo que la deformada por pandeo global (flexional) se modificaba en el caso de los tubos rellenos adoptando la forma de una curva aproximadamente senoidal.

La Figura 5-8 muestra la respuesta monotónica obtenida por Broderick et al. (2005) mediante el ensayo de dos riostras tubulares de sección cuadrada, de esbeltez global $\lambda=72$, con y sin relleno de hormigón. En el eje de ordenadas se representa la carga de compresión, P , dividida la resistencia a fluencia del tubo de acero ($F_y A_s$). Se observa claramente un incremento de la resistencia, del orden del 26%, pero más importante aún es que se mejora el comportamiento en rango inelástico, reduciendo la degradación de la resistencia.

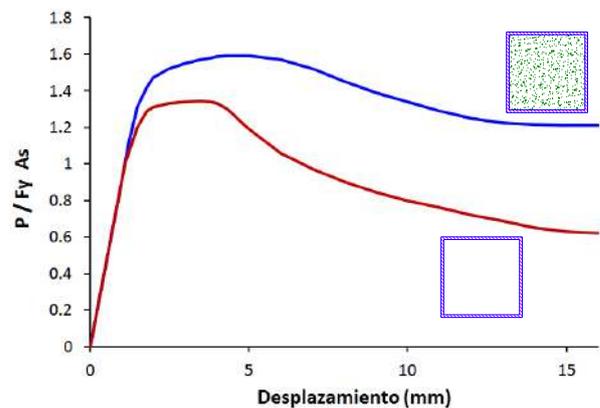


Fig. 5-8. Comparación de la respuesta estructural de dos riostras tubulares, con y sin relleno.

En la actualidad se dispone de procedimientos de diseño y de métodos refinados de análisis (Denavit y Hajar, 2012) para las riostras tubulares rellenas, por lo que su uso en estructuras sismorresistentes es recomendado. Desde el punto de vista constructivo, estas riostras presentan cierta complicación por las tareas de llenado del tubo.

5.3 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS RIOSTRAS

5.3.1 Criterios estructurales

Los pórticos arriostrados pueden diseñarse con diversas configuraciones de riostras, las que 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 5-9.

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 5-9). De esta forma, la inversión del sentido de carga produce alternancia de esfuerzos de compresión y tracción en las riostras, las que varían su resistencia y rigidez, pero la respuesta estructural del sistema es similar en ambos sentidos. Además, el adecuado balance entre riostras comprimidas y traccionadas evita la acumulación de distorsiones de piso inelásticas en una dirección. Por estas razones, las configuraciones indicadas en la Figura 5-10 no son adecuadas y los reglamentos de diseño sismorresistente usualmente desalientan o prohíben su uso (mediante requerimientos que se explican más adelante).

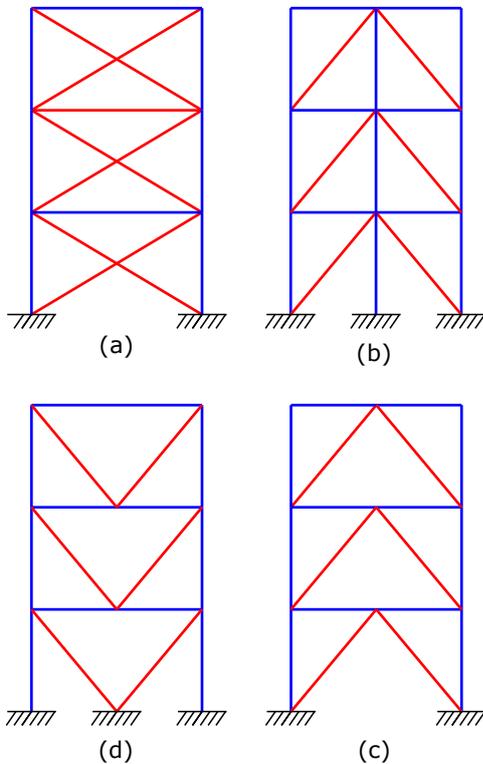


Fig. 5-9. Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron.

5.3.2 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 vigacolumna 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 5-11). 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 5-12), como resultado del desbalance entre los esfuerzos axiales resistidos por las riostras:

$$P_{un} = (P_t - P_c) \operatorname{sen} \alpha \quad (5-3)$$

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

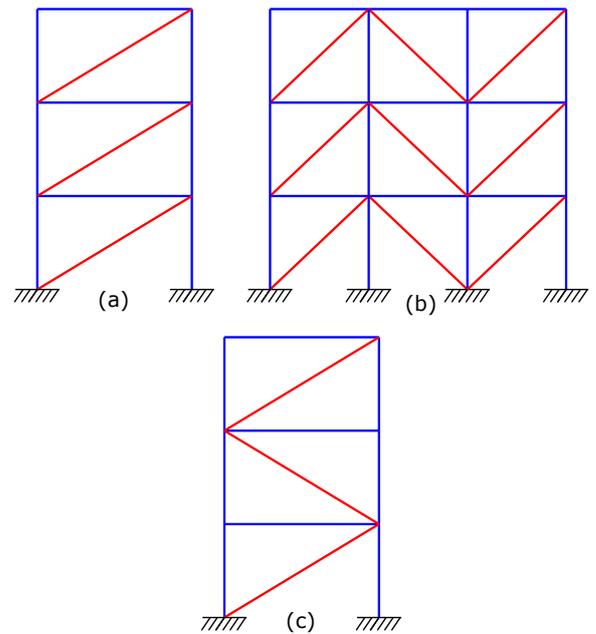


Fig. 5-10. Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica.

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 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, 1997b](#)). En el primer caso, la viga puede resistir sin plastificarse los esfuerzos resultantes de la acción 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 com-

primida pandea, como se ilustra en la Figura 5-11(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).

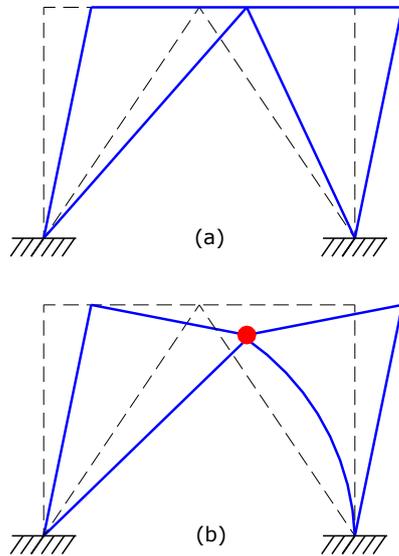


Fig. 5-11. Mecanismo de deformación de un pórtico con riostras en V invertida (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida.

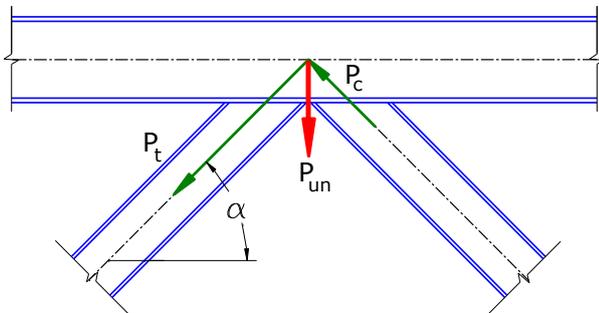


Fig. 5-12. Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de las riostras.

De modo que se concluye que la respuesta inelástica de pórticos con riostras en V o V invertida puede ser inadecuada sino se diseñan vigas con el concepto de viga fuerte. Es por ello que las especificaciones ANSI/AISC 341-10 indican requerimientos especiales para estas vigas cuando, particularmente para el caso de pórticos especiales arriostrados concéntricamente, que son estructuras de ductilidad elevada. Alternativamente, para evitar los efectos negativos de la carga vertical P_{un} en el centro de las vigas se puede modificar la configuración de las riostras. Por ejemplo, se puede alternar la ubicación de las riostras para formar una X que comprende dos pisos, como se indica en la Figura 5-13 (a). Otra posibilidad es incorporar una columna es utilizar una columna intermedia o columna de cierre

(en inglés, *zipper*), ver Figura 5-13 (b), según los criterios que se explican en la sección siguiente.

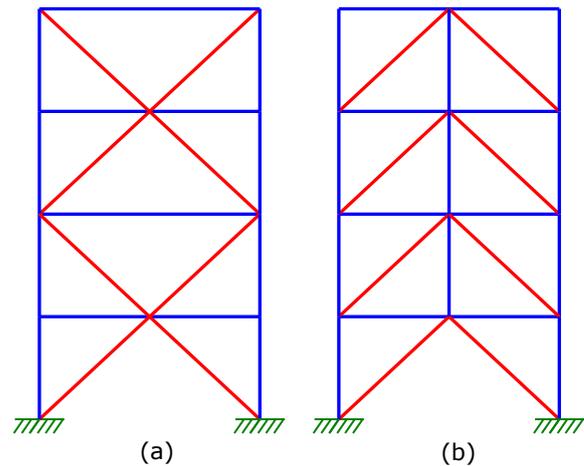


Fig. 5-13. Configuraciones de riostra para mitigar el efecto de fuerzas desbalanceadas en las vigas: (a) en X sobre módulos de 2 pisos, y (b) con columna de cierre o "zipper"

5.3.3 Pórticos arriostrados en V o V invertida con columna zipper

La idea de incorporar columnas de cierre o *zipper* en los pórticos arriostrados en V o V invertida fue propuesta originalmente por [Khatib et al., \(1988\)](#) para paliar el efecto de la carga desbalanceada P_{un} , descrita previamente. De esta forma se busca vincular los puntos de intersección de las riostras y vigas con un elemento vertical. Cuando se produce el pandeo de la primera riostra, normalmente en el piso inferior, la columna zipper transfiere carga hacia arriba y las riostras comprimidas de los pisos superiores pandean en forma casi simultánea, como se indica en la Figura 5-14. Se logra así una mejor distribución del pandeo en toda la altura, lo que es un efecto positivo. Sin embargo, ante un incremento de la acción sísmica es probable que se formen rótulas plásticas en las vigas (por efecto de la carga P_{un}) y que eventualmente fluya la riostra inferior traccionada, resultando así en un mecanismo de colapso completo e inestable ([Yang et al., 2010](#)).

[Leon y Yang \(2003\)](#) introdujeron posteriormente una modificación de diseño que permite mejorar significativamente el comportamiento inelástico. Esta modificación consiste en aplicar conceptos del diseño por capacidad para asegurar que las riostras y vigas superiores se mantienen en rango elástico de modo de formar una viga reticulada en el nivel más alto de la estructura, ver Figura 5-15. De modo que la columna de cierre o *zipper* queda suspendida de la viga reticulada superior, que es la que resiste la totalidad de las fuerzas desbalanceadas P_{un} y permite además que las riostras traccionadas fluyan. Este tipo de estructura se denomina pórticos arriostrados con columna de cierre suspendida (*braced frame with suspended zipper struts*). . Es

importante destacar que la configuración geométrica en ambos casos es la misma, no obstante se mejora la respuesta estructural mediante consideraciones de diseño que aseguran la formación de la viga reticulada superior con comportamiento elástico.

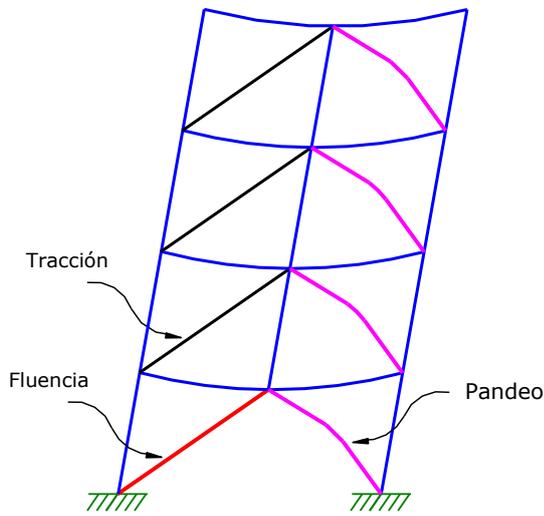


Fig. 5-14. Mecanismo de deformación de un pórtico arriostrado con columna de cierre.

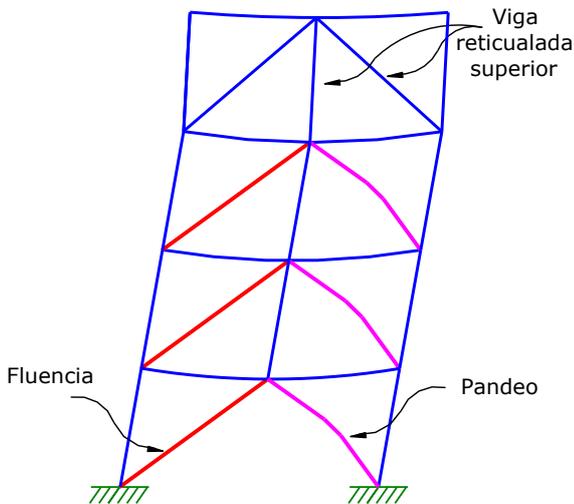


Fig. 5-15. Mecanismo de deformación de un pórtico arriostrado con columnas de cierre suspendidas.

La Figura 5-15 muestra el mecanismo de deformación típico de un pórtico arriostrado con columna de cierre suspendida, donde se observa que todas las riostras ubicadas debajo de la viga reticulada superior pueden pandear o fluir, según estén comprimidas o traccionadas. El comportamiento inelástico mejora significativamente y la respuesta se mantiene estable y sin degradación, según se observa en la Figura 5-16, línea continua (a). Este comportamiento fue verificado experimentalmente en pórtico de tres niveles por [Yang et al. \(2010\)](#). En esta figura se incluye también la curva corte basal-desplazamiento lateral correspondiente a un pórtico arriostrado con columna de cierre convencio-

nal, ver línea de trazo (b). La comparación de las curvas indica claramente como en el último caso la respuesta se degrada rápidamente luego de que pandean las riostras.

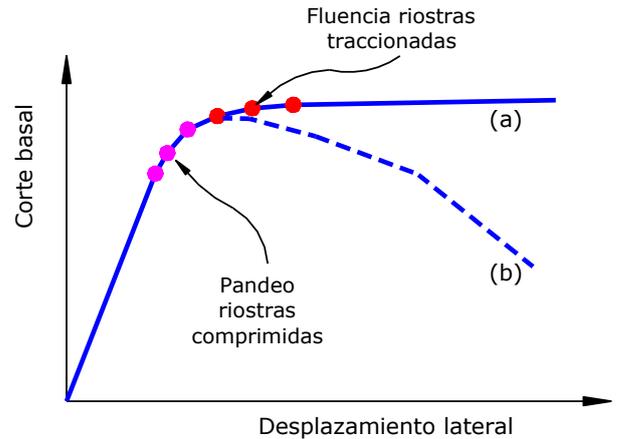


Fig. 5-16. Respuesta estructural de pórticos arriostrados, curva (a): con columna de cierre convencional, y curva (b) con columna de cierre suspendida.

5.3.4 Riostras en K

La configuración de riostras en K, cuyo esquema se indica en la Figura 5-17, 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 5-18). 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 no está permitido por las especificaciones sísmicas AN-SI/AISC 341-10.

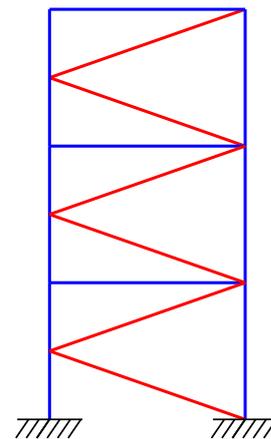


Fig. 5-17. Pórtico arriostrado en K.

5.3.5 Riostras tipo tensor en X

Los pórticos con tensores en X (ver Figura 5-19) 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 sismorresistente 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 un 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 5-20.

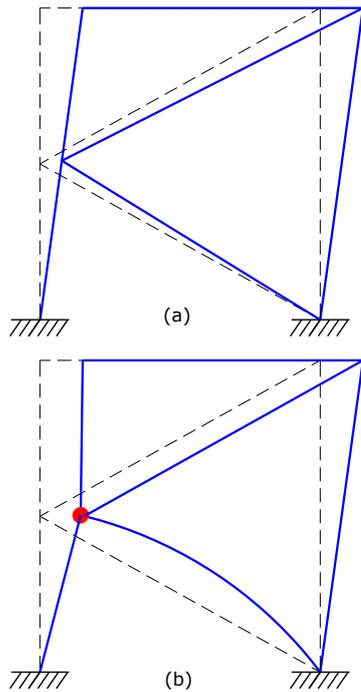


Fig. 5-18. Mecanismo de deformación de un pórtico con riostras en K (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida.



Fig. 5-19. Pórtico arriostrado con tensores en X.

Adicionalmente, como se mencionó en la sección 5.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS, los arriostramientos con tensores en X presentan el problema de un repentino aumento de rigidez cuando la riostra, luego de pandear, toma carga en tracción, pudiendo originar un efecto similar al de una carga de impacto. Por estas razones, el uso de estos arriostramientos 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.

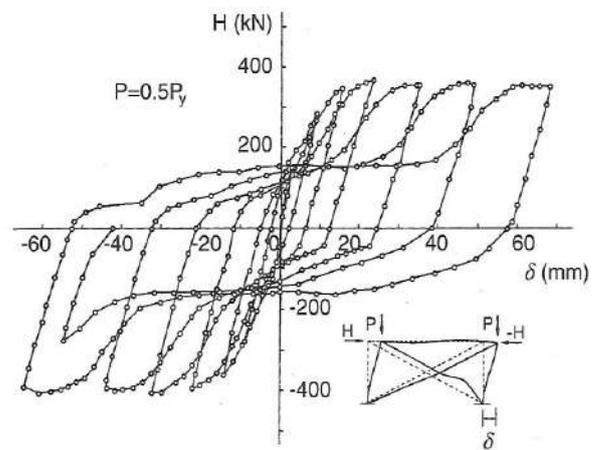


Fig. 5-20. Respuesta estructural de un pórtico arriostrado con tensores en X, ensayado por Wakabayashi (1986).

5.4 DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

5.4.1 Mecanismo plástico

Los pórticos arriostrados concéntricamente pueden desarrollar un mecanismo plástico aceptable, ante la acción de un sismo severo. Como se ilustra esquemáticamente en la Figura 5-21, la deformación inducida por el sismo origina el pandeo de las riostras comprimidas y posteriormente la fluencia de las riostras traccionadas. Si se invierte el sentido de la acción sísmica, las riostras que estaban traccionadas se pandean al quedar comprimidas y viceversa. De modo que se puede lograr un comportamiento dúctil, con adecuada disipación de energía, debido a la fluencia en tracción y también por las deformaciones plásticas que localmente induce el pandeo de las riostras.

La observación de estructuras sometidas a sismos reales indica que, si bien es posible desarrollar un mecanismo plástico con adecuada ductilidad, las riostras quedan sometidas a grandes ciclos de deformaciones inelásticas. Para resistir el efecto de estas deformaciones sin pérdidas importantes de rigidez y resistencia es de fundamental importancia realizar un diseño cuidadoso que incluya detalles adecuados de los miembros y conexiones para ese nivel de ductilidad.

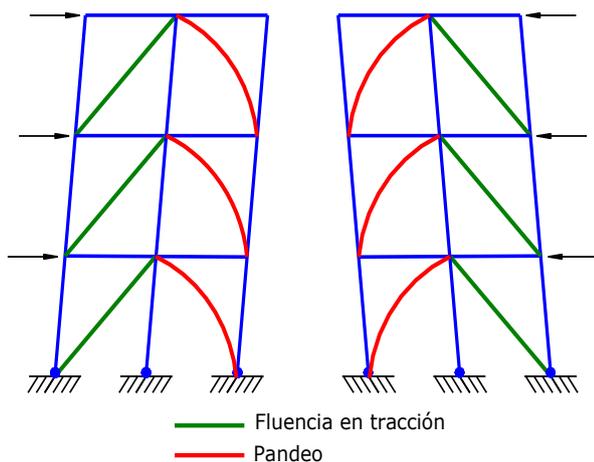


Fig. 5-21. Mecanismo plástico de un pórtico arriostrado.

5.4.2 Diseño de conexiones

Las riostras usualmente se vinculan a las vigas y columnas del pórtico mediante chapas de nudo (*gusset plates*), usando como medio de unión pernos 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 máximos esfuerzos que le puede transmitir la riostra, 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 ANSI/AISC 341-10 indican requerimientos particulares para la conexión viga-columnas y también para la conexión de las riostras, con el objeto de permitir el desarrollo de un mecanismo dúctil en los pórticos especiales arriostrados concéntricamente.

Como criterio general de diseño, se debe considerar que soldadura y pernos en una conexión no deben resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza. En la Figura 5-22 se muestra un detalle inadecuado, donde la fuerza axial en la riostra se transfiere a la placa de nudo mediante soldadura de ranura en las alas y pernos 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 pernos. 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.

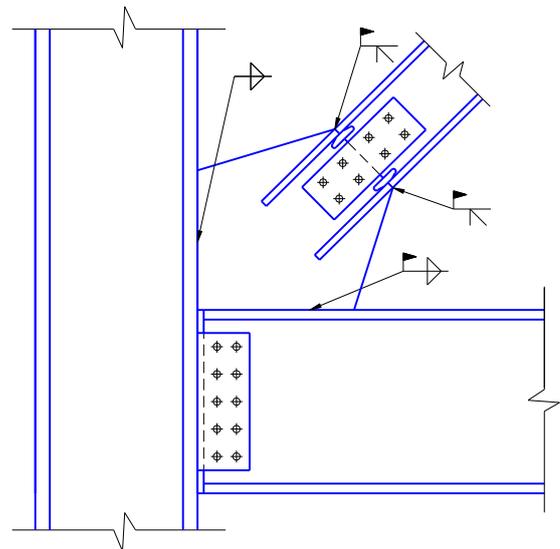


Fig. 5-22. Detalle de conexión inadecuado, debido a que pernos y soldadura resisten en forma conjunta las fuerzas actuantes.

La Figura 5-23 presenta 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 de ranura y de filete. En este caso, los pernos 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 pernos, con lo que se agiliza el montaje y se reduce la ejecución de soldadura en obra.

5.5 PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

5.5.1 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 7-10](#).

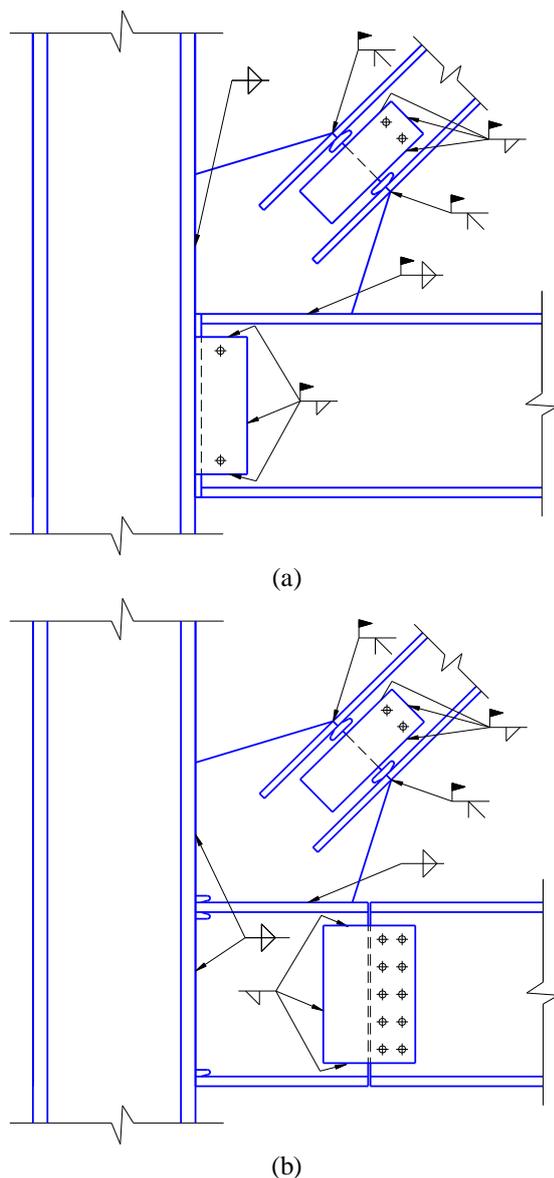


Fig. 5-23. Ejemplos de conexiones recomendadas para riostras, (a) conexión totalmente soldada, (b) conexión con soldadura y pernos.

Si bien estos pórticos arriostrados se caracterizan por sus conexiones concéntricas, se permiten pequeñas excentricidades cuya magnitud no debe exceder la altura de la viga. En esos casos se requiere que los esfuerzos resultantes de esa excentricidad (momento flector y corte) sean considerados en el diseño y que su efecto no altere la capacidad de deformación inelástica.

5.5.2 Análisis

La resistencia requerida en vigas y columnas debe determinarse a partir de las combinaciones de carga correspondientes, con consideración de la acción sísmica amplificada. Para determinar el efecto de la acción sísmica incluyendo sobrerresistencia, E_{mh} (ver Sección 2.5.2 Combinaciones de carga con acción de sismo) se deben considerar los esfuerzos más desfavorables resultantes de los dos siguientes casos:

- Análisis en el que se supone que las riostras desarrollan la resistencia esperada a compresión y tracción.
- Análisis en el que se asume que las riostras traccionadas desarrollan su resistencia esperada, mientras que las comprimidas desarrollan su resistencia de pos-pandeo.

La resistencia esperada a tracción se determina como $R_y F_y A_g$. Para las riostras comprimidas, la resistencia esperada se adopta como el menor valor entre $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$ (donde F_{cre} es la tensión crítica F_{cr} de terminada para una tensión de fluencia igual a $R_y F_y$), mientras que la resistencia esperada de pos-pandeo se puede determinar como 0.3 veces la resistencia esperada a compresión. La longitud de pandeo para el cálculo de la tensión crítica no debe exceder la distancia entre los extremos de la riostra.

5.5.3 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:

$$Kl/r \leq 200 \quad (5-4)$$

Este límite es mayor que en versiones anteriores del reglamento debido a que investigaciones recientes muestran que la falla por fractura bajo carga cíclica es menos probable a medida que se incrementa la esbeltez de la riostra.

Además se requiere que el área efectiva de la riostra no sea menor que el área bruta de la misma. Esta condición implica la colocación de refuerzos especiales en las zonas de conexión donde se reduce la sección, por ejemplo, en riostras con conexiones apernadas o riostras tubulares soldadas, que se insertan a las chapas de nudo mediante ranuras realizadas en los extremos. Con ello se busca evitar la ruptura de la riostra en la sección neta antes de que la estructura desarrolle ductilidad, como se observa en la Figura 5-24. El diseño de la conexión de la riostra se puede ver muy condicionado para dar cumplimiento a este requerimiento.

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

La parte central de las riostras, donde se puede producir una rótula plástica como consecuencia del pandeo flexional y los extremos de la riostras (incluyendo las conexiones y una longitud igual a la anchura de la riostra, d) se consideran zonas protegidas, como se muestra en Figura 5-25. 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 5-26).

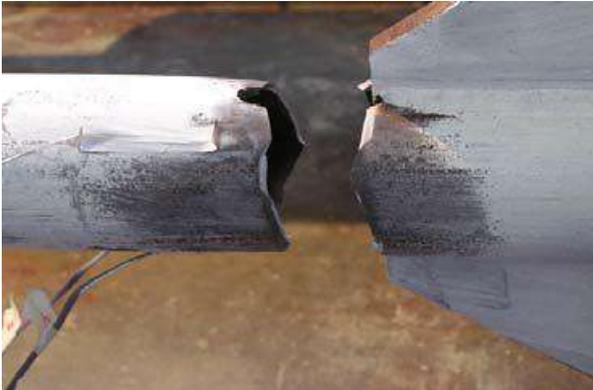


Fig. 5-24. Fractura de una riostra en la sección neta (Fu et al., 2007)

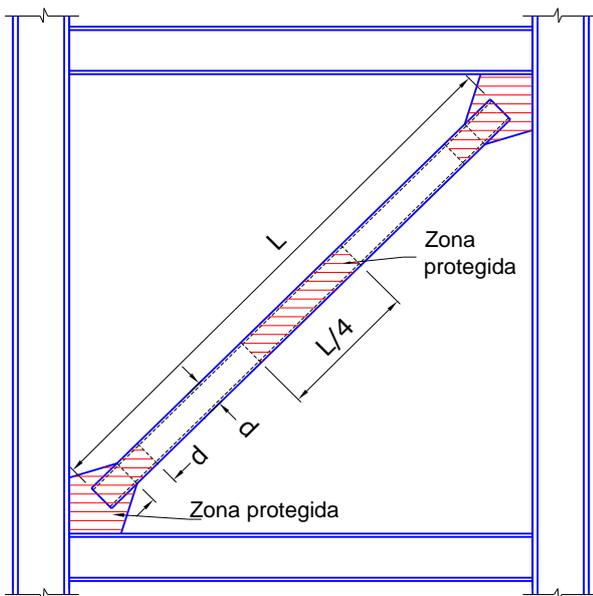


Fig. 5-25. Definición de las zonas protegidas en una riostra y sus conexiones.

5.5.4 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).

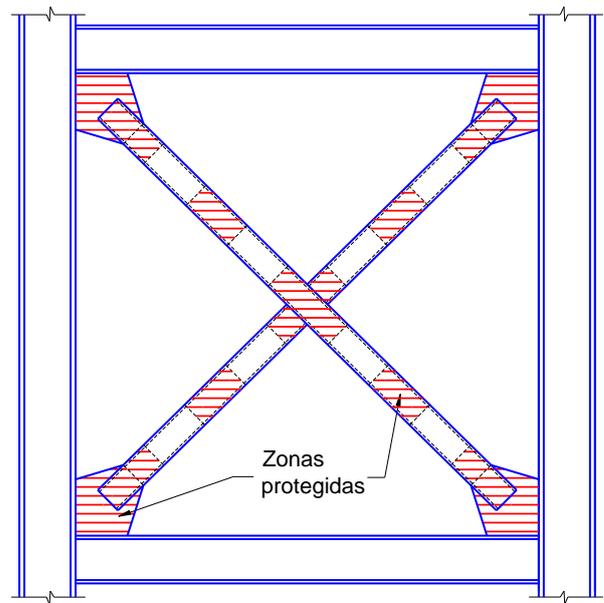


Fig. 5-26. Zonas protegidas en riostras en X.

El cumplimiento de esta condición excluye el uso de tensores en X, al igual que las riostras en K, como sistema de arriostramientos para pórticos especiales arriostrados.

5.5.5 Relación anchura-espesor

Las columnas y riostras de los pórticos especiales arriostrados concéntricamente deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad elevada. De modo que las secciones de esos miembros deben tener relaciones anchura-espesor que no superen el valor límite λ_{hd} . Las vigas se consideran como miembros de ductilidad moderada, por lo que las secciones deben verificarse con el valor límite λ_{md} (que representa una condición menos estricta que la anterior). Estas exigencias son coherentes con el criterio de diseño sismorresistente para estos pórticos, mediante el cual se permite el pandeo global de la riostra y se limita la ocurrencia del pandeo local, que puede originar fallas frágiles por fractura del acero.

5.5.6 Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna en los pórticos arriostrados usualmente incluyen una chapa de nudo para permitir la conexión de la riostra. En estos casos, el reglamento ANSI/AISC 341-10 requiere que la conexión viga-columna cumpla con una de las siguientes alternativas:

- La conexión se diseña como una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0.025 rad.
- La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al menor de los dos valores siguientes:
 - Resistencia flexional esperada de la riostra por 1,1, esto es $1.1 R_y M_p$.
 - Suma de las resistencias flexionales esperadas de

la columna multiplicada por 1.1. Las conexiones, en este caso, deben cumplir con los mismos requerimientos de conexiones viga-columna en pórticos no arriostrados ordinarios.

Los comentarios del reglamento presentan a modo de ejemplo, una conexión ensayada por [Stoakes y Fahnestock, \(2010\)](#), cuyas características se presentan en la Figura 5-27. Se observa que la viga y la chapa de modo se conectan mediante perfiles L apernados al ala de la columna. La deformabilidad propia de los perfiles L permite que la conexión pueda rotar según lo requerido por el reglamento para una conexión simple.

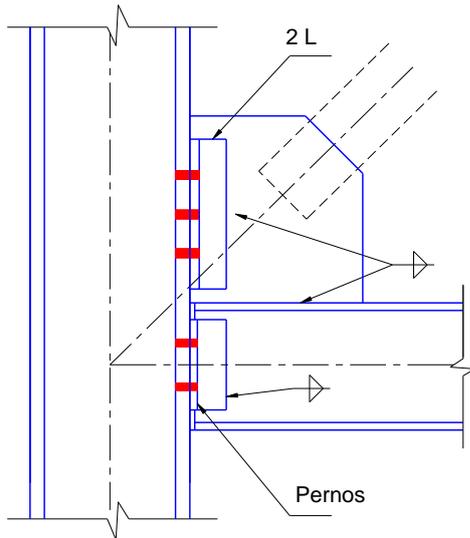


Fig. 5-27. Conexión simple propuesta por [Stoakes y Fahnestock, \(2010\)](#).

La Figura 5-28 representa otras dos alternativas propuestas y ensayadas por [Thornton y Muir \(2008\)](#) en donde la viga y la chapa nodal se conectan en forma rígida, mediante soldadura, a la columna. Sin embargo, la viga cuenta con un dispositivo que permite la rotación de 0.025 rad. requerida por el reglamento. En el caso (a) se emplean perfiles L, soldados al alma de la viga y conectados entre sí mediante pernos, de modo que se permite el giro por la deformabilidad de los perfiles L (como en el caso de la Figura 5-27). En la segunda alternativa, caso (b), la rotación se permite mediante una articulación dispuesta en el extremo de la viga.

Los comentarios del reglamento también indican la posibilidad de usar para pórticos especiales arriostrados concéntricamente una conexión simple propuesta por [Fahnestock et al. \(2007\)](#) para riostras de pandeo restringido. Las características principales de esta conexión se ilustran en la Figura 5-29, donde se observa que la viga se conecta únicamente mediante chapas o cubrejuntas de alma, de modo de permitir la rotación.

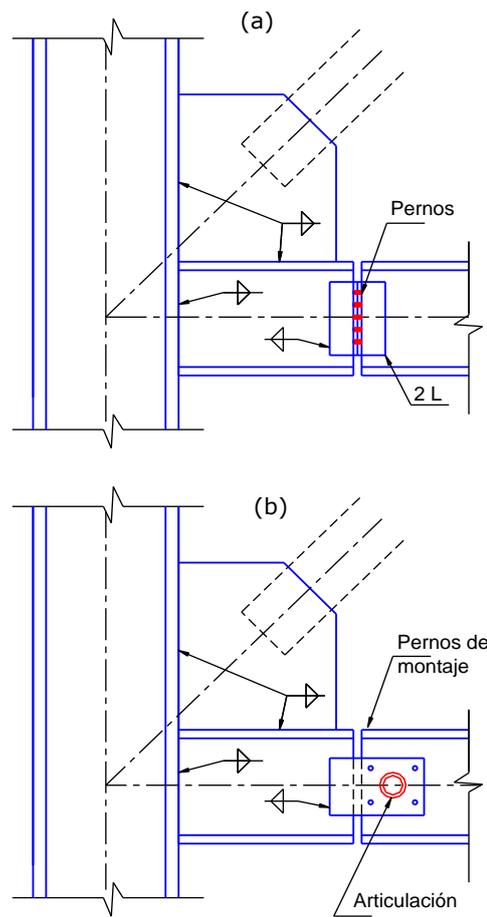


Fig. 5-28. Conexiones simples propuesta por [Thornton y Muir, L. S. \(2008\)](#).

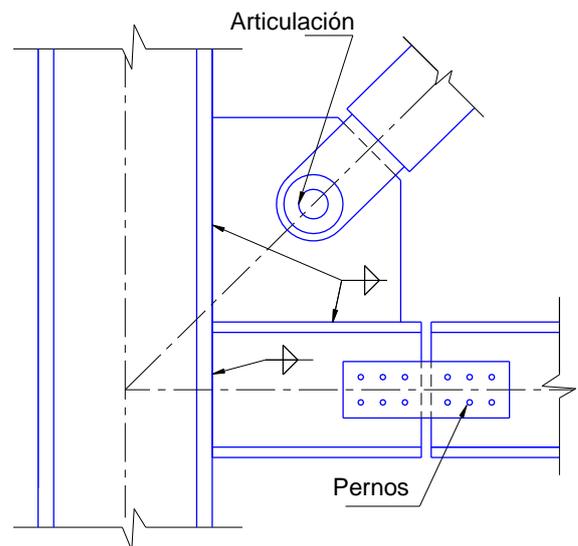


Fig. 5-29. Conexión simple propuesta [Fahnestock et al. \(2007\)](#) para riostras de pandeo restringido.

5.5.7 Conexiones de las riostras

Las conexiones deben cumplir los siguientes requerimientos:

a. Resistencia requerida a tracción

La resistencia requerida a tracción de las conexiones debe adoptarse como el menor de los valores siguientes:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la que 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 5.5.2 Análisis).

b. 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).

c. Efectos originados por el pandeo de la riostra

La conexión debe ser capaz de resistir los efectos inducidos por la formación de rótulas plásticas en los extremos cuando se produce el pandeo global de la riostra. De modo que la conexión debe tener suficiente resistencia flexional o bien adecuada capacidad de deformación para acomodar la rotación del extremo de la riostra. Es por ello que el reglamento requiere que se cumpla uno de los siguientes requerimientos:

- Resistencia flexional requerida: la resistencia flexión de la conexión debe ser al menos igual a la resistencia flexional esperada de la riostra por 1,1, esto es $1.1 R_y M_p$ (M_p se determina respecto del eje crítico de pandeo).
- Capacidad de rotación: la conexión debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la riostra correspondiente al nivel de distorsión de piso de diseño. Se permite considerar la rotación inelástica de la conexión.

Es importante aclarar que estas condiciones de resistencia deben 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 se diseñan para cumplir la condición de resistencia flexional requerida. En el caso del pandeo fuera del plano de la riostra, es muy difícil, en general, cumplir con la condición de que conexión sea más resistente flexionalmente que la riostra. En este caso resulta conveniente detallar la conexión de modo de acomodar las rotaciones inelásticas de la riostra. En la Figura 5-30 se presenta, a modo de ejemplo, un detalle de conexión recomendado en las especificaciones ANSI/AISC 341-10, mediante el que 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 la anchura de la franja de fluencia $2t$ (donde t es el espesor de la chapa de nudo) es suficientemente pequeño como para evitar el pandeo de la chapa. El valor $2t$

es una distancia mínima por lo que es recomendable especificar un valor un poco mayor ($2t + 25\text{mm}$) en los planos de construcción para considerar las tolerancias de montaje.

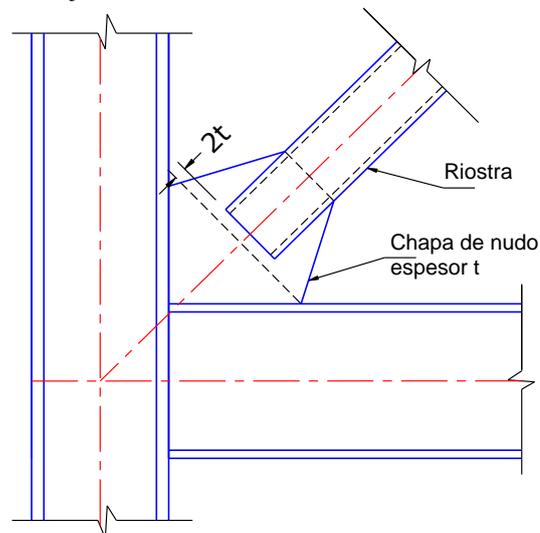


Fig. 5-30. Conexión de extremo de riostra con franja de fluencia para permitir la rotación del extremo.

El criterio indicado en la Figura 5-30 es efectivo desde el punto de vista estructural, pero en su aplicación práctica puede conducir a chapas nodales de dimensiones excesivas, y por ende a un aumento de los costos. Es por ello que [Lehman et al. \(2008\)](#), propusieron un patrón de fluencia alternativo con una trayectoria elíptica. En la Figura 5-31 se muestra una fotografía tomada al finalizar el ensayo de una placa diseñada con este criterio. Se observa la formación de una banda de fluencia (zona más oscura debido a que la fluencia origina el desprendimiento de la pintura blanca) que permitió cumplir adecuadamente con el criterio reglamentario de rotación inelástica. Para más detalles sobre el diseño de este tipo de chapas nodales se puede consultar el trabajo de [Lehman et al. \(2008\)](#) o [Bruneau et al. \(2011\)](#).

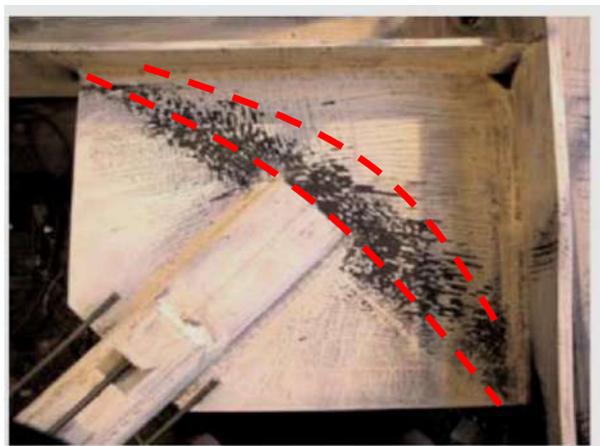


Fig. 5-31. Chapa nodal con patrón de fluencia de trayectoria elíptica ([Lehman et al., 2008](#)).

Alternativamente, se puede lograr una adecuada capacidad de rotación inelástica con el detalle de conexión representado en la Figura 5-32. En este caso, se dispone una chapa intermedia que conecta la chapa nodal y la riostra. Esta chapa intermedia rigidiza la chapa nodal (y le confiere resistencia flexional en su plano) y cuenta con una longitud libre, de dimensión $2t$ como mínimo, que permite acomodar la rotación inelástica resultado del pandeo en el plano del pórtico. Los ensayos realizados por Tremblay et al. (2008), demostraron un comportamiento satisfactorio de este detalle de conexión.

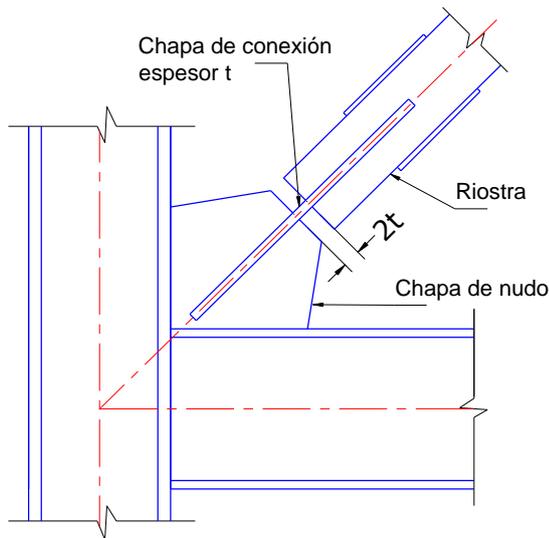


Fig. 5-32. Chapa de conexión dúctil para rotulación en el plano del pórtico.

Un caso particular, pero de mucho interés práctico, es el de las conexiones de riostras de sección tubular, dado que este tipo de secciones son utilizadas frecuentemente por su adecuada resistencia a compresión. Durante muchos años, un detalle usual para estas conexiones consistió en realizar dos cortes longitudinales en los extremos de la riostra (como ranuras) y luego soldar una plancha de acero insertada en los cortes, como se indica en la Figura 5-33 (a). Es importante recordar, como se mencionó previamente, que el reglamento requiere que la sección neta efectiva sea al menos igual que la sección bruta de la riostra, condición que no satisface el detalle mencionado (salvo que se agreguen refuerzos, como se explica más adelante). Es por ello que se han propuesto y ensayado diversas alternativas para la conexión de riostras de sección tubular. Una de ellas se ilustra en la Figura 5-33 (b) y consiste en realizar una caladura en la chapa de conexión, la que se suelda a la riostra sin reducir la sección de la misma.

Otra solución consiste en usar chapas o planchuelas de refuerzo con el fin de aumentar la sección en la zona de la conexión. La Figura 5-34 muestra un detalle diseñado con este criterio, donde se observa que la riostra de sección cuadrada se inserta en una chapa nodal. La riostra se refuerza en sus extremos mediante dos chapas

soldadas en caras opuestas del tubo. Este detalle fue ensayado por Tremblay et al. (2008), y se demostró que la conexión exhibe una adecuada respuesta estructural.

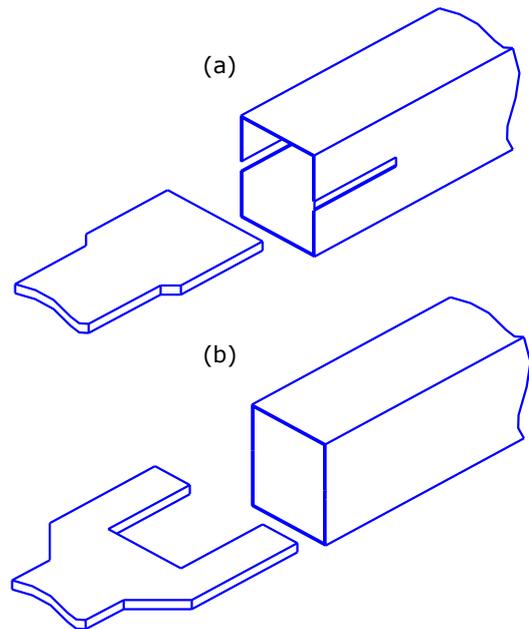


Fig. 5-33. Detalles para conexión de riostras de sección tubular, (a) inconveniente, porque reduce la sección de la riostra y (b) adecuado.

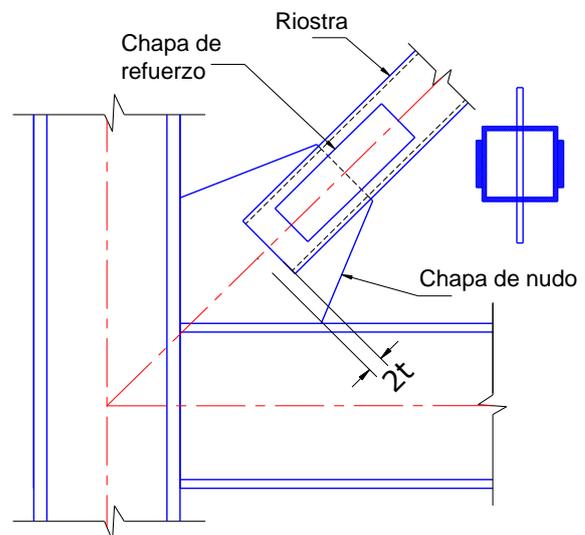


Fig. 5-33. Detalles para conexión de riostras de sección tubular reforzada con chapas adicionales.

Finalmente, se menciona el detalle de conexión desarrollado por la empresa Cast ConneX mediante una pieza especial fundida de acero que se suelda al extremo de riostras de sección circular. Esta pieza se inserta en la chapa nodal y luego se fija mediante pernos. En la Figura 5-35 se muestra una fotografía de una riostra con este tipo de conexión y el detalle de la pieza de acero.

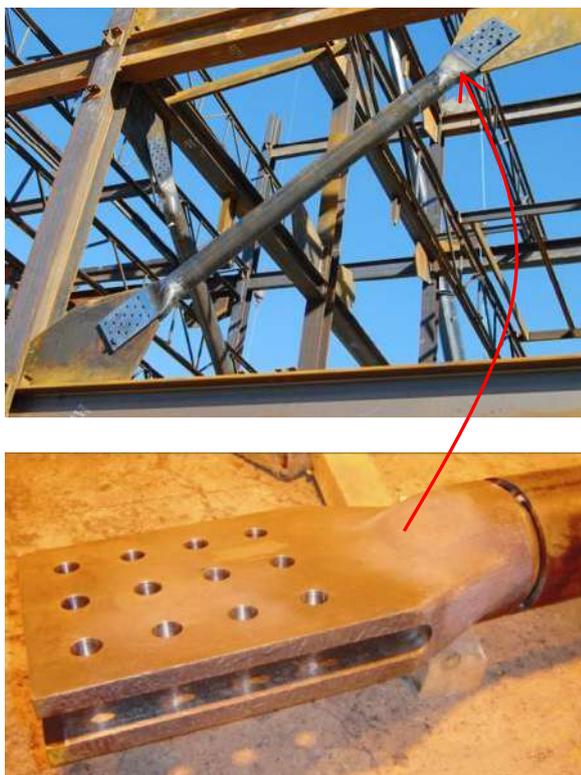


Figura 5-35. Conexión Cast ConneX High-Strength Connector (<http://www.castconnex.com>).

5.5.8 Requerimientos especiales para 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 5.3.2 Riostras en V y V invertida). Las especificaciones indican que las vigas deben ser continuas entre las columnas y que la misma deben arriostrarse lateralmente de acuerdo a los requisitos para miembros de ductilidad moderada (para controlar los efectos adversos que podría originar el pandeo lateral-torsional de la viga u otros efectos torsionales inducidos por el pandeo de las riostras).

5.5.9 Arriostramientos en K

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

5.5.10 Sistemas duales

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente pueden usarse en combinación con pórticos no arriostrados, formado de esa forma un sistema dual (ver Figura 5-36). 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 5-36) o bien cuando se combinan planos resistentes de distinto tipo en una estructura espacial.

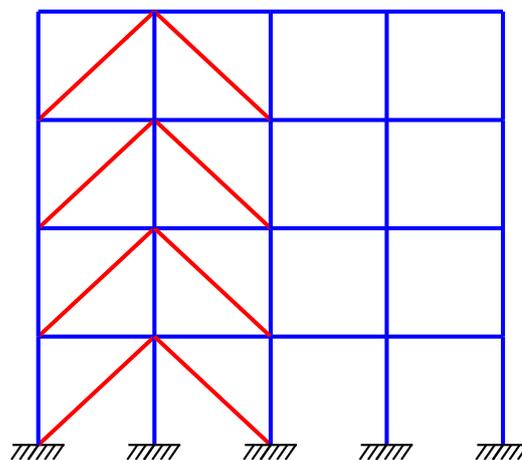


Fig. 5-36. Ejemplo de un sistema dual con pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos no arriostrados.

5.6 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 [ASCE/SEI 07-10](#) 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 cumpla con la condición definida por la siguiente ecuación:

$$Kl / r \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5-5)$$

Además, las riostras deben considerarse como miembros de ductilidad limitada. 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.

5.7 UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA

Las riostras de acero, conectadas en forma concéntrica representan una alternativa válida para la rehabilitación sísmica, particularmente en el caso de pórticos de acero u hormigón armado que no cumplen los requerimientos reglamentarios actuales. A modo de ejemplo, las Figu-

ras 5-37 y 5-38 muestran edificios rehabilitados con riostras de acero.



Fig. 5-37. Edificio escolar en la ciudad de Mendoza, Argentina, con estructura de hormigón armado, rehabilitado con el agregado de riostras de acero.



Fig. 5-38. Edificio Residence Hall, Berkely, Estados Unidos, rehabilitado con riostras de acero.

El uso de esta técnica de rehabilitación presenta varias ventajas, como se indicó en la Sección 2.8 REHABILITACIÓN SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES. Sin embargo también presenta algunos inconvenientes, particularmente cuando las riostras se conectan a estructuras existentes de hormigón armado. Las riostras, por su elevada rigidez, quedan sometidas a fuerzas axiales que deben transmitirse a la estructura en la cual se instalan, como se representa esquemáticamente en la Figura 5-39. La experiencia indica que, en ciertos casos, los esfuerzos a transmitir son tan elevados, que la estructura existente no los puede resistir (aún con refuerzos localizados) y debe modificarse la estrategia de rehabilitación. No obstante ello, las riostras representan una alternativa viable en muchas situaciones.

En la Figura 5-40 se muestra el detalle de conexión de una riostra de acero de sección tubular al nudo de un pórtico de hormigón armado. Se observa en la fotogra-

fía que la chapa de conexión se vincula a la columna de hormigón armado mediante numerosos pernos de anclaje. Este detalle corresponde a la rehabilitación sísmica del edificio “215 Fremont Street” realizada por los Middlebrook + Louie, Structural Engineers.

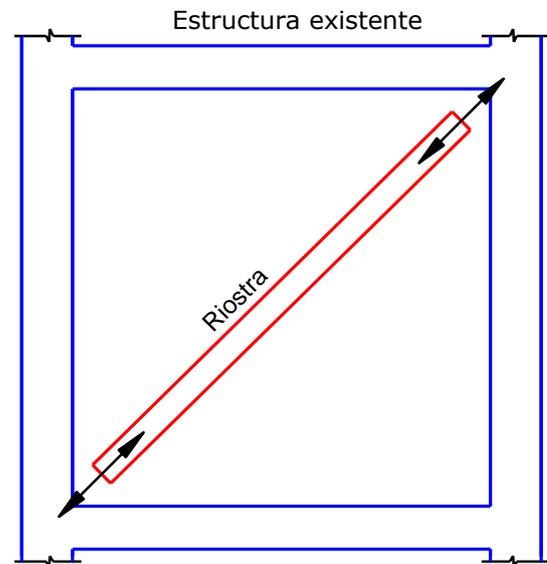


Fig. 5-39. Esfuerzos transmitidos por una riostra al pórtico existente.



Fig. 5-40. Detalle de la conexión de una riostra de acero al nudo de un pórtico existente de hormigón armado.

Capítulo 6

Pórticos arriostrados excéntricamente

6.1 INTRODUCCIÓN

Los pórticos arriostrados excéntricamente, adecuadamente diseñados, se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable (como se describió brevemente en la Sección 3.1 TIPOS ESTRUCTURALES USUALES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO). 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 que 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 ANSI/AISC 341-10.

6.2 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

6.2.1 Configuración geométrica

Las riostras pueden disponerse en distintas configuraciones, para lo que es necesario considerar no sólo aspectos estructurales, sino también funcionales, arquitectónicos, etc., en forma similar al caso de pórticos arriostrados concéntricamente. La Figura 6.1 ilustra dos configuraciones típicas de uso frecuente en edificios y construcciones industriales. En el caso (a) se utilizan arriostramientos en V-invertida y el enlace, o zona dúctil, se genera en la parte central de la viga, con lo que 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 los miembros que llegan a cada extremo es diferente.

Alternativamente, se han desarrollado e implementado otras configuraciones que pueden resultar ventajosas

en ciertas aplicaciones. En la Figura 6-2 (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 6-1 (b).

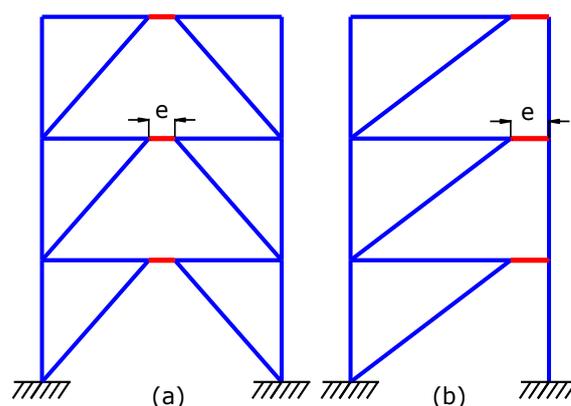


Fig. 6-1. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

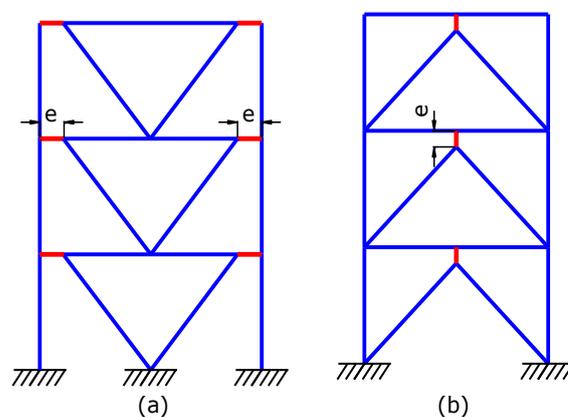


Fig. 6-2. Otras configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente.

[Fehling et al., 1992](#), propusieron el uso de pórticos arriostrados excéntricamente en los cuales el enlace se ubica fuera de la viga, como se muestra en la Figura 6-2 (b), mediante uno o dos enlaces verticales dispuesto en el vértice de arriostramientos en V-invertida (podrían ser también arriostramientos en V). La Figura 6-3 muestra el detalle de un enlace vertical doble. Con el uso de enlaces verticales se logra que el enlace sea un verdadero "fusible", dado que puede reemplazarse más fácilmente en caso de daño. Como limitaciones debe

considerarse la complicación en el diseño de las conexiones, que deben resistir momento flectores elevados y el hecho de que el enlace vertical debe transferir parte de la carga gravitatoria que resisten las vigas, de modo que el enlace está sometido a flexión, corte y esfuerzos axiales. Adicionalmente, debe considerarse que el enlace vertical puede sufrir problemas de estabilidad lateral dado que no está vinculado, salvo en la parte superior. Es por ello que, en general, el uso de los enlaces verticales no ha tenido mucha aplicación.

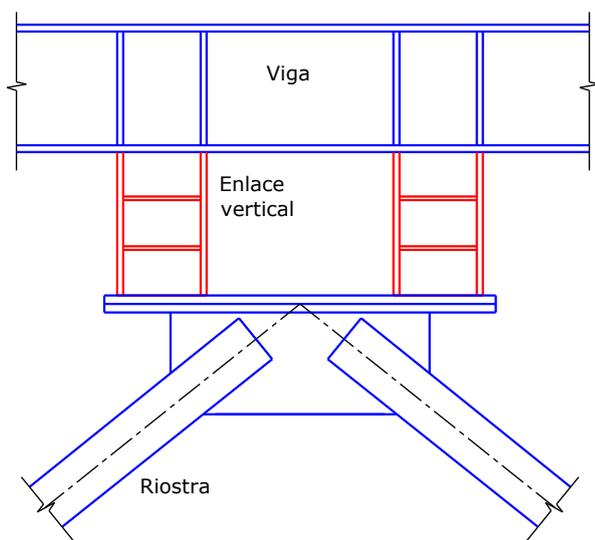


Fig.6-3. Enlace vertical doble (adaptado de [Fehling et al., 1992](#)).

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 6-4. 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 que 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.

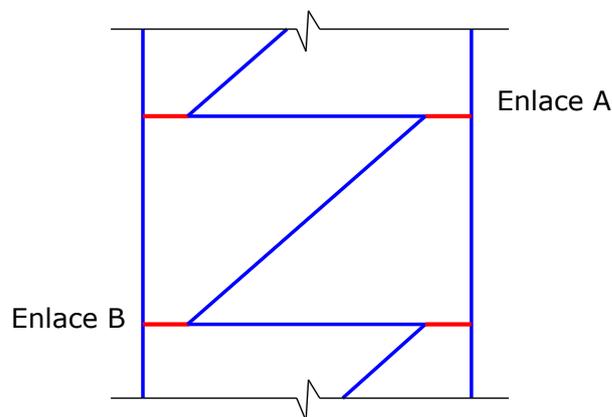


Fig. 6-4. Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos.

6.2.2 Rigidez lateral

La rigidez lateral de los pórticos arriostrados excéntricamente depende significativamente de la longitud del enlace (ver Figuras 6-1 y 6-2). 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 6-5, 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.

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 6-6 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 pronunciado para el caso de que la longitud del enlace es relativamente reducida.

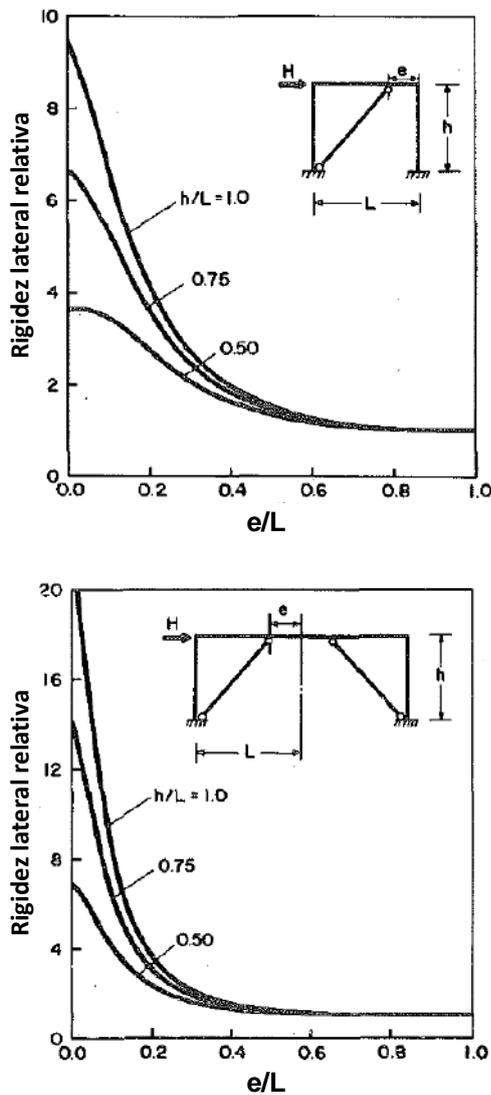


Fig. 6-5. Variación de la rigidez relativa en función de la longitud del enlace, e , para distintos valores de h/L ($I_b/I_c=0.25$, [Hjelmstad y Popov, 1984](#)).

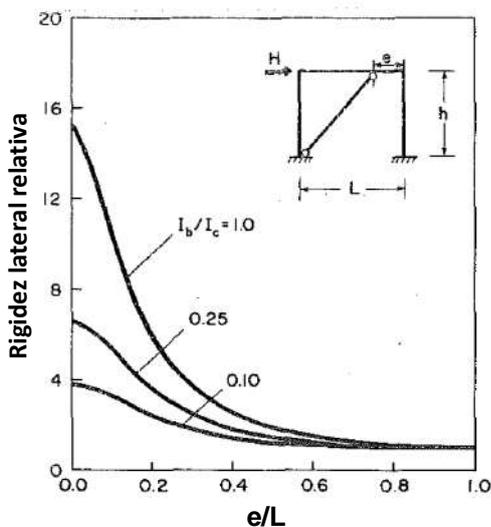


Fig. 6-6. Variación de la rigidez relativa en función de la longitud del enlace, e , para distintos valores de I_b/I_c ($h/L=0.75$, [Hjelmstad y Popov, 1984](#)).

6.2.3 Comportamiento estructural del enlace

El enlace está sometido a elevados esfuerzos de flexión y corte (ver Figura 6-7) 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.

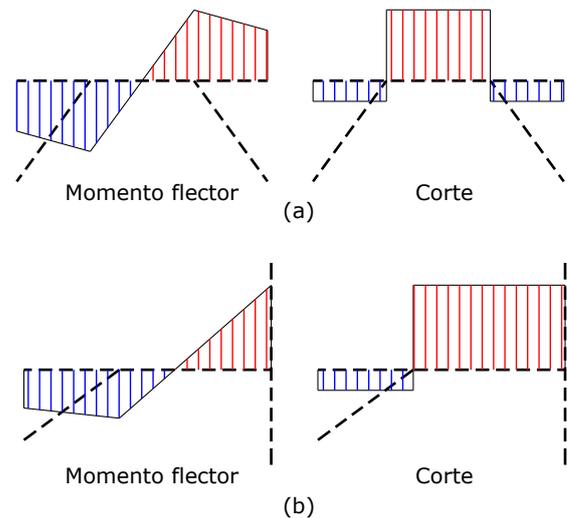


Fig. 6-7 Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en el enlace, (a) enlace central y (b) enlace en extremo de viga.

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 6-8), se deduce que esta situación ocurre cuando la longitud del enlace es:

$$e_o = \frac{2M_p}{V_p} \quad (6-1)$$

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

$$V_p = 0.6 F_y A_{tw} \quad (6-2)$$

donde el área A_{tw} se determina según las siguientes expresiones, válidas para secciones I y secciones cajón armadas, respectivamente (ver Figura 6-9):

$$A_{tw} = (d - 2t_f) t_w \quad (6-3a)$$

$$A_{tw} = 2(d - 2t_f) t_w \quad (6-3b)$$

t_f es el espesor del ala y t_w el del alma. La [Ecuación 6-2](#) no considera el efecto de la carga axial que puede reducir la resistencia a corte del enlace (como se indica más adelante).

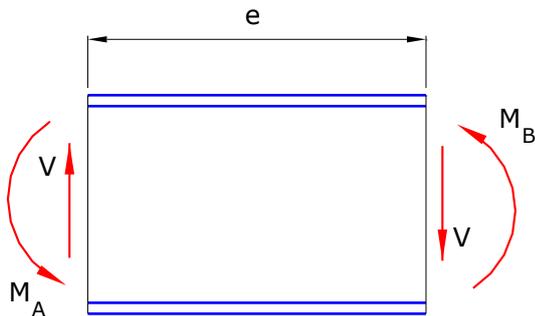


Fig. 6-8. Diagrama de cuerpo libre del enlace.

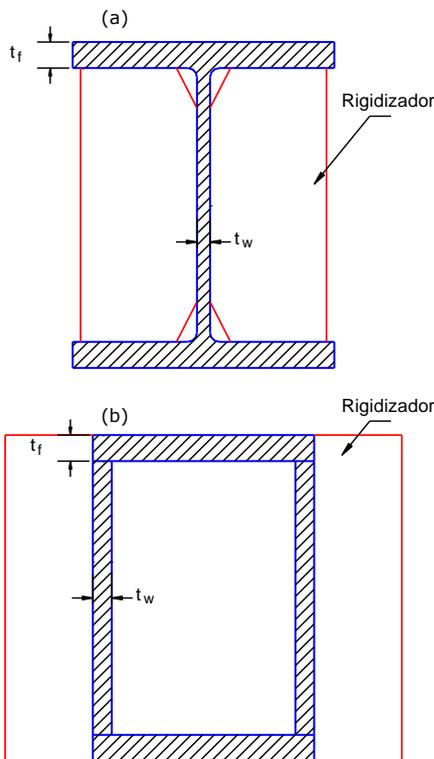


Fig. 6-9. Secciones usuales para el enlace: (a) sección I y (b) sección cajón, ambas con rigidizadores verticales.

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 6-1](#), 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:

$$e_o \leq \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (6-4)$$

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

$$e_o \geq \frac{2.6 M_p}{V_p} \quad (6-5)$$

En los casos en que la longitud del enlace está comprendida entre los límites definidos por las Ecuaciones 6-4 y 6-5, los enlaces tienen un comportamiento intermedio, con fluencia por flexión y corte. La clasificación de los enlaces se representa gráficamente en la Figura 6-10. 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 independientes. 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.

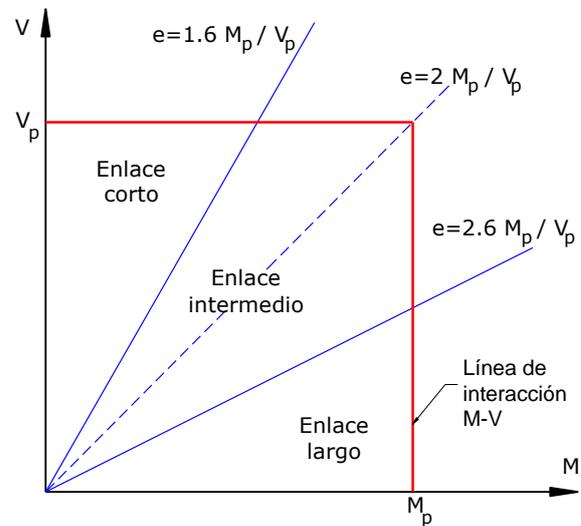
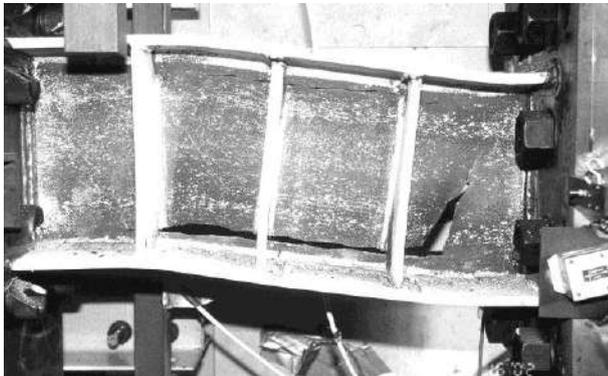


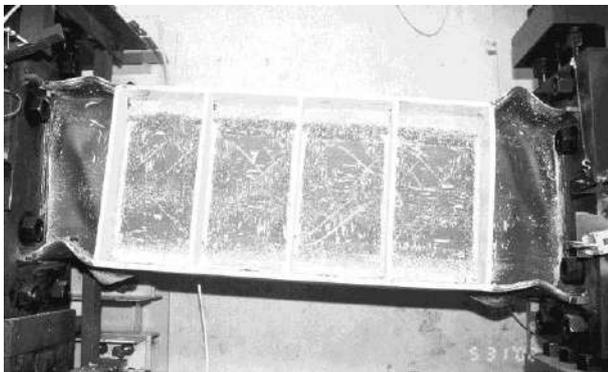
Fig. 6-10. Diagrama de interacción M-V y clasificación de los enlaces en función de su longitud.

La Figura 6-11 presenta imágenes de ensayos realizados sobre enlaces cortos y largos, en las que se observan las deformaciones plásticas remanentes al finalizar los ensayos. En el primer modelo, caso (a), 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 de las dos fotografías de enla-

ces largos, casos (b) y (c), se observa claramente el pandeo de las alas y alma en ambos extremos del enlace, donde los momentos flectores son máximos. La falla se produjo a una deformación inelástica del orden de 0.06 rad.



(a)



(b)



(c)

Fig. 6-11. Imágenes de ensayos sobre (a) enlaces cortos y (b) enlaces largos (ambos realizados por [Okazaki et al., 2004b](#)), y (c) enlace largo.

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.

Las especificaciones sísmicas, originalmente se formularon a luz de las investigaciones realizadas con enlaces formados por secciones I. Luego se realizaron estudios analíticos y experimentales para validar el uso de otro tipo de secciones. Los trabajos de [Berman y Bruneau \(2008\)](#), han demostrado que pueden usarse también secciones tubulares de forma rectangular con rigidizadores verticales externos, como se ilustra en la Figura 6-9. Este tipo de sección mejora la estabilidad del enlace y se desarrolló con el objeto de evitar el uso de arriostramientos laterales, lo que resulta de utilidad en puentes, estructuras industriales, etc. Es por ello que las especificaciones sísmicas actuales consideran ambas posibilidades como secciones para la zona de enlace.

6.2.4 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. Cuando el efecto de la carga axial es despreciable, $P_u/P_y \leq 0.15$ se tiene:

Fluencia por corte:

$$V_n = V_p \quad (6-6a)$$

Fluencia por flexión:

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} \quad (6-6b)$$

Por el contrario, cuando $P_u/P_y > 0.15$ se debe incluir el efecto negativo de la carga axial, que reduce la resistencia:

Fluencia por corte:

$$V_n = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^2} \quad (6-7a)$$

Fluencia por flexión:

$$V_n = 2 \frac{M_p}{e} \left(\frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85} \right) \quad (6-7b)$$

donde P_u es la resistencia axial requerida, P_y la resistencia axial nominal y V_p se define en la [Ecuación 6-2](#).

Para el cálculo de la resistencia de diseño, se considera el factor de resistencia a corte $\phi_v=0.90$.

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 desprejiciarse 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 chapas 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 ANSI/AISC 341-10).

6.2.5 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 6-12 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:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (6-8)$$

y para el caso de viga con dos enlaces:

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p \quad (6-9)$$

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 .

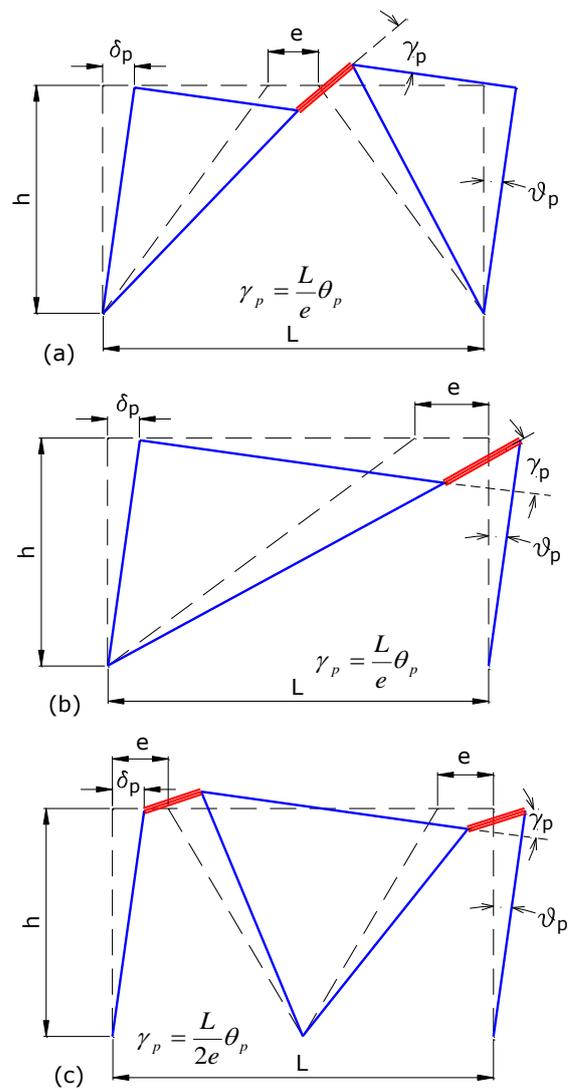


Fig. 6-12. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

Las Ecuaciones 6-8 y 6-9 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 6-13, para el caso de pórticos con un enlace en la viga (casos (a) y (b) de la Figura 6-12). 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 acción de fuerzas de corte uniformes en toda el alma (ver Figura 6-7), 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 ANSI/AISC 341-10 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 6-14.

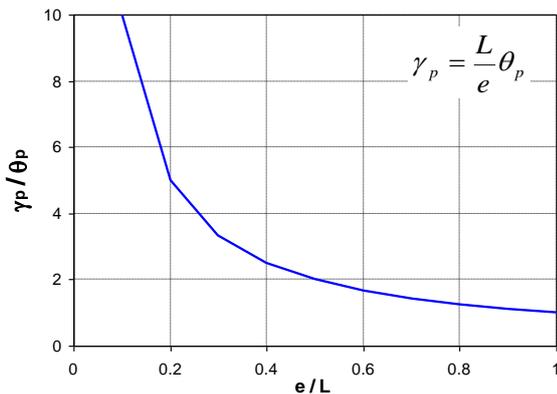


Fig. 6-13. Variación de la rotación plástica en el enlace en función de la relación e/L , para pórticos con un enlace en la viga.

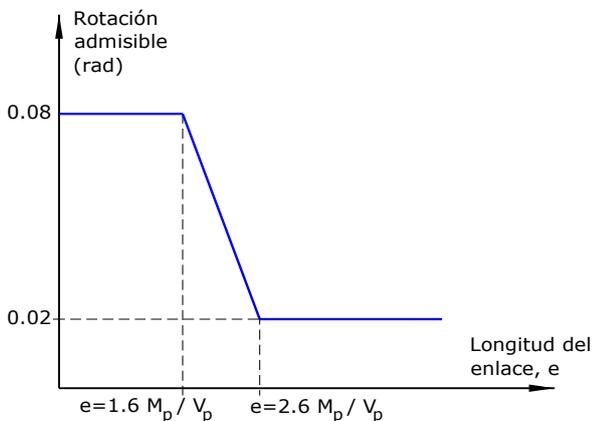


Fig. 6-14. Rotación admisible en el enlace en función de la longitud e .

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 ANSI/AISC 341-10).

6.2.6 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 surgen de aplicar el análisis plástico para estimar la resistencia lateral del pórtico. Por ejemplo, si para el caso ilustrado en la Figura 6-12 (a), se iguala el trabajo externo con el trabajo interno desarrollado en los enlaces, bajo la hipótesis de comportamiento rígido-plástico, se tiene que la resistencia lateral F_E es:

$$F_E = \frac{V_p L}{h} \quad (6-10)$$

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.

6.2.7 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 mecanismo 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.

6.3 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 anchura-espesor, (ii) arriostramiento lateral del enlace y (iii) colocación de rigidizadores de alma con altura completa.

Los rigidizadores para enlaces de sección I deben disponerse en los extremos del enlace y en ambos lados del alma, con una anchura combinada no menor que $(b_f$

$- 2 t_w$) y un espesor no menor que $0.75 t_w$ o 10mm (donde b_f es la anchura 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 6-15, 6-16 y 6-17 presentan detalles típicos para distintos casos.

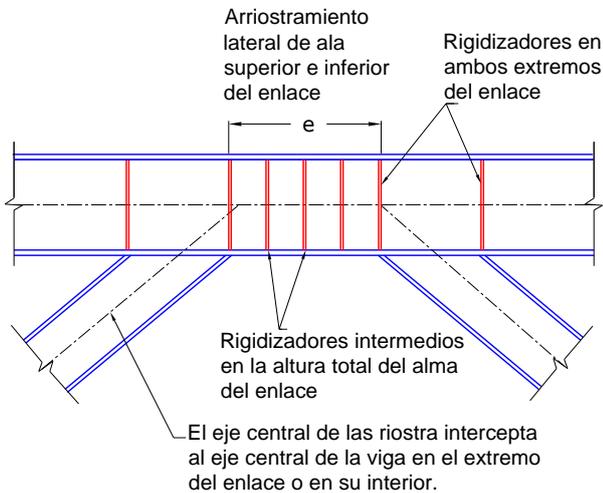


Fig. 6-15-. Detalle del enlace en la zona central de la viga con riostras formadas por secciones I.

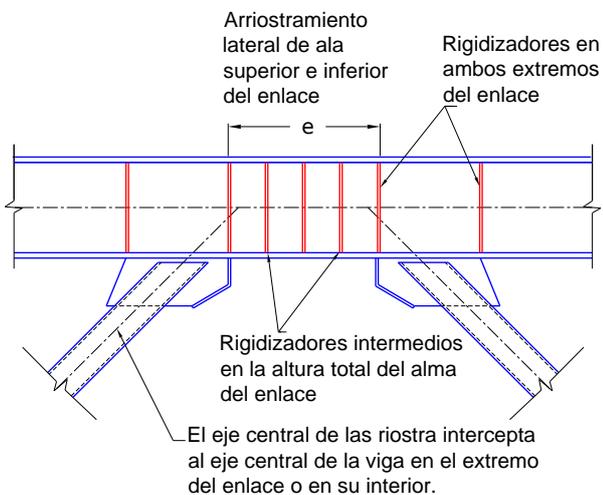


Fig. 6-16. Detalle del enlace en la zona central de la viga con riostras formadas por secciones tubulares.

La determinación de la separación máxima, a , entre rigidizadores intermedios para enlaces de sección I 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 la anchura 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).

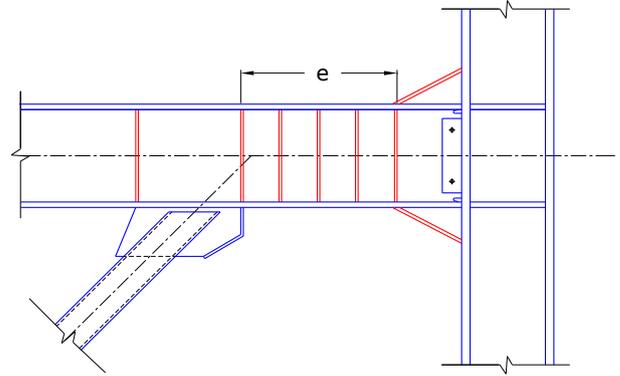


Fig. 6-17. Detalle del enlace y conexión reforzada a la columna.

Los rigidizadores intermedios deben ser de altura completa y pueden colocarse en un solo lado del alma cuando su altura es menor de 635mm . Caso contrario deben disponerse en ambos lados del alma. En el primer caso la anchura 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 .

La resistencia requerida de los cordones de soldadura que conectan el rigidizador con el alma del enlace es $F_y A_{st}$ (donde A_{st} es el área horizontal del rigidizador) y la de los cordones que conectan con las alas es $F_y A_{st} / 4$.

Los rigidizadores para enlaces de sección cajón deben disponerse en los extremos del enlace y en ambos lados del alma, y pueden soldarse en las caras externas o internas del enlace. Los rigidizadores deben tener individualmente una anchura no menor que $b/2$ (donde b es la anchura interior de la sección cajón) y un espesor no menor que $0.75 t_w$ o 13mm . La determinación de la separación máxima, a , entre rigidizadores intermedios se realiza según el siguiente criterio.

- Enlaces cortos, $e \leq 1.6 M_p/V_p$, con $h/t_w \leq 0.64 \sqrt{E/F_y}$:
 $a = 20 t_w - (d - 2t_f)/8$
- Enlaces cortos, $e \leq 2.6 M_p/V_p$, con $h/t_w < 0.64 \sqrt{E/F_y}$ no se requieren rigidizadores intermedios.
- Enlaces con $e > 1.6 M_p/V_p$ no se requieren rigidizadores intermedios.

6.4 DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

6.4.1 Aspectos generales

Las especificaciones ANSI/AISC 341-10 incluyen requerimientos detallados para un único tipo de pórticos arriostrados excéntricamente, que se caracteriza por una elevada capacidad de deformación inelástica. El factor de modificación de respuesta se adopta como $R=8$.

En las conexiones de los miembros, con excepción de los enlaces, se permiten pequeñas excentricidades cuya magnitud no debe exceder la altura de la viga. En esos casos se requiere que los esfuerzos resultantes de esa excentricidad (momento flector y corte) sean considerados en el diseño y que su efecto no altere la capacidad de deformación inelástica.

La resistencia requerida en riostras, columnas, vigas (fuera de la zona de enlace) y conexiones se obtiene de aplicar las combinaciones de carga sísmica amplificada. Para determinar el efecto de la acción sísmica incluyendo sobrerresistencia, E_{mh} (ver Sección 2.5.2 Combinaciones de carga con acción de sismo) se debe considerar que los esfuerzos en los extremos del enlace correspondientes a la resistencia a corte ajustada. Esta resistencia se determina como R_y veces la resistencia nominal a corte, V_n , multiplicada por 1.25, para el caso de secciones I, o 1.40 para secciones tipo cajón.

6.4.2 Enlaces

El enlace se diseña de acuerdo a lo 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. No se permite el uso de tubos de acero de sección rectangular (HSS), solo secciones I o secciones cajón armadas.

Los extremos de los enlaces deben arriostrarse lateralmente, tanto a nivel del ala superior como del ala inferior. La resistencia y rigidez requerida de cada arriostramiento lateral debe cumplir las condiciones iguales a las indicadas para las rótulas plásticas de pórticos (Sección D1.2, ANSI/AISC 341-10).

6.4.3 Relaciones anchura-espesor

Las riostras y vigas del pórtico deben cumplir con las condiciones de miembros de moderada ductilidad, mientras que las columnas deben diseñarse como miembros de ductilidad elevada.

6.4.4 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 5.5 PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE).

Las conexiones viga-columna deben cumplir con las especificaciones correspondientes a conexiones de pórticos no arriostrados especiales, esto es que se diseñan como conexiones simples (con capacidad de rotación de 0.025 rad. como mínimo) o bien como conexiones a momento, con una resistencia requerida indicada por el reglamento.

Las conexiones soldadas deben considerarse como soldaduras de demanda crítica en los siguientes casos:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en conexiones columna-chapa base.
- Soldaduras en conexiones viga-columna.
- Soldaduras en conexiones enlace-columna (caso ilustrado en Figura 6-17).
- Soldaduras en juntas alma-ala de vigas armadas que se conectan con el enlace.

En el caso de que los arriostramientos se dispongan de manera que se tienen conexiones enlace-columna (como la ilustrada en la Figura 6-17), dicha conexión debe ser totalmente restringida (FR), capaz de resistir la rotación inelástica que se genera en el enlace y diseñarse con una resistencia a corte de $R_y V_n$, como mínimo, y una resistencia a flexión al menos igual al momento que se genera cuando el enlace desarrolla su resistencia nominal a corte, V_n . Además, la conexión debe ser precalificada, en forma similar a las conexiones viga-columna en pórticos no arriostrados (ver Sección 4.1.2 Conexiones viga-columna. Conexiones precalificadas).

6.4.5 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.

6.5 UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS EXCÉNTRICAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA

Las riostras con conexiones excéntricas, por sus ventajas estructurales, pueden usarse también para la rehabilitación sísmica de construcciones existentes. Sin embargo, debe considerarse en este caso que los enlaces

son componentes especiales del sistema que deben soportar grandes deformaciones inelásticas. En el caso de rehabilitación sísmica, una alternativa es adosar una estructura nueva a la construcción existente, como se muestra en el ejemplo de la Figura 6-18. Se observa en esta figura que se colocó como refuerzo estructural del primer nivel de un edificio de hormigón armado un pórtico de acero arriostrado excéntrico. Este pórtico se conectó, a través de la viga de acero, a la losa del edificio.



Fig. 6-18. Pórtico arriostrado excéntricamente adosado a una construcción de hormigón armado existente.

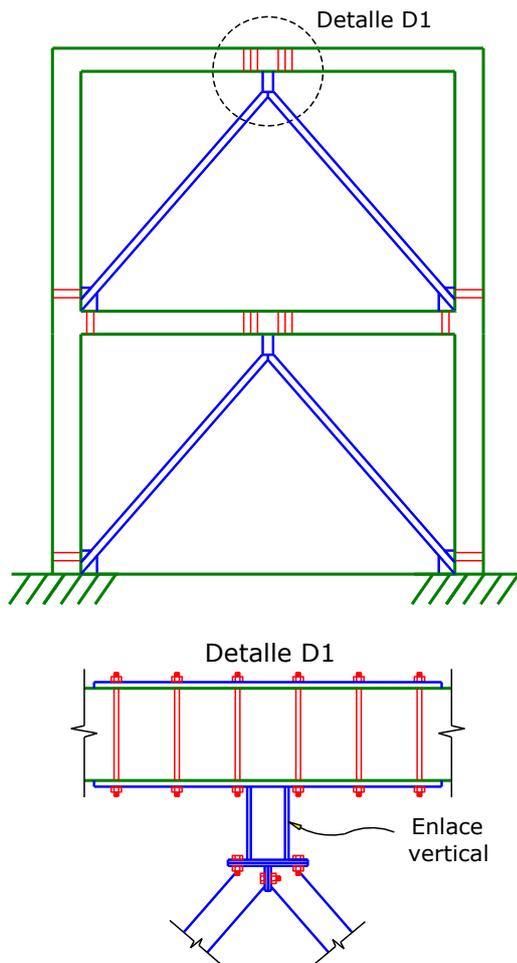


Fig. 6-19. Riostras de acero con enlace vertical para la rehabilitación de un pórtico de hormigón armado.

Otra alternativa, propuesta por [Mazzolani \(2008\)](#) para la rehabilitación de pórticos de hormigón armado, consiste en emplear riostras de acero con un enlace vertical para generar la conexión excéntrica en el centro de la viga de hormigón armado. La Figura 6-19 muestra una vista general del pórtico con las riostras de acero y el enlace vertical; se incluye además un detalle del enlace y sus conexiones a las riostras de acero y a la viga de hormigón. Esta alternativa es de fácil y rápida ejecución, en la cual es muy importante diseñar adecuadamente las conexiones entre los nuevos componentes de acero y la estructura existente de hormigón armado. El enlace se comporta como el componente dúctil, como se observa en la imagen de la Figura 6-20, tomada de los ensayos realizados por [Mazzolani \(2008\)](#).



Fig. 6-20. Imagen de un enlace vertical ensayado por [Mazzolani \(2008\)](#).

Capítulo 7

Pórticos con riostras de pandeo restringido

7.1 ASPECTOS GENERALES

Los pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF, por las siglas en inglés de *buckling-restrained braced frame*) son un caso particular de los pórticos arriostrados concéntricamente, considerados en el **Capítulo 5**. En ambos casos, la estructura se diseña para que los ejes de los miembros componentes se corten en un punto, formando así conexiones concéntricas (como se muestra en la Figura 7-1). La diferencia fundamental entre estos sistemas surge de la mayor ductilidad y capacidad de disipar energía que aportan las riostras de pandeo restringido.



Fig. 7-1. Ejemplo de un pórtico con riostras de pandeo restringido donde se observa que la conexión es concéntrica.

Las riostras, como se describió brevemente en la Sección 3.1.5 Pórticos con riostras de pandeo restringido, están formadas por un núcleo de acero que puede adoptar distintas configuraciones; las más usuales son las secciones circular, rectangular, cuadrada o cruciforme, ver Figura 7-2, si bien en Japón se han ensayado otras secciones (por ejemplo incluyendo perfil H o tubos). El tubo exterior de acero usualmente tiene sección circular o cuadrada. 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 o elemento central se deforme axialmente sin interferir con el 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 que resulta en un aumento de la resistencia a compresión. Sin embargo, la capa antiadheren-

te no puede ser demasiado flexible, caso contrario se podría producir el pandeo global de la barra central o el 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.

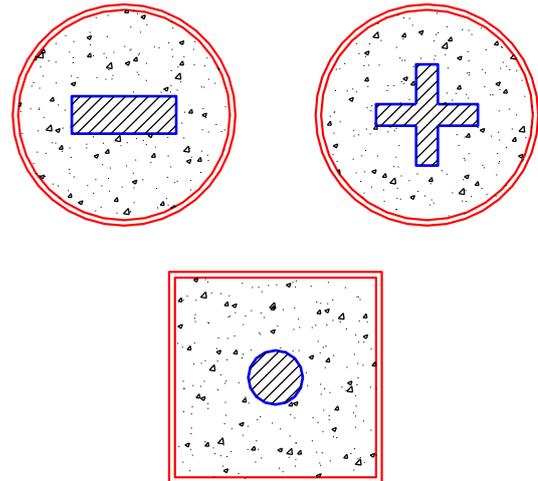


Fig. 7-2. Secciones típicas de las riostras de pandeo restringido.

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. A modo de ejemplo, las Figuras 7-3 y 7-4 muestran riostras fabricadas por las empresas Star Seismic y Core Brace, respectivamente. La Figura 7-5 ilustra un proyecto realizado en Japón con una riostra patentada, denominada “*Unbonded Brace*”.

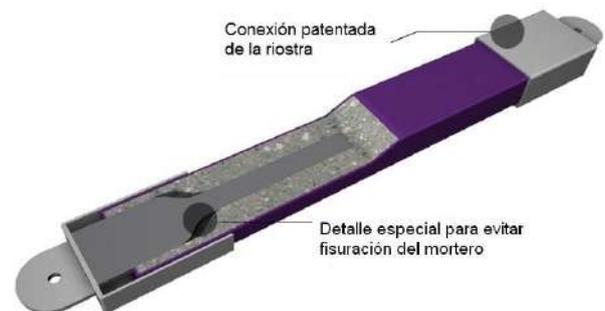


Fig. 7-3. Riostra de pandeo restringido fabricada por la empresa Sart Seismic (<http://www.starseismic.net/>).

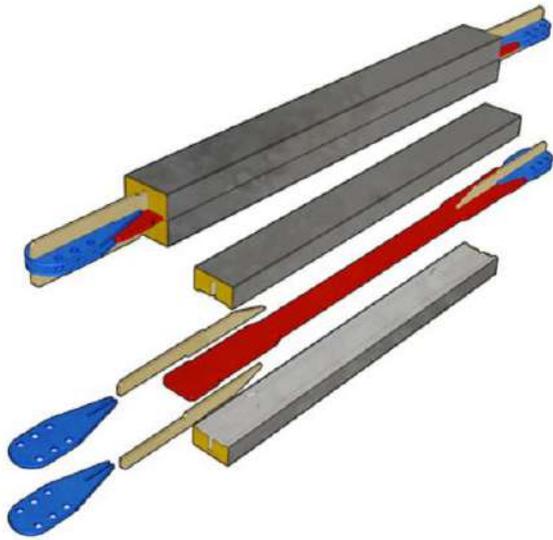


Fig. 7-4. Riostra de pandeo restringido fabricada por la empresa Core Brace (<http://www.corebrace.com/>).



Fig. 7-5. Aplicación de riostras de pandeo restringido en un edificio en Japón, Sankyo New Tokyo Headquarter (<http://www.unbondedbrace.com/>).

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 que se adhirió una capa de Teflón™, luego se aplicó una delgada capa de grasa y finalmente una 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.

7.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

La característica distintiva de las riostras de pandeo restringido es que pueden fluir en tracción y compresión,

evitando la ocurrencia del pandeo, ya sea global o local. La Figura 7-6 muestra la respuesta histerética para una riostra de pandeo restringido (línea azul) en comparación con el ciclo de una riostra típica (línea roja). 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. Es importante aclarar que la resistencia a compresión de la riostra puede ser mayor que la resistencia a tracción, debido a que el núcleo de acero se expande cuando es sometido a compresión. De ese modo, si la capa antiadherente no puede absorber totalmente dicha expansión, se transfiere carga al mortero de relleno y al tubo exterior, con lo cual incrementa la resistencia a compresión de la riostra.

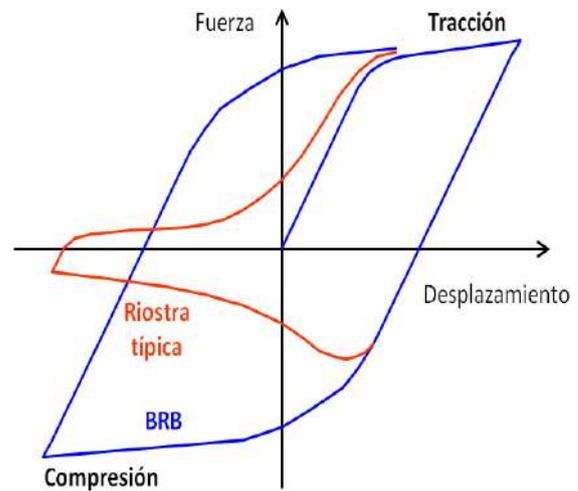


Fig. 7-6. Comparación de los ciclos de histéresis (fuerza axial-desplazamiento) de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido (BRB).

Los principales modos de falla de una riostra de pandeo restringido son:

- Pandeo flexional del núcleo de acero.
- Pandeo flexional del núcleo en modos altos de pandeo (en la bibliografía en inglés, este modo de falla se suele denominar como *rippling*).
- Pandeo torsional del núcleo en los extremos libres del núcleo o zona de transición.
- Pandeo local en los extremos libres del núcleo o zona de transición.
- Falla de la conexión.

Los dos primeros modos de falla, vinculados al pandeo flexional del núcleo, se explican gráficamente en la Figura 7-7. En particular, resulta de interés discutir el pandeo en modos altos. Este tipo de pandeo, teóricamente, podría producirse en cualquier miembro comprimido, según explica la teoría de Euler, que pre-

dice la carga crítica P_E de una columna sin imperfecciones, biarticulada y de material lineal y elástico a partir de la ecuación:

$$P_E = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (7-1)$$

donde EI representa la rigidez flexional del miembro comprimido, L su longitud y n es un entero mayor que 0. De todas las cargas críticas definidas por la Ecuación 7-1, la más importante es la menor, que corresponde al caso $n=1$. Las cargas críticas correspondientes a los casos en que $n>1$, presentan valores mayores e implican deformadas de pandeo que requieren mayor energía para producirse, por lo cual no tienen importancia práctica en el diseño de columnas y otros miembros comprimidos (antes se produce el pandeo flexional según la deformada del primer modo de pandeo, $n=1$). Sin embargo, en el caso de riostras de pandeo restringido, el núcleo está confinado en un medio elástico (capa antiadherente y mortero de relleno), por lo que el pandeo flexional en modos altos es posible. Los resultados obtenidos tanto de ensayos experimentales como de simulaciones numéricas confirman esta posibilidad.

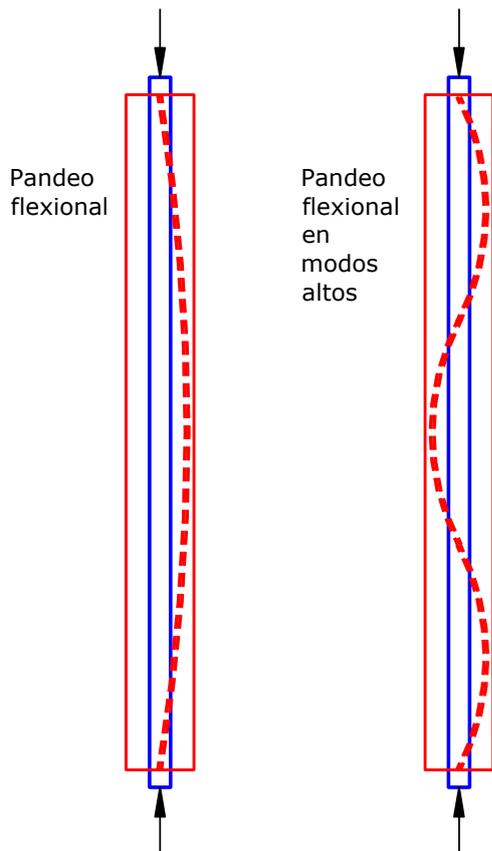


Fig. 7-7. Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero.

La Figura 7-8 muestra el estado final del núcleo central de riostras de pandeo restringido, luego de remover el tubo exterior y el mortero de relleno con fines de observación (Palazzo et al., 2009). Estos resultados muestran claramente la ocurrencia del pandeo flexional

en modos altos debido a la deformabilidad y espesor excesivo de la capa antiadherente utilizada en dichas pruebas. Las verificaciones experimentales realizadas permitieron diseñar adecuadamente riostras de pandeo restringido, en particular las características de la capa antiadherente, para evitar este problema. Adicionalmente a las verificaciones experimentales, se realizaron simulaciones numéricas con modelos refinados de elementos finitos no lineales (Palazzo y Crisafulli, 2007), para estudiar el problema y validar los resultados experimentales. La Figura 7-9 presenta la deformada obtenida en una de esas simulaciones, observándose la capacidad del modelo para reproducir la respuesta experimental. Para más detalles sobre este modo de falla se puede consultar la referencia de Black et al., (2002), quienes describen el fenómeno y presentan ecuaciones para su consideración matemática.



Fig. 7-8. Vista del núcleo de acero de riostras de pandeo restringido ensayadas por Palazzo et al. (2009).

El pandeo torsional del núcleo de acero es otro posible modo de falla por tratarse de una barra comprimida axialmente, cuya sección transversal, usualmente, presenta doble eje de simetría. Este tipo de falla podría producirse en los extremos de la riostra, en la zona libre comprendida entre la conexión y el extremo del tubo exterior. Esta zona se representa gráficamente en la Figura 7-10, donde se observa el tramo libre del núcleo de acero, de longitud L_e , y la zona de transición, de longitud L_t . El tramo libre es necesario para permitir el alargamiento y acortamiento del núcleo de acero, si bien se diseña con un valor mínimo para evitar fenómenos de pandeo en esa zona. Con igual criterio se define la zona de transición que permite pasar, sin variaciones bruscas, de la sección transversal del núcleo de acero a la sección (usualmente mayor) donde la riostra se conecta con el resto de la estructura. Las secciones transversales del núcleo con forma rectangular, cuadrada o cruciforme (ver Figura 7-2) presentan ventajas para evitar la ocurrencia del pandeo torsional, dado que el mortero de relleno impide el giro del núcleo dentro del tubo.

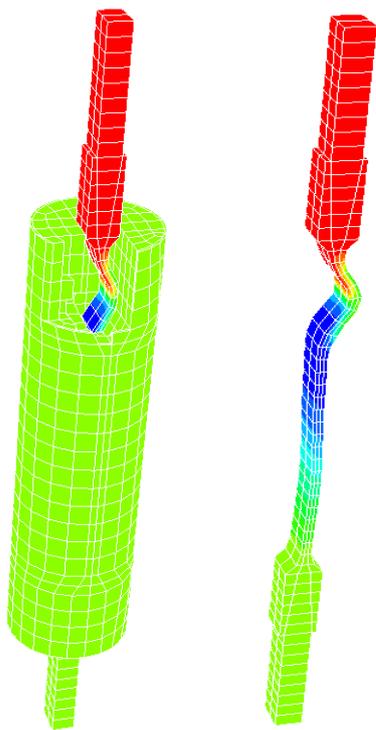


Fig. 7-9. Simulación numérica realizada por [Palazzo y Crisafulli \(2007\)](#) para estudiar el pandeo flexional en modos altos.

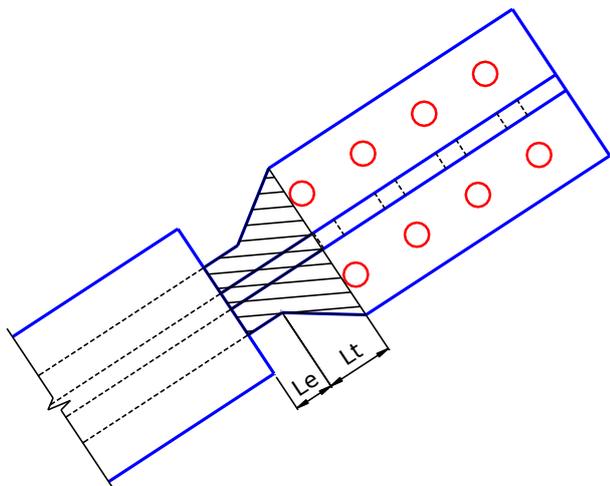


Fig. 7-10. Detalle del extremo de una riostra de pandeo restringido, donde se observa el extremo libre del núcleo y la zona de transición.

El pandeo local también podría ocurrir en la zona de longitud $L_c + L_t$ (ver Figura 7-10), por lo que resulta necesario controlar las relaciones anchura-espesor en dicha zona. Finalmente, se puede producir la falla de la conexión, para lo que es necesario un diseño adecuado según los criterios reglamentarios para conexiones de estructuras sismorresistentes.

7.3 DISEÑO DE PÓRTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

7.3.1 Aspectos generales

Las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 incluyen explícitamente a los pórticos con riostras de pandeo restringido e indican que estas estructuras disponen de una elevada capacidad de deformación inelástica como resultado de la fluencia en tracción y compresión de las riostras. Estas estructuras se diseñan con un factor de respuesta $R=8$, que representa el valor más elevado considerado (comparable con los pórticos no arriostrados especiales y los pórticos arriostrados excéntricamente).

Las especificaciones indican que las riostras no deben ser consideradas para resistir las cargas gravitatorias.

La resistencia requerida en columnas, vigas y conexiones debe determinarse de las combinaciones de carga que incluyen el efecto de la acción sísmica amplificada. La acción sísmica amplificada considerando la sobrerresistencia estructural, E_{mh} , debe determinarse bajo la hipótesis de que las riostras desarrollan su “resistencia ajustada” en tracción y compresión. La determinación de la resistencia ajustada se explica posteriormente en la Sección 7.3.3 Diseño de las riostras de pandeo restringido.

Las especificaciones se basan en el uso de riostras calificadas mediante ensayos, de modo de asegurar que su uso se ajusta al rango de deformaciones requerido y que se evita la ocurrencia de modos de falla no deseados.

7.3.2 Disposición de las riostras

El uso de riostras dispuestas en forma de K (ver [Figura 5-17](#)) no está permitido, por las mismas razones expuestas al describir los pórticos arriostrados concéntricamente, esto es la posibilidad de que ocurran deformaciones inelásticas en las columnas.

En el caso de usar configuraciones en V y V invertida (ver [Figura 5-9](#)), se deben cumplir con los siguientes requisitos:

- La resistencia requerida de las vigas que son interceptadas por las riostras y sus conexiones debe determinarse a partir de las combinaciones de carga reglamentarias, asumiendo que las riostras no resisten cargas muertas ni cargas vivas.
- Las vigas deben ser continuas entre las columnas del pórtico y deben arriostrarse lateralmente según los requerimientos exigidos a estructuras de ductilidad moderada. Como mínimo, se requiere un arriostramiento lateral en el punto de intersección de las riostras con la viga, a menos que ésta tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar la estabilidad.

Las configuraciones en V y V invertida presentan requerimientos adicionales en las vigas de modo que éstas tengan la resistencia adecuada para permitir que ambas riostras fluyan. Cuando las riostras se compor-

tan en rango elástico el acortamiento de la riostra comprimida es equivalente al alargamiento de la riostra traccionada, como se representa esquemáticamente en la Figura 7-11 (a). Sin embargo, luego de que las riostras fluyen, la riostra comprimida usualmente tiene mayor resistencia que la traccionada (por las razones explicadas en la Sección 7.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO), de modo que se inducen deformaciones de flexión adicionales a la viga, como se indica en la Figura 7-11 (b) para el caso de arriostramientos en V-invertida.

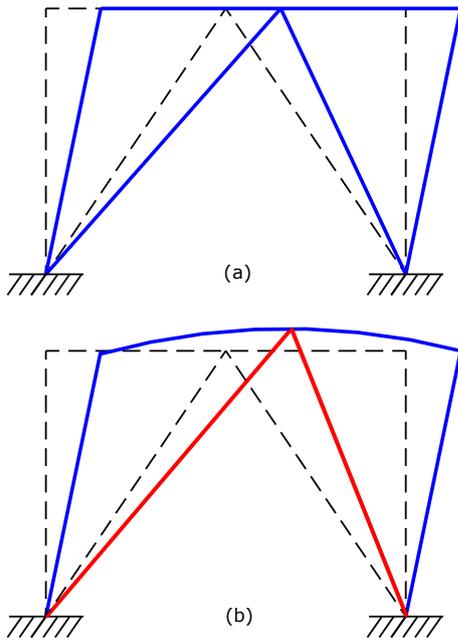


Fig. 7-11. Representación de la deformada de un pórtico con riostras de pandeo restringido en V invertida (a) en rango elástico y (b) luego de la fluencia.

7.3.3 Diseño de las riostras de pandeo restringido

El diseño debe realizarse de modo que las deformaciones inelásticas ocurran principalmente por fluencia de las riostras. Las especificaciones definen el diseño a partir de la resistencia ajustada de la riostra a compresión, P_{ac} , y a tracción, P_{at} , según las siguientes expresiones:

$$P_{ac} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (7-2)$$

$$P_{at} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (7-3)$$

donde β es un factor de ajuste de la resistencia a compresión, ω es un factor de ajuste por endurecimiento de deformación y $P_{y_{sc}} = F_y A_{sc}$ es la resistencia a tracción del núcleo de acero de la riostra de pandeo restringido. La Figura 7-12 representa el diagrama fuerza-desplazamiento en la riostra considerada en el diseño, donde se observa que las resistencias P_{ac} y P_{at} son los

valores máximos que pueden desarrollarse en este tipo de riostras.

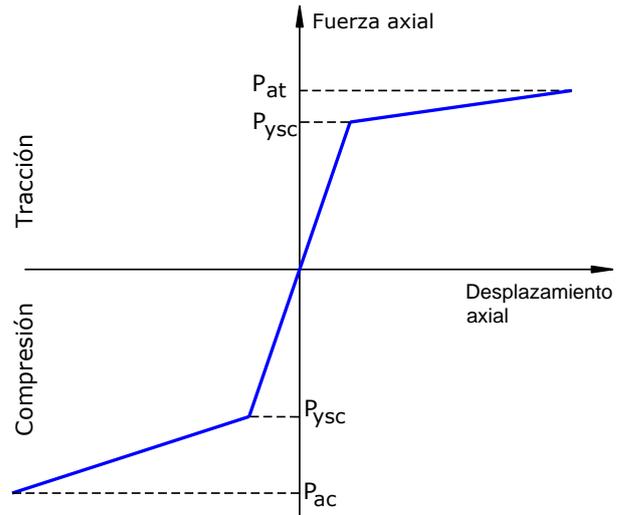


Fig. 7-12. Diagrama fuerza-deformación considerado para el diseño de las riostras.

El factor β (mayor o igual que 1.0) se calcula como la relación entre la máxima fuerza de compresión y la de tracción medidas en un ensayo realizado según los requerimientos indicado en la Sección K3.4c de las especificaciones. De modo que el diseño de las riostras se basa en la verificación de las mismas mediante ensayos. Esta verificación experimental se realiza hasta un nivel de desplazamiento axial de la riostra igual al desplazamiento inducido por una distorsión de piso del 2% o por una distorsión de piso igual a dos veces la distorsión de diseño, adoptando el mayor valor de los dos. Los comentarios de las especificaciones indican que el valor de dos veces la distorsión de piso para determinar la demanda de desplazamiento en la riostra representa el valor medio de los máximos originados por un terremoto con una probabilidad de excedencia en 50 años. Sismos con efecto de foco cercano o sismos más fuertes pueden imponer demandas de deformación mayores en la riostra. No obstante, debe considerarse que estos aumentos de demanda pueden afectar el comportamiento de las riostras, pero ello no implica una falla o colapso.

Los ensayos de verificación pueden realizarse específicamente para el proyecto en estudio o bien adoptarse ensayos realizados previamente que se encuentren debidamente documentados (este criterio es similar al aplicado para conexiones viga-columnas en pórticos no arriostrados).

El factor ω representa el efecto del aumento de resistencia por endurecimiento de deformación. Se determina de los resultados experimentales como la relación entre la resistencia máxima a tracción y la resistencia medida de fluencia $R_y P_{y_{sc}}$.

El núcleo de acero de la riostra no puede presentar empalmes y debe diseñarse para resistir la carga axial actuante (resistencia requerida), adoptando como resistencia de diseño el valor $\phi P_{y_{sc}}$. Esta parte de la riostra

debe considerarse como zona protegida

7.3.4 Conexiones

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. La resistencia requerida de las conexiones de la riostra debe tomarse como 1.1 de la resistencia ajustada de la riostra, tanto en compresión como en tracción. El diseño de la conexión debe considerar el pandeo local o global, para lo que pueden usarse los valores de fuerzas transversales medidos en los ensayos de calificación. Para resistir esta fuerza pueden disponerse rigidizadores o arriostamientos laterales.

Las conexiones viga-columna deben cumplir los mismos requerimientos indicados para los pórticos arriostados concéntricamente, según se describió en la Sección 5.5 PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTADOS CONCÉNTRICAMENTE. La conexión propuesta [Fahnestock et al. \(2007\)](#), ver [Figura 5-29](#), representa una solución adecuada que, además, ha sido verificada experimentalmente.

Las especificaciones requieren que se consideren como soldaduras de demanda crítica las siguientes:

- Soldadura de ranura en empalmes de columna.
- Soldaduras en conexiones columna-base.
- Soldadura en conexiones viga-columna.

7.4 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS CON RIOS-TRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

La modelación de las riostras de pandeo restringido, a los efectos del análisis estructural, puede realizarse con distintos grados de refinamiento. Si bien este es un tema muy específico cuyo tratamiento detallado escapa de los alcances del presente trabajo, se presentan en esta sección algunos aspectos básicos sobre la modelación de estos disipadores.

Los modelos refinados, también llamados micro-modelos, permiten representar detalladamente cada componente de las riostras (núcleo, relleno de mortero, tubo exterior), en lo que se refiere a su geometría y comportamiento estructural, para lo cual se emplea usualmente el método de los elementos finitos. La implementación de estos modelos requiere, en primer lugar, de una definición de la geometría de la riostra, para lo que la misma se discretiza (es decir, se subdivide) en una serie de elementos planos o especiales de forma simple. A modo de ejemplo, la [Figura 7-9](#) muestra las características geométricas de la modelación de una riostra con el método de los elementos finitos, en el que se han usado cientos de elementos sólidos para discretizar la riostra. En segundo lugar se debe caracterizar el comportamiento de los materiales componentes de la riostra, a través de leyes constitutivas que definen

la relación tensión-deformación. Para el acero se han propuesto e implementado distintas leyes constitutivas, algunas muy simples, como la ley elasto-plástico, otras más reales, como la de Ramber-Oswood (propuesta en 1943 para materiales con efecto Baushinger, como el acero), hasta leyes más complejas con una adecuada representación de la respuesta cíclica del acero. La principal desventaja de los modelos refinados es su alto costo computacional. Es por ello que se emplean usualmente en tareas de investigación o en estudios especiales, resultando difícil su implementación para el caso de edificios completos.

Otra alternativa consiste en usar macro-modelos, en los que toda la riostra se representa mediante un único elemento, en este caso una barra de dos nodos que permite considerar el comportamiento inelástico. En la [Figura 7-14\(a\)](#) se muestra el esquema de una riostra, con sus partes principales, mientras que la [Figura 7-14\(b\)](#) presenta el modelo de la barra equivalente. En este modelo simplificado es necesario definir la relación fuerza axial-desplazamiento de la riostra, a los efectos de representar adecuadamente la respuesta estructural (ver [Figura 7-6](#)).

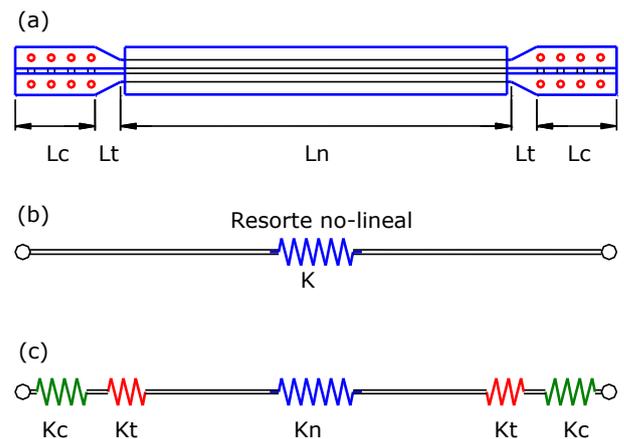


Fig. 7-14. Macro-modelo para el análisis estructural de las riostras de pandeo restringido.

Se han propuesto diversas relaciones para representar el comportamiento histerético de las riostras de pandeo restringido, las que presentan distinto grado de complejidad. Una de las más usadas es la propuesta por Bouc, en 1967, y modificada posteriormente por Wen, en 1976, que se conoce como modelo de Bouc-Wen. Este modelo puede simular adecuadamente el efecto Baushinger y la respuesta cíclica del acero en rango inelástico bajo la acción de fuerzas axiales. La fuerza axial en la riostra en un instante dado, $P(t)$, puede calcularse en función del desplazamiento axial en ese mismo instante, $\delta(t)$, mediante la siguiente ecuación:

$$P(t) = \alpha K \delta(t) + (1 + \alpha) P_y z(t) \quad (7-4)$$

donde las variables que intervienen se definen así (ver [Figura 7-15](#)):

- Rigidez inicial, K : este parámetro se puede determinar considerando que la riostra está formada por distintos componentes dispuestos en serie, ver Figura 7-14(c), de modo que:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_n} + \frac{2}{K_t} + \frac{2}{K_c} \quad (7-5)$$

donde K_n es la rigidez axial del núcleo, K_c es la rigidez de la conexiones y K_t la rigidez de las zona de transición. La rigidez axial de cada componente de pende de su área y longitud, y del módulo de elasticidad.

- Fuerza de fluencia, P_{ysc} : que se calcula a partir del área del núcleo y de la tensión de fluencia del acero.
- Relación α entre la rigidez inelástica y rigidez elástica K : la que define la pendiente de la curva envolvente luego de la fluencia.
- Función histerética adimensional $z(t)$: cuyo valor se determina a partir de una ecuación diferencial que depende del desplazamiento axial de la riostra en un instante t dado, del desplazamiento de fluencia y de tres parámetros adimensionales que controlan la forma del ciclo de histéresis, β_w , γ_w y n . Se verifica que $|z| \leq 1$.

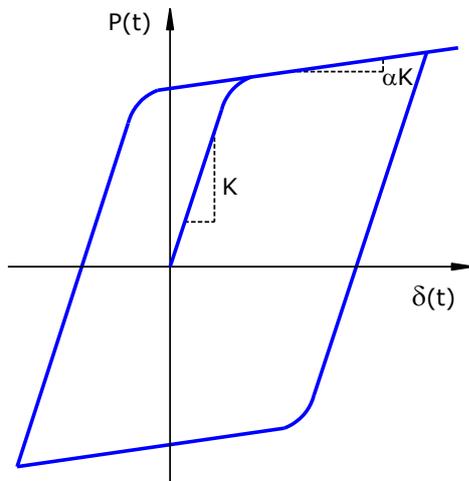


Fig. 7-15. Representación gráfica del modelo Bouc-Wen.

Algunos programas de análisis estructural, como por ejemplo SAP2000, incorporan elementos específicos para la modelación de riostras de pandeo restringido, lo que simplifica el análisis de este tipo de estructuras. Este programa de análisis emplea una versión simplificada del modelo Bouc-Wen (en la cual se asume

$\beta_w = \gamma_w = 0.5$) de modo que se requiere definir solamente cuatro parámetros; K , P_{ysc} , α y n . Este modelo es suficientemente preciso y a la vez simple, de modo que puede utilizarse para el análisis de edificios completos, con gran cantidad de columna, vigas y riostras.

7.5 APLICACIÓN A LA REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

Las riostras de pandeo restringido representan una buena alternativa para la rehabilitación sísmica de estructuras, y de hecho hay numerosos ejemplos de su aplicación con este objetivo (ver Figura 7-16).



Fig. 7-16. Aplicación de riostras de pandeo restringido para la rehabilitación del edificio de la Biblioteca Marriott de la Universidad de Utah.

En la Sección 5.7 UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA se describieron las ventajas del uso de riostras para la rehabilitación sísmica. En el caso particular de utilizar riostras de pandeo restringido, debe considerarse además que se logra un mejor mecanismo de disipación de energía y que se evitan los fenómenos de pandeo global o local, típicos en las riostras convencionales. El pandeo puede generar daños permanentes en las riostras y por ende, la necesidad de realizar reparaciones luego de un sismo severo. Además, es importante estudiar cuidadosamente la conexión de la riostra con la estructura existente, dado que deben transferirse fuerzas axiales, tanto en tracción como en compresión.

Capítulo 8

Muros de corte con placas de acero

8.1 ASPECTOS GENERALES

8.1.1 Descripción del sistema

Los muros de corte con placas de acero se han usado desde hace varias décadas en Japón y Estados Unidos de América, y más recientemente en Canadá y México, si bien su incorporación explícita en las reglamentaciones AISC data del año 2005. La Figura 8-1 muestra fotografías de un edificio que incorpora este tipo de muros como sistema estructural sismorresistente. Los muros de corte con placas de acero se emplean no solo para construcción de edificios en altura, sino también para viviendas y edificios residenciales de 2 o 3 pisos.

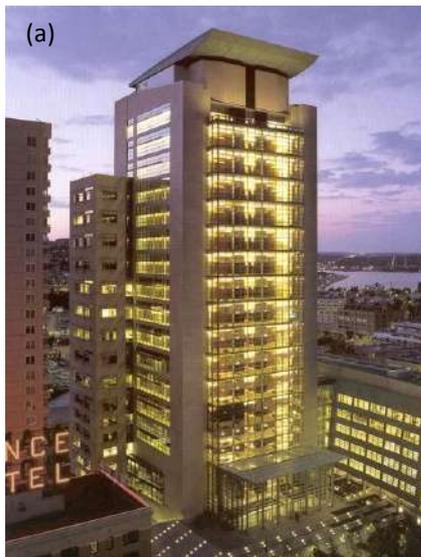


Fig. 8-1. Edificio U.S. Federal Courthouse, Seattle, que incorpora muros de corte con placas de acero, (a) vista general y (b) construcción de los muros (Sabelli y Bruneau, 2006).

La Figura 8.2 muestra los elementos principales de un muro sin aberturas; allí se indican los elementos de borde (HBE y VBE) y las placas de acero que conforman el alma del muro, también denominadas paneles o placas de relleno (*infill plates*) por algunos autores.

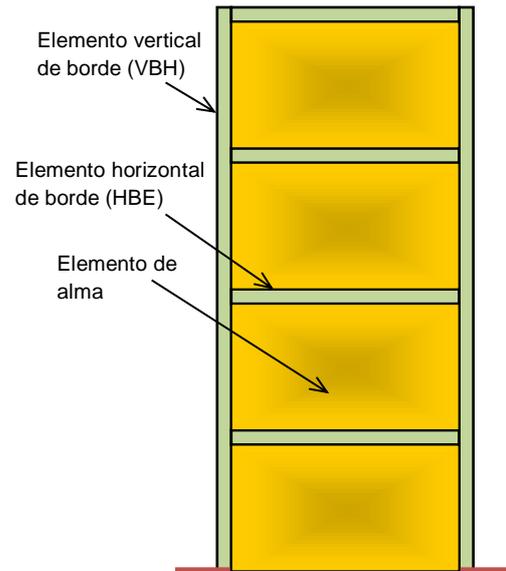


Fig. 8-2. Elementos componentes de un muro con placas de acero sin aberturas.

Las ventajas principales de este sistema estructural, además de las propias de las construcciones de acero, son:

- la elevada rigidez y resistencia que confieren las placas de alma
- el consumo relativamente bajo de acero por la utilización de dichas placas, dado que tienen espesor relativamente pequeño.
- el uso de conexiones sencillas para vincular la placa con los elementos de borde.
- La posibilidad de incorporar aberturas para puertas, ventanas o perforaciones para el paso de tuberías u otras instalaciones.

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 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 procedimientos complejos.

8.1.2 Tipos de muros de corte con placas de acero

Los muros pueden clasificarse o agruparse en varios tipos según distintos aspectos. Desde el punto de vista estructural, se pueden clasificar en (i) muros con placas no rigidizadas y (ii) muros con placas rigidizadas. Éstos últimos, a su vez, se subdividen, en placas con rigidización completa o parcial. La función principal de los rigidizadores es demorar o evitar la ocurrencia del pandeo local o abollamiento de la placa de alma. Se considera que la rigidización es completa cuando se evita el pandeo local y permite que la placa fluya como consecuencia de las tensiones de corte inducidas por la acción sísmica; caso contrario, la rigidización es parcial.

En el caso de muros con placas rigidizadas, los rigidizadores pueden disponerse en posición vertical, horizontal o en ambas direcciones. La Figura 8-3 presenta imágenes de dos muros de corte con distintos tipos de rigidizadores.

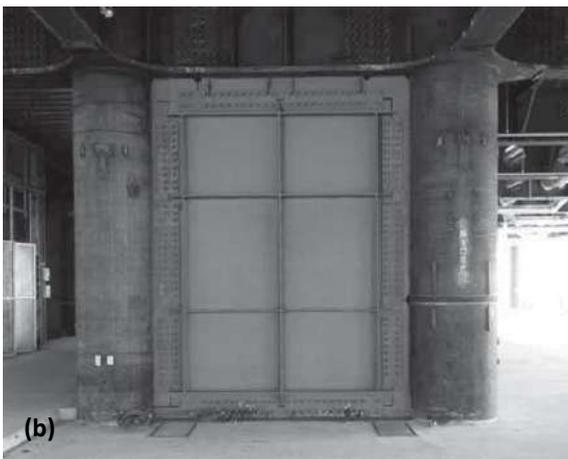
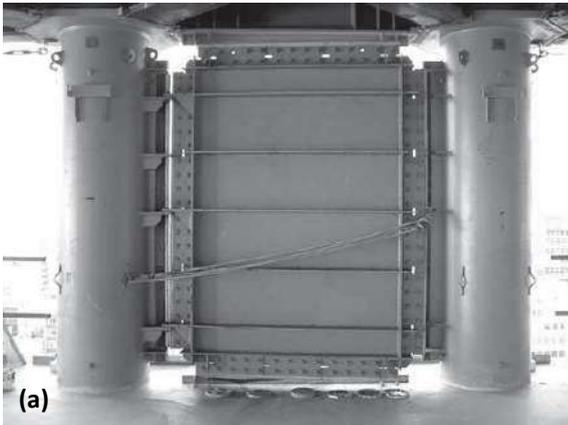


Fig. 8.3. Imágenes de muros de corte con (a) rigidizadores horizontales y (b) rigidizadores verticales y horizontales (Sabelli y Bruneau, 2006).

Las primeras investigaciones y aplicaciones a edificios se realizaron con placas de almas sólidas, esto es sin ninguna perforación. Sin embargo, a medida que el sistema se difundió y se aplicó a construcciones de baja

altura se observó la necesidad de disminuir la resistencia y rigidez de estos muros de corte. Una alternativa para este problema es usar placas de reducido espesor (chapas finas), pero los ensayos indican que tal material presenta propiedades muy variables y por lo tanto no es una solución confiable. Otra alternativa, incluida en el reglamento ANSI/AISC 341-10 en su edición del año 2010, es realizar una serie de perforaciones circulares que se distribuyen en toda la superficie de la placa de alma según patrón regular, como se indica en la Figura 8-4. Estas perforaciones permiten reducir la resistencia y rigidez de todo el muro y además, pueden usarse en caso de ser necesario para el paso de tuberías y otras instalaciones. La Figura 8.5 muestra un muro de corte con placas de acero perforadas ensayado por [Vian y Bruneau \(2004\)](#).

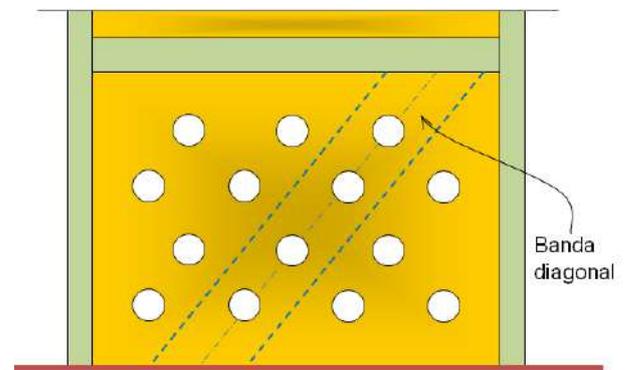


Fig. 8-4. Muro de corte con placas de acero y perforaciones circulares.



Fig. 8.5. Muro de corte con placas de acero y perforaciones de esquina (Vian y Bruneau, 2004)

Otra tipo particular de muro de corte con placas de acero son aquellos con esquinas perforadas y reforzadas, como se ilustra en la Figura 8-6. En este caso, se realiza un corte de un cuarto de círculo en las esquinas superiores de la placa de alma para permitir el paso de

tuberías o instalaciones. El borde curvo del corte se refuerza con una planchuela soldada. Los resultados experimentales indican que la rigidez y resistencia del muro de corte son similares a las correspondientes al muro con placas solidas (sin perforaciones), siempre que el radio del corte sea inferior a un tercio de la altura libre de la placa de alma. La planchuela de refuerzo, soldada al borde de la perforación se comporta como un arco circular. En la Figura 8-7 se muestra la imagen de un muro con este tipo de perforación de esquina, luego de haber sometido a un ensayo de cargas laterales (Vian y Bruneau, 2004).

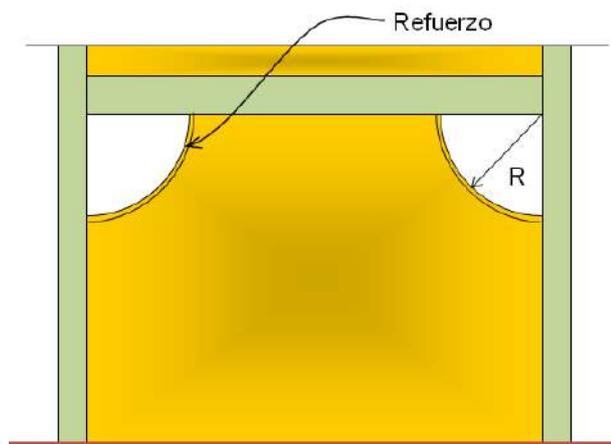


Fig. 8.6. Muro de corte con placas de acero y perforaciones de esquina.



Fig. 8.7. Detalle de la perforación de esquina en un muro de corte con placas de acero ensayado por Vian y Bruneau (2004).

Los muros de corte con placas de acero pueden construirse con aberturas en las placas de alma, en aquellos casos que los requerimientos funcionales o arquitectónicos así lo requieren. Las aberturas deben disponer de elementos intermedios de borde que rodeen totalmente su perímetro, como se muestra en la Figura 8-8, donde se presentan muros con abertura para una

ventana y una puerta. De esta forma, la placa de alma queda dividida en una serie de subplacas menores, cada una de las que está adecuadamente delimitada por elementos de borde. La razón principal de aplicar este criterio se debe a que en la actualidad no se dispone de información experimental de muros con aberturas sin elementos de borde.

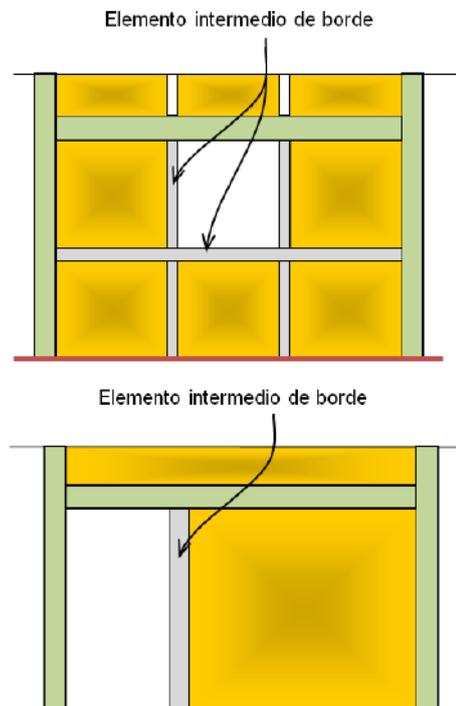


Fig. 8.8. Esquemas de muros de corte con aberturas para puertas o ventanas.

En la Tabla 8-1 se presentan un resumen de los tipos de muros descritos en esta sección, agrupados según la forma de rigidización y el tipo de aberturas o perforaciones. Las distintas alternativas indican claramente las posibilidades de este sistema estructural que puede adaptarse para cubrir una amplia gama de situaciones diferentes.

Tabla 8-1. Tipos de muros de cortes con placas de acero.

Muros de corte con placas de acero	Sin rigidizadores
	Con rigidizadores (rigidización completa o parcial)
Muros de corte con placas de acero	Solidos
	Con perforaciones circulares
	Con perforaciones de esquina
	Con aberturas (puertas o ventas)

8.1.3 Configuraciones de los muros

Las placas de alma pueden disponerse según distintas configuraciones, a través de las que se puede modificar o ajustar el comportamiento global de la estructura. La Figura 8.9 muestra dos ejemplos típicos. En el primero, caso (a), las placas se disponen para conformar dos muros acoplados, en forma similar a muros acoplados de hormigón armado. Las vigas de acople vinculan ambos muros y genera esfuerzos axiales de tracción y compresión en los mismos. El caso (b) representa una estructura dual, pórtico-muro, que combina las ventajas de ambos sistemas. Las vigas permiten transferir parte del momento de vuelco hacia las columnas exteriores.

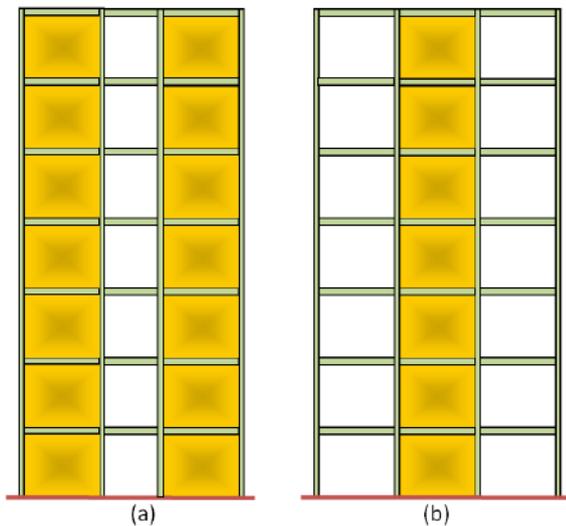


Fig. 8.9. Configuraciones para muro de corte con placas de acero.

En la Figura 8-10 se representan algunas configuraciones alternativas, a modo de ejemplo, para mostrar la flexibilidad del sistema. Estas configuraciones pueden usarse por razones funcionales para permitir circulaciones, para lograr una construcción más económica o bien para mejorar ciertos aspectos de la respuesta estructural. Así por ejemplo, el caso de la Figura 8-10(a) es una estructura de muros, pero con el comportamiento equivalente a un macro-pórtico de 2 niveles. La estructura de la Figura 8-10(b) es un muro continua (zona central) con estabilizadores o *outriggers* en los niveles 4to y 7mo, conceptualmente similares a los pórticos arriostrados con estabilizadores (ver Sección 3.2.4 Pórticos arriostrados con estabilizadores). Sin embargo, el diseñador debe ser consciente de que algunas de estas configuraciones pueden generar discontinuidades de rigidez y resistencia, originando así concentraciones de demanda en algunos de los miembros de la estructura por la necesidad de transferir esfuerzos desde una panel hacia otro. Estos efectos deben analizarse cuidadosamente al realizar el diseño.

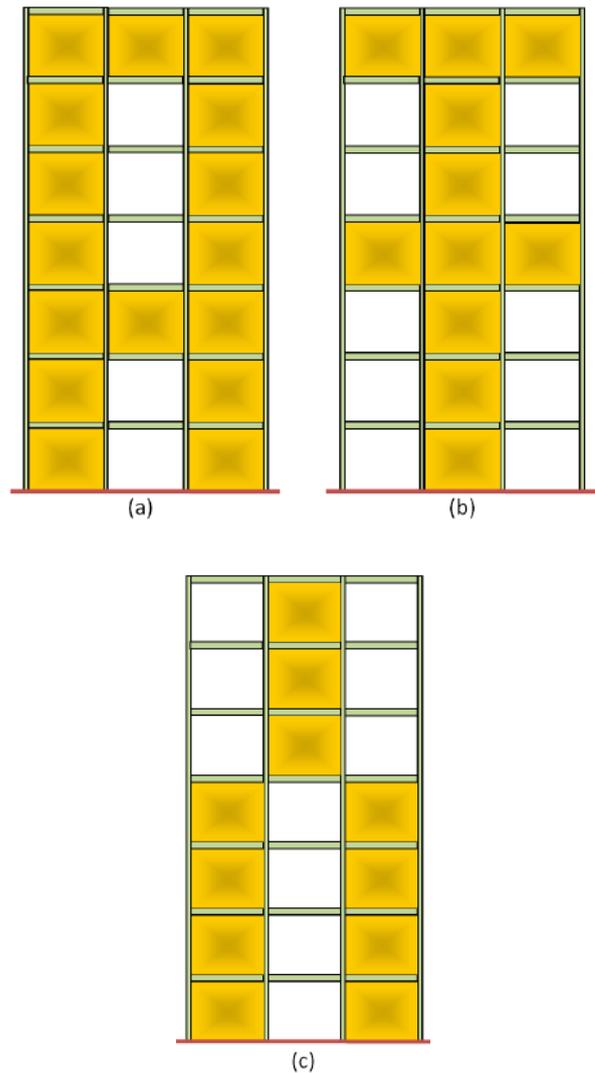


Fig. 8.10. Configuraciones alternativas para muro de corte con placas de acero.

8.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

8.2.1 Muros aislados

El comportamiento estructural de los muros de corte con placas de acero se caracteriza, como todos los sistemas de muros, por su elevada rigidez y resistencia en comparación con un pórtico de similares características geométricas. Bajo la acción de cargas sísmica, los muros de corten quedan sometidos a solicitaciones de flexión, M , y corte, V (ver figura 8-11), de modo pueden disipar energía, principalmente, por la fluencia de la placa de alma. La fluencia se desarrolla por un mecanismo de acción de campo de tracción diagonal, con un ángulo de aproximadamente 45° , mientras que en la dirección perpendicular la placa pande a niveles bajos de carga (debido su elevada esbeltez). La Figura 8-12 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 de la chapa de alma originado por las tensiones principales de compresión. Los ensayos indican que la placa de

alma puede experimentar grandes deformaciones inelásticas en tracción y compresión. En algunos casos se ha observado problemas de fractura del acero, por ejemplo en las esquinas del panel, donde se pueden producir demandas elevadas.

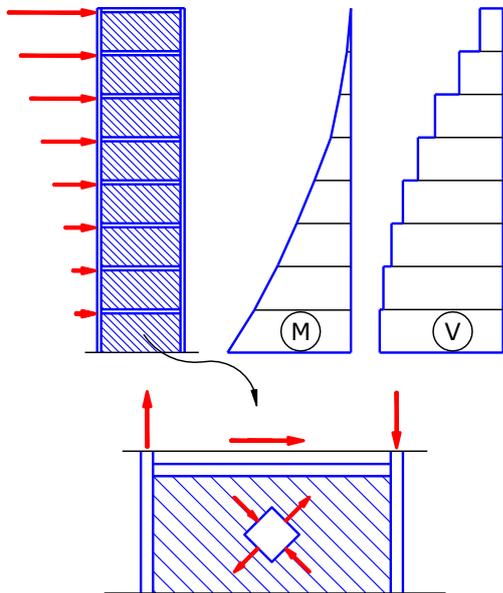


Fig. 8-11. Solicitaciones en un muro de corte.



Fig. 8-12. Vista de la placa de acero, con clara evidencia de fluencia y pandeo, en ensayos realizados por [Berman y Bruneau \(2003\)](#).

La respuesta estructural es muy adecuada, con ciclos de histéresis estables, sin degradación de rigidez o resistencia y con una excelente capacidad de disipación de energía, aun cuando se produzca el pandeo de la placa de alma. La Figura 8-13 muestra la respuesta cíclica de un muro de corte ensayado bajo cargas laterales que simulan la acción del sismo.

Las placas de alma se construyen con espesores reducidos, de modo que su esbeltez es muy elevada. En las primeras aplicaciones de este sistema estructural se usaron placas con esbelteces que variaban entre 300 y

800. Sin embargo, a medida que se profundizaron las investigaciones y se realizaron más ensayos de laboratorios las esbelteces fueron creciendo. Actualmente, se dispone de información experimental sobre muros con esbelteces de hasta 3500, los que han exhibido un comportamiento satisfactorio.

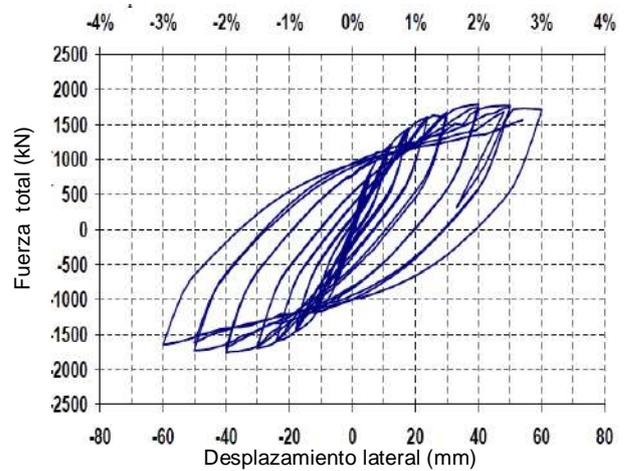


Fig. 8-13. Respuesta histerética de un muro de corte con placas de acero ensayado por [Vian y Bruneau \(2004\)](#).

Los elementos de borde vertical y horizontal, VBE y HBE, se conectan en forma rígida (conexiones totalmente restringidas, FR), de modo que pueden formarse rótulas plásticas en los elementos horizontales, en forma análoga a un pórtico no arriostrado. Los resultados experimentales indican que puede producirse pandeo local en las rótulas plásticas cuando el muro de corte desarrolla ductilidades elevadas. En ensayos realizados por [Vian et al \(2009a\)](#) se observó la fractura parcial del elemento de borde horizontal, lo que produjo una disminución de la capacidad resistente de la estructura a un nivel de distorsión de piso del 3%. Sin embargo, se pudo continuar el ensayo incrementando el desplazamiento lateral debido a la redistribución de esfuerzos resultante de la redundancia estructural del sistema.

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 están efectivamente aplicadas sobre la estructura.

8.2.2 Muros acoplados

Los muros acoplados, como se explicó en la Sección 3.3 ESTRUCTURAS CON MIEMBROS COMPUESTOS, están formados por dos o más muros de corte que se vinculan entre sí mediante vigas de acoplamiento. Esta vinculación modifica significativamente el com-

portamiento estructural y resulta en ventajas importantes como son una disminución de las solicitaciones de flexión en los muros, un aumento de la rigidez lateral y la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica.

Para explicar el comportamiento estructural se considera en la Figura 8-14 el caso de dos muros acoplados. Las acciones sísmicas originan un momento de vuelco, M_v , que es resistido por la combinación de un mecanismo de muros y un mecanismo de acoplamiento. El primer mecanismo resiste una parte del momento de vuelco que es igual a la suma de los momentos flectores en la base de los muros, M_1+M_2 . La parte restante es resistida por el mecanismo de acoplamiento que induce cargas axiales en el muro, por lo que se genera un par resistente igual a $T L$. De modo que en este ejemplo se tiene que $M_v = M_1 + M_2 + T L$. Es importante aclarar que las cargas axiales $T=C$ se originan a partir de las fuerzas de corte inducidas en las vigas de acople y no incluyen el efecto del peso de la estructura u otras cargas gravitatorias. A partir de estos conceptos se puede definir el grado de acoplamiento, GA , como la relación entre el momento $T L$ resistido a través del mecanismo de acoplamiento con respecto al momento de vuelco total:

$$GA = \frac{TL}{M_v} \quad (8-1)$$

El grado de acoplamiento varía entre 0 (para el caso de muros sin vinculación hasta un valor teórico de 1.0 (en el caso de vigas de gran rigidez), si bien en la práctica adopta valores usuales entre 0.2 y 0.8, dependiendo del material, sección y longitud de las vigas de acoplamiento. A medida que aumenta la rigidez flexional de las vigas de acople, se incrementa el grado de acoplamiento.

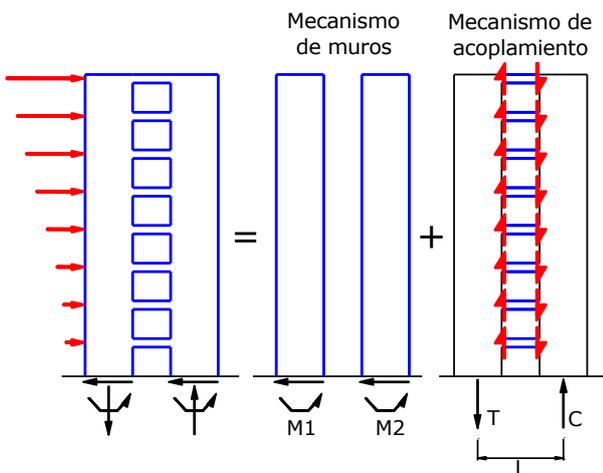


Fig. 8-14. Comportamiento estructural de muros acoplados.

El efecto del acoplamiento se observa también en la deformación que experimentan los muros acoplados bajo la acción sísmica. Así por ejemplo, la Figura 8-15

compara la deformada para tres casos con distintos acoplamiento. El primero corresponde a dos muros sin acoplamiento (en el modelo se consideran vigas articuladas, de modo que no se genera flexión o corte), mientras que en los otros casos se modifica la forma del perfil de deformación y se disminuyen los desplazamientos laterales. Se observa claramente en la figura que el efecto del acoplamiento modifica el perfil de desplazamientos típico de los muros de corte, los que se deforman con doble curvatura en los casos con valores elevados de GA . Es decir que globalmente los muros acoplados se comportan en forma aproximadamente similar a un pórtico.

La disminución de los desplazamientos laterales es más importante a medida que se aumenta el grado de acoplamiento, como se observa también en la Figura 8-16, donde se grafica la variación del desplazamiento lateral máximo (normalizado al caso de $GA=0$) en función del grado de acoplamiento. Esta figura, válida para el ejemplo considerado, muestra la eficiencia de las vigas de acople para aumentar la rigidez lateral, particularmente en el rango $GA < 0.55$.

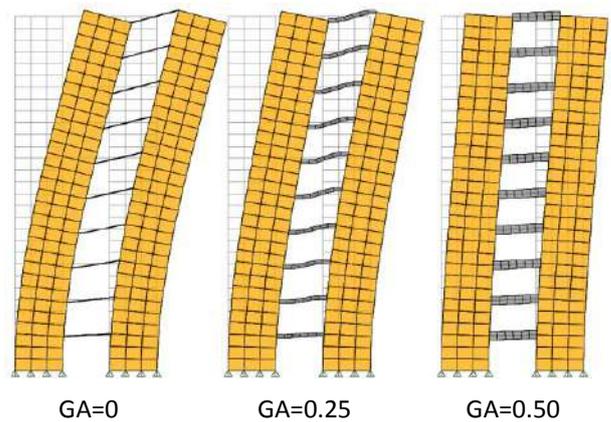


Fig. 8-15. Deformada de muros acoplados con distinto grado de acoplamiento.

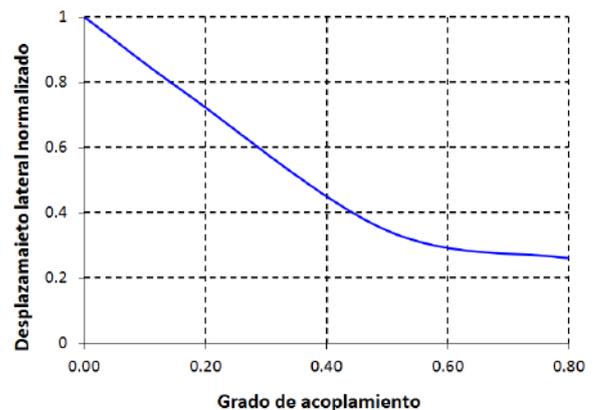


Fig. 8-16. Variación del desplazamiento lateral en el piso superior en función del grado de acoplamiento para el ejemplo de la Figura 8-15.

Las vigas de acople soportan solicitaciones de fle-

xión y corte, las que pueden ser elevadas dependiendo del grado de acoplamiento del sistema. La Figura 8-17 muestra los diagramas de solicitaciones en muros y vigas para el caso de dos muros acoplados de 10 pisos bajo la acción de fuerzas sísmicas equivalentes. Se observa que las solicitaciones máximas en vigas no se producen en el nivel inferior sino en una zona intermedia. La suma de las fuerzas de corte definen la carga axial en los muros $T=C$. Las solicitaciones máximas de flexión, corte y carga axial en los muros se producen en la base.

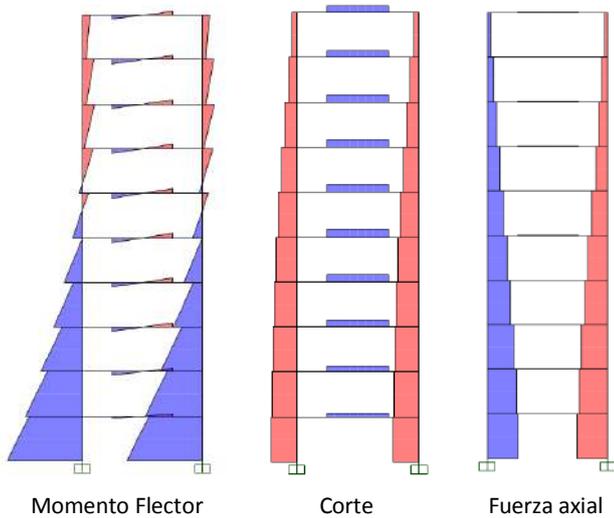


Fig. 8-17. Solicitaciones de flexión, corte y axial inducidas por el sismo en las vigas de acople.

A partir de las solicitaciones en muros y vigas se deduce que la disipación de energía para este tipo de estructuras se puede producir en ambos componentes del sistema, ver Figura 8-18. Las vigas de acople representan elementos dúctiles donde puede desarrollarse grandes deformaciones inelásticas por flexión (rótulas plásticas) o corte. En los muros, la disipación se concentra en la base de los mismos, según los mecanismos explicados previamente para los muros aislados.

La respuesta estructural presenta tres zonas típicas, como se ilustra en la Figura 8-19, donde se muestra la curva corte basal-desplazamiento lateral (el piso superior) en forma idealizada. Inicialmente los muros acoplados responden predominantemente en rango elástico hasta que las vigas de acoplamiento comienzan a fluir, en forma sucesiva a partir del desplazamiento δ_{yc} . Esto resulta en una disminución de la rigidez lateral de la estructura, los desplazamientos laterales aumentan y finalmente se produce fluencia y pandeo en la base de los muros a partir del desplazamiento δ_{yw} . Se forma así un mecanismo de deformación inelástica, capaz de disipar energía en forma estable.

Los conceptos sobre comportamiento estructural de muros acoplados, presentados en esta sección, son de carácter general. De modo que son válidos para muros y vigas de distintos materiales, ya sea hormigón arma-

do, acero o secciones compuestas. Estas estructuras originalmente se construyeron con hormigón armado en su totalidad. Sin embargo, la incorporación de miembros estructurales de acero aporta ventajas significativas. Es por ello que una alternativa que se usa en la actualidad son los muros de corte con placas de acero y vigas de acoplamiento del mismo material. Además, se han realizado construcciones con muros de hormigón armado y vigas de acople de acero (principalmente para evitar los costos y tiempo asociados al encofrado y curado de las vigas) y también muros de sección compuesta y vigas de acero.

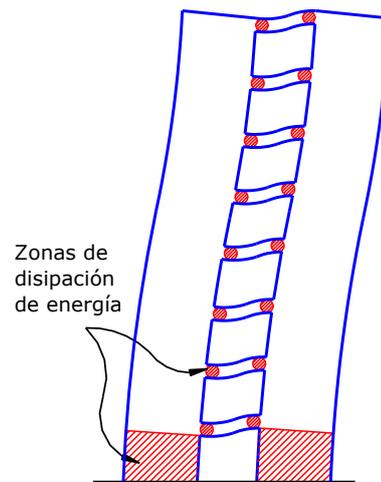


Fig. 8-18. Mecanismo de disipación de energía de un pórtico acoplado.

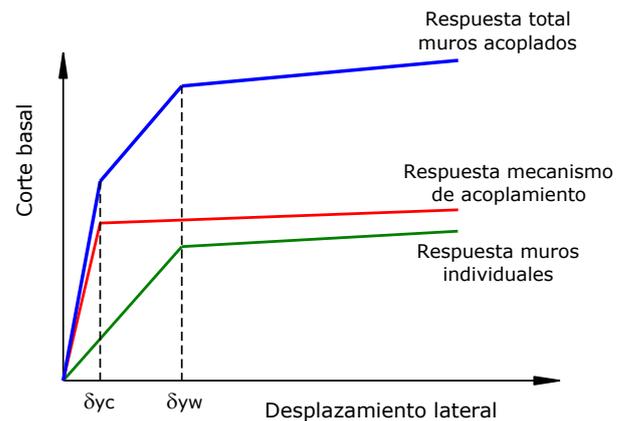


Fig. 8-19. Respuesta estructural idealizada de un pórtico acoplado.

8.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

El dimensionamiento de los componentes del muro de corte con placas de acero requiere de modelos que permitan determinar los esfuerzos en los elementos de borde 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 Thornburn, 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 8-20), de modo que la misma es reemplazada por una serie de barras diagonales paralelas rigidez y resistencia sólo a tracción, según se representa en la Figura 8-21. 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.

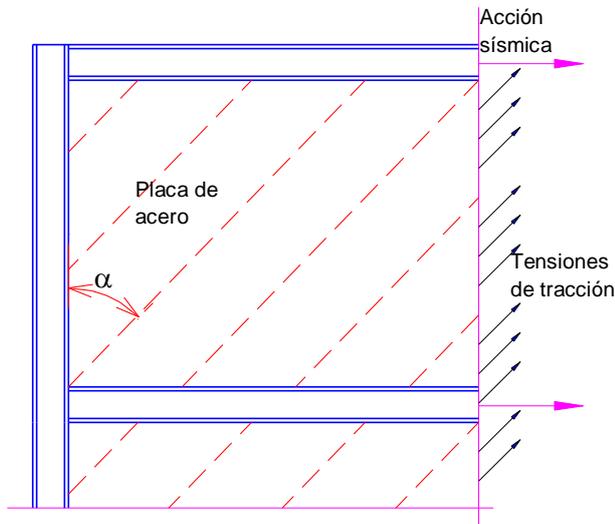


Fig. 8-20. Esquema del comportamiento estructural de la placa una vez que se desarrolla la acción de campo por tracción.

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:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha) \quad (8-2)$$

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

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2 A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (8-3)$$

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. En la Figura 8-22 se definen las variables dimensionales utilizadas en las expresiones previas.

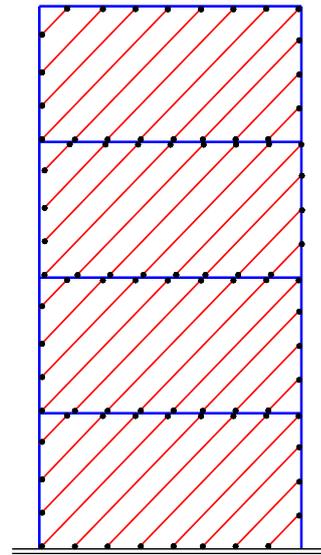


Fig. 8-21. Modelo de un muro de corte con placas de acero según el método de las bandas.

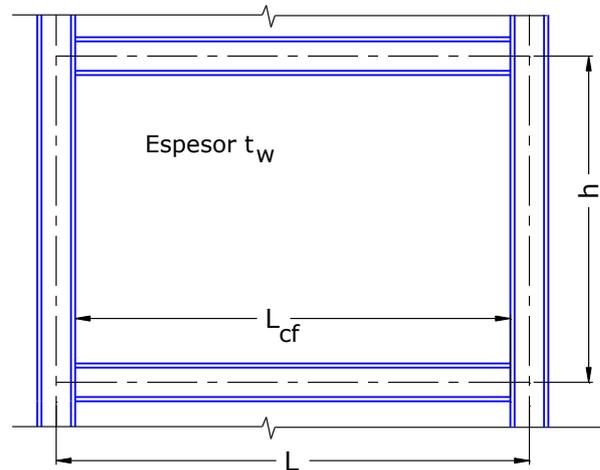


Fig. 8-22. Esquema de un muro de corte con la definición de las variables dimensionales.

En el caso de muros con placas perforadas, como los descritos previamente (ver Figura 8-4), el método de las bandas puede aplicarse con algunas consideraciones especiales. Para ello, se considera una banda diagonal que incluye las perforaciones, como se muestra en la Figura 8-23 y se define un factor de reducción de rigidez para la banda. Se han desarrollado ecuaciones que permiten calcular este factor, el que depende de

las características y disposición de las perforaciones (diámetro de la misma, separación diagonal S_d y número de filas horizontales de perforaciones), de la altura de la placa de acero, h_p , y de la inclinación de la banda diagonal. Para mayores detalles puede consultarse la referencia [Sabelli y Bruneau, 2006](#).

La presencia de aberturas puede generar concentraciones de tensiones y en consecuencia demandas localizadas. Es por ello que se requiere que las aberturas se rodeen de componentes de bordes, como se indica esquemáticamente en la [Figura. 8-8](#). El método de las bandas puede aplicarse también en estos casos, para lo que debe considerarse los elementos intermedios de borde y representarse las bandas de tracción en cada uno de los subpaneles en que queda dividido el muro.

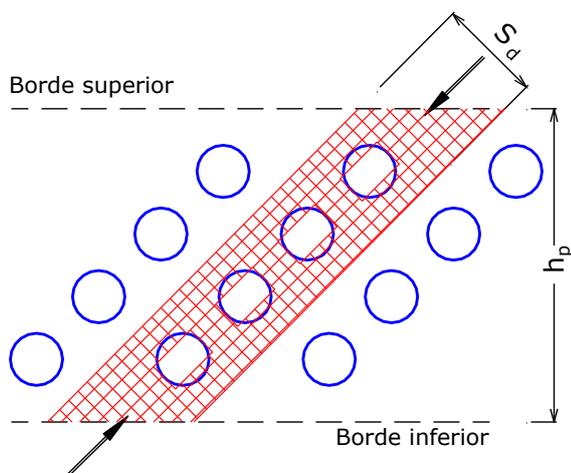


Fig. 8-23. Detalle típico de conexión soldada entre los elementos de borde y la placa de alma.

El análisis estructural también puede realizarse mediante procedimientos más refinados, como el método de los elementos finitos. A modo de ejemplo, la Figura 8-24 muestra modelos desarrollados por [Vian et al. \(2009b\)](#), para el análisis de muros con placas de acero sólidas y perforadas. En general, este tipo de modelos se usan en trabajo de investigación o en casos particulares que requieren una verificación precisa. A los efectos del diseño, se pueden aplicar los procedimientos simplificados descritos previamente.

8.4 CONEXIONES Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La construcción de muros de corte con placas de acero no presenta particularidades o complicaciones con respecto a otros tipos estructurales. Sin embargo, las conexiones entre las placas de acero y los elementos de borde vertical y horizontal representan un aspecto importante a considerar en el diseño, no solo por su función estructural, sino también por el impacto económico que puede tener en la construcción. Estas conexiones se pueden realizar mediante soldaduras o pernos.

Las conexiones apernadas, si bien son siempre recomendables para ejecutar en obra por su rapidez,

pueden presentar desventajas en este caso particular. Para asegurar que la placa de acero desarrolle su resistencia a tracción y fluya en tracción es necesario colocar un gran número de pernos, lo que puede disminuir excesivamente la sección neta y conducir a una fractura en la zona de la conexión. Es por esta razón, que la conexión entre la placa y los elementos de borde se realiza usualmente con soldadura. La Figura 8-25 muestra un detalle típico para soldar en obra la placa de alma, utilizando para ello una placa base o auxiliar (en inglés se denomina *fish plate*) que viene soldada de taller a los elementos de borde.

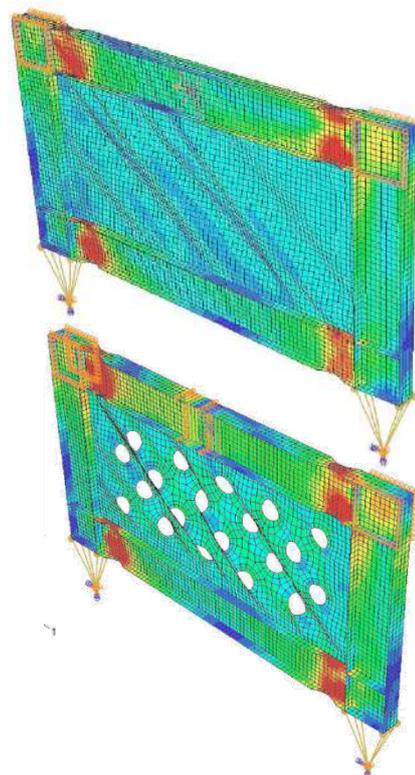


Fig. 8-24. Modelación con elementos finitos de muros de corte con placas de acero sólida y perforada ([Vian et al., 2009b](#)).

Alternativamente, la conexión entre la placa de acero y los elementos de borde puede realizarse mediante una junta con pernos, según se indica en la Figura 8-26. Es importante observar que, en este caso, usualmente se requiere reforzar el borde de la placa de alma mediante una chapa soldada. De esta forma se logra aumentar la resistencia al aplastamiento en la junta, dado que se incrementa el espesor de la placa de alma.

Otro aspecto distintivo de los edificios con muros de corte con placas de acero es la necesidad de disponer muros en direcciones ortogonales, por ejemplos en los núcleos de circulaciones. En esos casos, es usual que los elementos de borde vertical deban disponerse en la intersección de dos muros de corte perpendiculares, con lo cual se produce una complicación constructiva y de diseño. La Figura 8-27 muestra dos ejemplos de conexión para solucionar esta dificultad. En uno de

los casos el elemento de borde vertical está formado por un perfil I, el que se refuerza con dos placas laterales soldadas para formar una sección cajón. Otra alternativa es construir una sección cajón con cuatro placas soldadas en las esquinas. En ambos casos, se disponen placas bases en las caras laterales, a la que se sueldan las placas de alma de los muros.

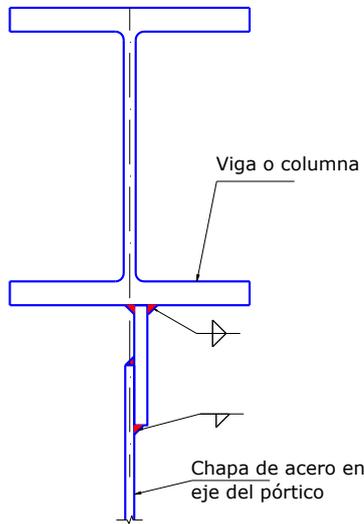


Fig. 8-25. Detalle típico de conexión soldada entre los elementos de borde y la placa de alma.

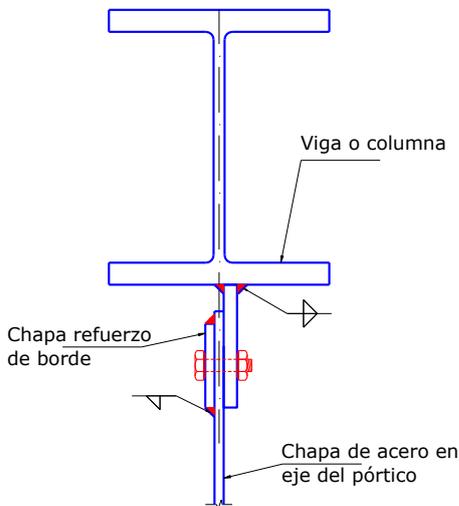


Fig. 8-26. Detalle de conexión apornada entre los elementos de borde y la placa de alma.

Se observa en los detalles de la Figura 8-27 que la placa de alma puede introducir esfuerzos concentrados de flexión y corte en las caras de la sección cajón que conforma el elemento de borde vertical (VBE). Es por ello que, en ciertos casos, puede resultar necesario utilizar el detalle indicado en la Figura 8-28, en donde la placa base se prolonga hasta el centro de la sección cajón (y se suelda al alma del perfil I) para lograr una mejor transferencia de los esfuerzos concentrado que induce la placa de alma del muro.

Finalmente, es importante resaltar que deben extremarse los recaudos constructivos para asegurar que la placa de alma se coloque precisamente en el eje del pórtico formado por los elementos de borde horizontal y vertical. Ello es necesario para eliminar excentricidades accidentales que inducen esfuerzos de flexión en la placa.

En la base de los muros de corte debe disponerse una viga de fundación para que la placa de alma esté conectada en todos sus bordes y de esa forma pueda desarrollar su resistencia. La viga de fundación puede ser de acero o bien de hormigón armado. En este último caso se debe diseñar un detalle adecuado que permita vincular la placa de acero con la viga.

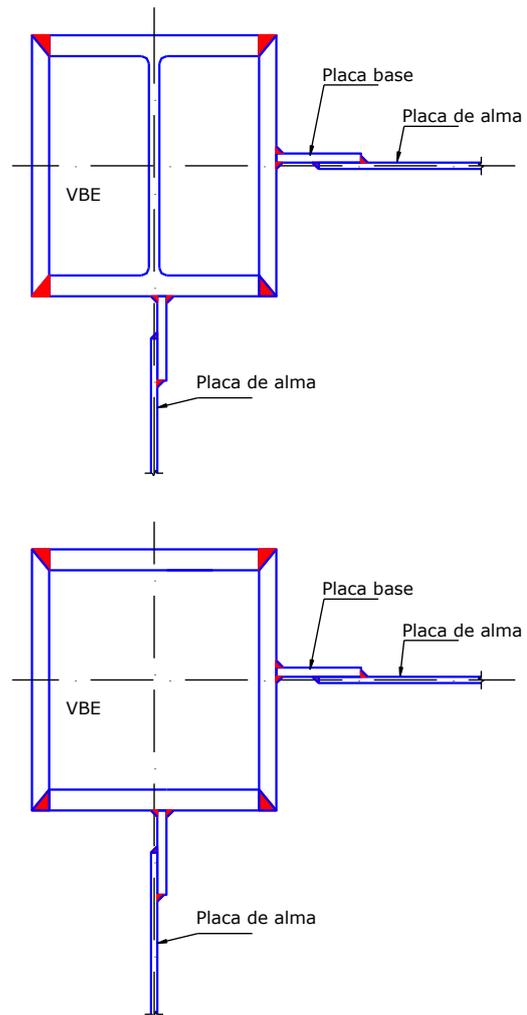


Fig. 8-27. Ejemplos de elementos de borde vertical en la intersección de muros de corte perpendiculares.

8.5 DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO

8.5.1 Aspectos generales

Las especificaciones AISC 341-10 indican los requerimientos para el diseño de muros de corte especiales con placas (*special, plate shear walls, SPSW*). El criterio de diseño se basa en que la estructura presenta una

elevada capacidad de disipación de energía a través de la fluencia de la placa de alma y de la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontal (HBE). El factor de respuesta en este caso es $R = 7$.

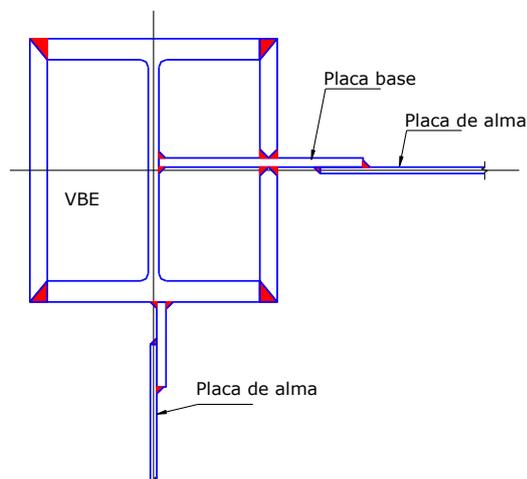


Fig. 8-28. Detalle de un elemento de borde vertical en la intersección de muros de corte perpendiculares, para evitar esfuerzos concentrados.

La resistencia requerida en los elementos de borde (HBE y HBE) y de las conexiones debe realizarse a partir de las combinaciones de cargas reglamentarias, que incluyen el efecto de la acción sísmica amplificada. La acción sísmica amplificada considerando la sobrerresistencia estructural, E_{mh} , debe determinarse bajo la hipótesis de que:

- la placa de alma desarrolla su resistencia esperada a tracción con un ángulo α definido por la [Ecuación 8-3](#).
- Los extremos de los elementos horizontales desarrollan su resistencia esperada a flexión igual a $1.1 R_y M_p$.

Las placas de acero de alma no deben considerarse para resistir las cargas gravitatorias.

Es importante mencionar que la edición del año 2005 del ANSI/AISC 341 incluía limitaciones para la relación L/h del panel de acero (se requería que esta relación estuviera comprendida entre 0.8 y 2.5). Sin embargo, este requerimiento fue eliminado de la edición 2010 a la luz de investigaciones experimentales y analíticas recientes.

8.5.2 Elementos de borde

Las especificaciones sísmicas requieren que el momento de inercia de los elementos de borde vertical respecto de un eje perpendicular al plano del muro, I_c , cumpla con la siguiente condición:

$$I_c \geq \frac{0.0031 t_w h^4}{L} \quad (8-4)$$

Adicionalmente, las especificaciones indican un valor mínimo del momento de inercia de los elementos de borde horizontal respecto de un eje perpendicular al plano del muro, I_b , en el caso que la placa de alma tenga espesores distintos arriba y abajo del elemento de borde. En ese caso se debe cumplir que:

$$I_b \geq \frac{0.0031 h^4}{L} |t_i - t_{i-1}| \quad (8-5)$$

donde $t_i - t_{i-1}$ representa la diferencia de espesores entre las placas de alma vinculadas al elemento.

[Bruneau et al. \(2011\)](#), indican que estos requerimientos no aseguran un comportamiento satisfactorio del muro debido a que se pueden producir deformaciones excesivas como resultado de la fluencia por corte de los elementos de borde horizontal. Las investigaciones en desarrollo permitirán comprobar la efectividad de estos requerimientos.

Todos los elementos de borde vertical, horizontal e intermedios deben cumplir con los requerimientos indicados para miembros de ductilidad elevada.

Finalmente, se requiere que la resistencia flexional de los elementos de borde vertical y horizontal cumpla con la relación definida por la [Ecuación 4-7](#), de modo de asegurar un comportamiento de viga débil-columna fuerte. En la evaluación de dicha relación debe obviarse el efecto de la placa de alma.

8.5.3 Placa de alma

La resistencia nominal de la placa de alma para el estado de fluencia por corte debe determinarse con la [Ecuación 8-2](#). Para este estado límite se considera un factor de resistencia $\phi = 0.90$.

8.5.4 Zonas protegidas

En el diseño de los muros de corte especiales con placas deben considerarse como zonas protegidas las siguientes:

- Las placas de alma.
- Los elementos de conexión entre las placas de alma y los elementos de borde horizontal y vertical.
- Las zonas de rótulas plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontal y vertical.

8.5.5 Conexiones

La resistencia requerida para el diseño de las conexiones de la placa de alma a los elementos de borde debe determinarse considerando que la placa desarrolla su resistencia esperada en tracción.

Las conexiones entre los elementos de borde vertical y horizontal deben cumplir todas las condiciones exigidas para las conexiones a momento totalmente

restringidas de los pórticos no arriostrados ordinarios. Adicionalmente, la resistencia requerida de estas conexiones debe determinarse a partir del diseño por capacidad, para lo cual se requiere que el efecto de la acción sísmica incluyendo sobrerresistencia, E_{mh} , se determine considerando que se rotulan los elementos de borde horizontales y que la placa de alma fluye con un ángulo α definido por la [Ecuación 8-3](#).

La zona panel de los elementos de borde verticales debe cumplir con los requisitos de los pórticos no arriostrados especiales.

Se requiere que las siguientes soldaduras se consideren como soldaduras de demanda crítica:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en las conexiones base-columna.
- Soldaduras en las conexiones entre elementos de borde vertical y horizontal.

8.5.6 Placas de acero perforadas

En el caso de que el muro de corte incluya placas con perforaciones circulares, éstas deben disponerse según un patrón regular, con diámetro y separación uniforme. Las perforaciones deben distribuirse sobre toda el área de la placa, formando alineaciones diagonales con un ángulo constante, como se indica en la [Figura 8-4](#).

Los bordes de las perforaciones deben tener una rugosidad superficial no mayor de 13 μm .

La resistencia de la placa de alma con perforaciones circulares se determina con la siguiente expresión:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \left(1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \quad (8-6)$$

donde D es el diámetro de las perforaciones y S_{diag} es la distancia más corta entre centros de perforaciones. La distancia S_{diag} debe ser como mínimo igual a $1.67D$ y la distancia entre las primeras perforaciones y los bordes de la placa deber ser como mínimo D y no exceder $D+0.7 S_{diag}$.

La rigidez de la placa de alma con perforaciones circulares puede determinarse a partir de un espesor efectivo, t_{eff} (menor que el real):

$$t_{eff} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(1 - \frac{N_r D \sin \alpha}{H_c} \right)} t_w \quad (8-7)$$

donde H_c es la altura libre de la columna entre alas de las vigas, N_r es el número de filas horizontales de perforaciones y α es el ángulo de la línea más corta entre centros de perforaciones con la vertical. La tensión efectiva esperada que debe considerarse para determinar la sobrerresistencia estructural, E_{mh} (ver Sección 8.5.1 Aspectos generales), es $R_y F_y (1 - 0.7 D / S_{diag})$.

8.5.7 Placas de acero con perforaciones de esquina

Las especificaciones sísmicas permiten el uso de placas de acero con perforaciones de esquina (un cuarto de círculo), según se indica en la [Figura 8-6](#). En este caso se debe disponer de una planchuela de refuerzo soldada al borde de la perforación (*arching plate*), la que se diseña para resistir fuerza de tracción y compresión que se generan en las esquinas, según se indica esquemáticamente en la Figura 8-29. Se observa que, por efecto de la acción sísmica, en una de las esquinas la placa de borde tiende a abrirse, como un arco cuyos extremos se separan. En la esquina opuesta el efecto es contrario y la placa de borde tiende a cerrarse. En esta esquina, la placa de borde debe soportar, además, las tensiones resultantes del campo diagonal de tracción que se genera en la placa de acero que forma el muro de corte. Los detalles sobre el diseño de este tipo particular de muros pueden encontrarse en la Sección F5.7b de ANSI/AISC 341-10.

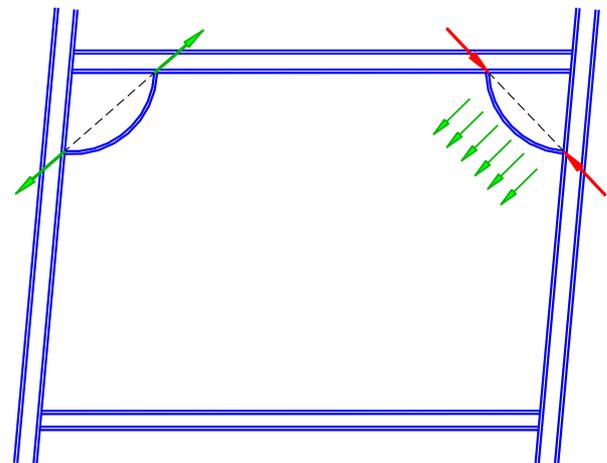


Fig. 8-29. Fuerzas de tracción y compresión en las placas de las perforaciones de esquina.

8.6 APLICACIÓN A LA REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

Los muros de corte con placas de acero representan una alternativa ventajosa para la rehabilitación sísmica de edificios. La incorporación de placas de alma a pórticos existentes de acero u hormigón permite incrementar la rigidez y resistencia de la estructura. El efecto en el comportamiento estructural, en términos globales, es similar al que produce la incorporación de riostras, con la diferencia que la placa se conecta a lo largo de todo su perímetro y no transfiere cargas concentradas en los nudos del pórtico. El proceso constructivo se puede realizar “en seco”, con rapidez y produciendo interferencia mínimas, en comparación con el uso de refuerzos de hormigón armado.

La incorporación de las placas de alma modifica el comportamiento estructural y el estado de solicitaciones en los miembros del pórtico. Es por ello que el diseñador debe evaluar cuidadosamente las consecuen-

cias y realizar un análisis que represente adecuadamente a la estructura rehabilitada.

Un aspecto importante a considerar es la conexión de la placa de alma. En el caso de rehabilitación de pórticos de acero, se puede utilizar un detalle similar a los indicados en la Figuras 8-26 y 8-27. Si la placa se conecta a una estructura existente de hormigón armado se deben usar pernos de anclaje o elementos similares que permitan la vinculación con ese material. En la Figura 8-30 se presenta una propuesta de detalle para resolver la conexión. Sin embargo, es importante aclarar que no se dispone de resultados experimentales (de acuerdo al conocimiento del autor) que validen conexiones de este tipo.

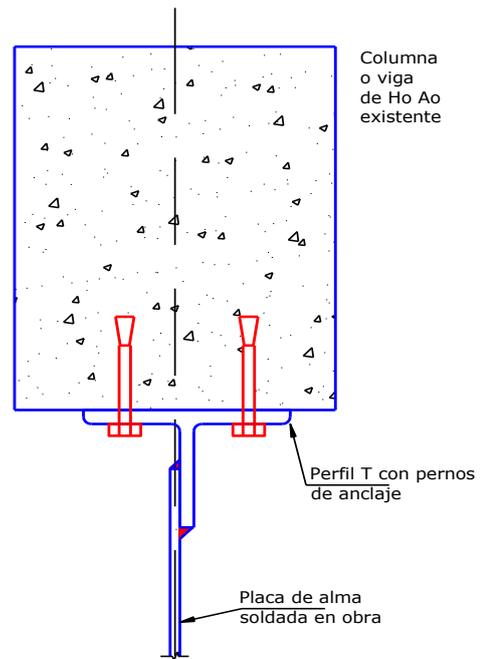


Fig. 8-30. Detalle de conexión de la placa de alma a miembros de hormigón armado.

Capítulo 9

Estructuras con secciones compuestas

9.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan, en forma general, los requerimientos de diseño del reglamento ANSI/AISC 341-10 para estructuras con miembros compuestas. Dicho reglamento agrupa a las distintas estructuras en (i) pórticos compuestos no arriostrados, (ii) pórticos compuestos arriostrados, y (iii) muros compuestos.

El análisis estructural de las construcciones compuestas se realiza usando criterios similares a los empleados en construcciones de acero y hormigón armado. Sin embargo, es importante destacar que las primeras presentan algunos aspectos distintivos, que en ciertos casos deben considerarse en el análisis (especialmente cuando se estudia el comportamiento inelástico de la estructura). El lector interesado en este tema puede consultar la publicación de [Spacone y El-Tawil \(2004\)](#).

9.2 PÓRTICOS COMPUESTOS NO ARRIOS-TRADOS

9.2.1 Tipos de pórticos

Los pórticos compuestos no arriostrados o pórticos a momento, según el reglamento ANSI/AISC 341-10, pueden diseñarse según cuatro tipos o categorías. En la Tabla 9-1 se resumen las principales características de cada uno de ellos, en cuanto al tipo de columnas, vigas y conexiones que pueden usarse en cada caso. Es importante observar que cada pórtico puede diseñarse con ciertos tipos de miembros. En las secciones subsiguientes se describen las pautas reglamentarias de diseño.

9.2.2 Pórticos compuestos ordinarios

Estos pórticos se diseñan a los efectos de desarrollar una mínima capacidad de disipación de energía, por lo que las normas norteamericanas permiten su uso solo para las categorías de diseño sísmico más bajas (recordar que la categoría de diseño sísmico es una categoría asignada a cada estructura según su riesgo y la severidad del movimiento sísmico correspondiente al sitio de construcción).

La reglamentación no exige requerimientos particulares para este tipo de pórticos, en lo que se refiere al análisis, sistema estructural o zonas protegidas, si bien se exige que las conexiones sean totalmente restringidas y cumplan con los criterios generales para conexiones compuestas, descritos en la Sección 3.4.2 Conexiones para estructuras compuestas de este texto.

La diferencia entre los pórticos ordinarios, intermedios y especiales radica en su capacidad de disipación de energía, según se explicó en el [Capítulo 2](#). Estos se diseñan con valores diferentes del factor de modificación de respuesta R , y por ende, el nivel de detalles y verificaciones a realizar también varía en cada caso.

Tabla 9-1. Tipos de pórticos no arriostrados, según ANSI/AISC 341-10.

Tipo	Columnas	Vigas	Conexiones
Pórticos compuestos ordinarios C-OMF	Compuestas. Hormigón armado.	Acero estructural. Embebida en hormigón. Compuesta.	Totalmente restringidas (FR)
Pórticos compuestos intermedios C-IMF	Compuestas. Hormigón armado.	Acero estructural. Embebida en hormigón. Compuesta.	Totalmente restringidas (FR)
Pórticos compuestos especiales C-SMF	Compuestas. Hormigón armado.	Acero estructural. Embebida en hormigón. Compuesta.	Totalmente restringidas (FR)
Pórticos compuestos parcialmente restringidos C-PRMF	Acero estructural.	Compuesta.	Parcialmente restringidas (PR)

Cuando se usan miembros de hormigón armado, por ejemplo para las columnas, los mismos deben diseñarse de acuerdo con el reglamento ACI 318, sin considerar los requerimientos del Capítulo 21 (aplicable a estructuras sismorresistentes de hormigón armado).

9.2.3 Pórticos compuestos intermedios

Los pórticos compuestos intermedios se diseñan con el objetivo de disponer de una limitada capacidad de deformación inelástica. Es por ello que se incluyen requerimientos adicionales (en comparación con los pórticos ordinarios) para asegurar la fluencia por flexión en las vigas y columnas, y la fluencia por corte en las zonas panel de las columnas.

Las vigas, ya sean de acero estructural o compuestas, deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad limitada y deben arriostrarse lateralmente, especialmente donde se introducen cargas concentradas, en cambios de sección y en los lugares donde se

espera la formación de rótulas plásticas. Las zonas de los extremos de las vigas, donde se pueden producir deformaciones inelásticas, deben considerarse como zonas protegidas.

Las conexiones deben ser totalmente restringidas y cumplir con los criterios generales para conexiones compuestas, descritos en la Sección 3.4.2 Conexiones para estructuras compuestas. Adicionalmente se requiere que:

- La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de distorsión de piso de 0.02 rad, como mínimo.
- La resistencia flexional de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que $0.8 M_p$ (donde M_p es el momento nominal de la viga).
- La resistencia requerida a corte de la conexión se debe determinar a partir de las combinaciones de carga que incluyan las cargas sísmicas amplificadas (es decir, con efecto de sobrerresistencia). En esta determinación, el efecto de la acción sísmica amplificada se calcula como:

$$E_{mh} = 2 (1.1 M_{p, exp}) / L_h \quad (9-1)$$

donde $M_{p, exp}$ es la resistencia flexional esperada de la viga (la que puede determinarse como $R_y M_p$) y L_h es la distancia entre rótulas plásticas de la viga.

- Las soldaduras de ranura, en caso de usarse en empalme de columnas, deben ser de penetración completa. Si se emplea otro tipo de soldadura debe asegurarse que la resistencia requerida en la conexión es por lo menos igual a la resistencia nominal de la menor de las columnas a empalmar. La resistencia nominal a corte del empalme debe ser como mínimo igual a:

$$E_{mh} = \sum M_{pcc} / H \quad (9-2)$$

donde $\sum M_{pcc}$ es la suma de los momentos nominales de las columnas por encima y por debajo del empalme y H es la altura del piso.

9.2.4 Pórticos compuestos especiales

Los pórticos compuestos especiales deben disponer de una significativa capacidad de deformación inelástica, para lo cual se aplica el criterio de diseño de “columna fuerte-viga débil”. De esta forma se busca la formación de rótulas plásticas en vigas y eventualmente en la base de las columnas. Desde el punto de vista reglamentario, esta condición se cumple mediante el requisito de que la capacidad flexional de las columnas sea mayor que la de las vigas:

$$\sum M_{pcc}^* / \sum M_{p, exp}^* > 1.0 \quad (9-3)$$

donde $\sum M_{pcc}^*$ es la suma de los momentos nominales arriba y debajo del nudo, considerando la reducción por carga axial, y $\sum M_{p, exp}^*$ es la suma de la resistencia

flexional esperada en las rótulas plásticas de las vigas. La resistencia de las vigas puede estimarse como:

$$\sum M_{p, exp}^* = \sum (1.1 M_{p, exp} + M_{uv}) \quad (9-4)$$

donde $M_{p, exp}$ es el momento de plastificación esperado y M_{uv} es el momento debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna.

Las vigas deben satisfacer los requerimientos para miembros de alta ductilidad y deben arriostrarse lateralmente, especialmente donde se introducen cargas concentradas, en cambios de sección y en los lugares donde se espera la formación de rótulas plásticas. Las zonas de los extremos de las vigas, donde se pueden producir deformaciones inelásticas, deben considerarse como zonas protegidas.

Las columnas compuestas con conexiones no arriostradas deben contar con elementos que restrinjan lateralmente ambas alas de la columna. Estos elementos deben diseñarse para resistir una fuerza igual al 2% de la resistencia del ala de la viga, esto es $0.02 F_y b_f t_{bf}$.

Los miembros compuestos de pórticos especiales deben cumplir con las condiciones requeridas para miembros de alta ductilidad. Además, para el caso de vigas compuestas embebidas en hormigón se requiere que la distancia desde la fibra de hormigón más comprimido hasta el eje neutro, Y_{PNA} , cumpla la siguiente condición:

$$Y_{PNA} \leq \frac{Y_{con} + d}{1 + \frac{1700 F_y}{E}} \quad (9-5)$$

donde Y_{con} es la distancia desde la parte superior de la viga de acero a la parte superior del hormigón, d es la altura total de la viga compuesta, E es el módulo de elasticidad del acero y F_y la tensión de fluencia. Esta condición asegura que la deformación en la fibra extrema del acero será al menos 5 veces la deformación de fluencia antes de que el hormigón desarrolle una deformación máxima en compresión de 0.003.

Las conexiones de los pórticos especiales deben ser totalmente restringidas. Cuando se usan juntas soldadas, las mismas deben considerarse como soldaduras de demanda crítica en los siguientes casos:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en las bases de las columnas.
- Soldaduras de ranura con penetración completa en conexiones de ala y alma de vigas a columnas, placas de continuidad y placas de corte.

La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de distorsión de piso de 0.04 rad, como mínimo, y la resistencia flexional de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que $0.8 M_p$ para ese nivel de distorsión de piso. El cumplimiento de estos requerimientos debe demostrarse mediante criterios similares a los definidos para la calificación de conexiones en estructuras de acero. También deben cumplirse los requerimientos expresados por las Ecuaciones

ciones 9-1 y 9-2, para pórticos intermedios, con relación a la resistencia a corte de las conexiones y empalmes de columnas.

9.2.5 Conexiones para pórticos compuestos

Las conexiones viga-columna representan un componente importante de los pórticos no arriostrados, tanto desde el punto de vista estructural como constructivo. Es por ello que se han propuesto e implementado conexiones que combinan distintos tipos de miembros estructurales, si bien las más usuales pueden agruparse en tres categorías:

- Columnas de hormigón armado con viga de acero.
- Columnas compuestas embebidas con viga de acero.
- Columnas compuestas rellenas con viga de acero.

Se observa a partir de esta clasificación que lo más usual es utilizar vigas de acero, debido principalmente a que de esta forma se reducen los costos y tiempos de ejecución.

El reglamento ANSI/AISC 341-10, en sus comentarios, describe algunas conexiones típicas que pueden usarse en los pórticos compuestos especiales. La Figura 9-1 muestra una conexión entre una viga de acero y una columna compuesta formada por un perfil I embebido en hormigón armado. En este caso la viga se interrumpe en el nudo y se suelda con cordones de penetración completa a las alas del perfil de la columna. Es importante destacar que se incluyen las placas de apoyo lateral soldadas entre las alas de la viga. Debe notarse que en este detalle se requiere la realización de soldadura en obra, para conectar la viga con el perfil I.

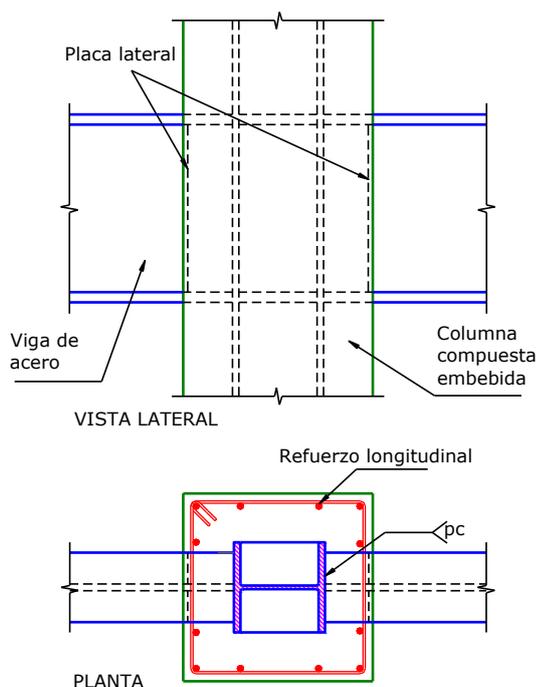


Fig. 9-1. Detalle de la conexión una viga de acero y una columna compuesta embebida.

La Figura 9-2 presenta otro ejemplo, correspondiente al caso de una columna compuesta formada por un tubo de acero, de sección cuadrada, relleno de hormigón. La viga de acero pasa a través del nudo, para asegurar su continuidad, y se conecta a las dos caras laterales del tubo mediante soldadura de contorno con penetración completa. Los resultados experimentales confirman que esta conexión es capaz resistir distorsiones de piso mayores a 0.04, como se requiere para el caso de pórticos compuestos especiales.

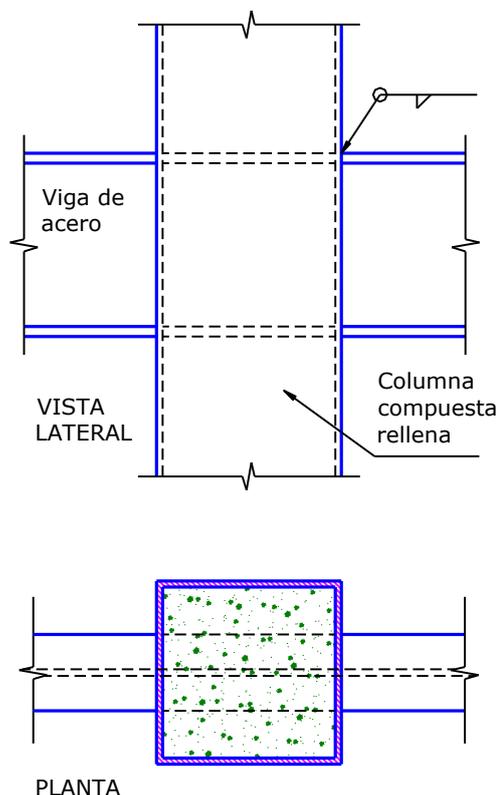


Fig. 9-2. Conexión de una viga de acero (ininterrumpida) con una columna compuesta rellena.

Ricles et al. (2004) desarrollaron un programa experimental para estudiar el comportamiento de varias conexiones para pórticos con columnas compuestas rellenas y vigas de acero estructural. La Figura 9-3 muestra una de las alternativas que fueron validadas experimentalmente, demostrándose así su adecuado comportamiento estructural. En esta conexión la viga de acero se interrumpe en la zona del nudo y se conecta a la columna, formada por un tubo cuadrado relleno de hormigón, mediante 4 piezas en forma de T (obtenidas por corte de un perfil W). Las piezas en T se sueldan a los extremos de la viga en taller y se conectan a la columna mediante pernos pasantes que permiten transferir el momento flector y la fuerza de corte actuante en el extremo de la viga. Según los autores que desarrollaron la conexión, se logra así activar una biela de compresión en el hormigón confinado de la zona del nudo. En el ejemplo de la Figura 9-3 se usaron 4 filas con 3 pernos cada una, para cuya colocación en obra se dejaron tubos de PVC insertos en la columna previamente

al hormigonado de la misma.

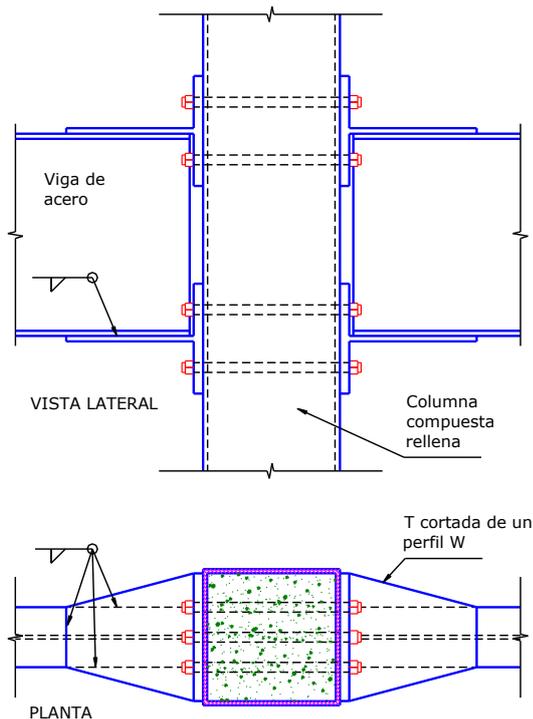


Fig. 9-3. Conexión de una viga de acero con una columna compuesta rellena, con interrupción de la continuidad de la viga.

En el caso de conexiones con columnas de hormigón armado, es usual que la viga de acero atraviese en forma continua el nudo, con lo que se simplifica la construcción y se evita el uso de soldadura en obra. La Figura 3-46 muestra un ejemplo de este tipo de conexiones. Alternativamente, puede usarse una banda de acero que rodea completamente la columna en la zona del nudo, como se ilustra en la Figura 9-4. Este detalle presenta la ventaja de proporcionar confinamiento al hormigón en la zona del nudo y de mejorar la capacidad de la conexión de movilizar la resistencia a corte del hormigón. La colocación de cuatro rigidizadores soldados a las alas de la viga y a la banda de acero, mejora la capacidad de transferir momento entre la viga y la columna. Con esta conexión se logra una solución estructural muy conveniente, si bien presenta una mayor complejidad desde el punto de vista constructivo por la fabricación y montaje de la banda de acero que rodea el nudo y los rigidizadores.

Para mayor información sobre el diseño de este tipo de conexiones y de otras alternativas disponibles puede consultarse la bibliografía técnica sobre el tema, por ejemplo:

- Columnas de hormigón armado con viga de acero: [Deierlein y Noguchi \(2000\)](#), [Parra-Montesinos et al. \(2003\)](#), [Nishiyama et al. \(2004\)](#), [Cheng y Chen, C. C. \(2005\)](#).

- Columnas compuestas embebidas con viga de acero: [Deierlein y Noguchi \(2000\)](#), [Liao et al. \(2014\)](#).
- Columnas compuestas rellenas con viga de acero Alostaz y Schneider(1996), [Elremaily y Azizinamini \(2001\)](#), [Shinet al. \(2004\)](#), [Cheng et al. \(2007\)](#).

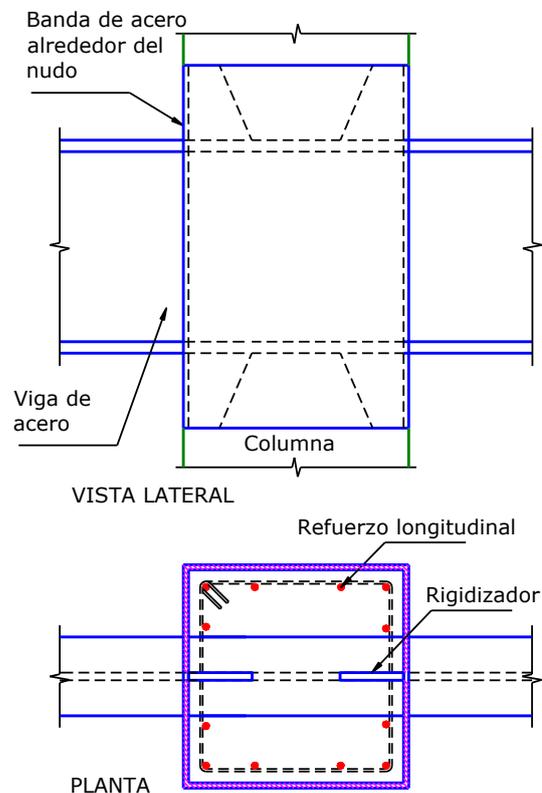


Fig. 9-4. Conexión viga de acero-columna de hormigón armado con banda de acero que rodea completamente al nudo.

9.2.6 Pórticos compuestos parcialmente restringidos

Estos pórticos están formados por columnas de acero y vigas compuestas, que se vinculan entre sí mediante conexiones parcialmente restringidas. La resistencia flexional en el nudo del pórtico se desarrolla mediante una cupla formada por la fuerza axial que resiste el ala inferior de la viga (conectada por una junta soldada o apernada a la columna) y la fuerza generada en el refuerzo de la losa de hormigón armado, ver Figura 9-5.

Los pórticos compuestos parcialmente restringidos se diseñan de modo de contar con una significativa capacidad de deformación inelástica, la que se desarrolla por fluencia de los componentes dúctiles de la conexión. Se permite la fluencia limitada del acero en otras zonas, tales como las bases de las columnas.

La flexibilidad de la conexión, por ser parcialmente restringida, es un aspecto importante que influye en el comportamiento estructural. Es por ello que debe ser considerada en el modelo de análisis a los efectos de

calcular las propiedades dinámicas, la resistencia requerida y los desplazamientos de estos pórticos. La rigidez de la viga puede calcularse mediante el momento de inercia efectivo.

Los pórticos compuestos parcialmente restringidos inicialmente se usaron en zonas de moderada actividad sísmica (en el Este de Estados Unidos), y luego su aplicación se difundió a zonas de alta sismicidad. Los resultados analíticos y experimentales han mostrado que el efecto de la acción sísmica pueden ser menor en estos pórticos compuestos que en los pórticos totalmente restringidos. Ello se debe al incremento del periodo de vibración de la estructura, como resultado de la fluencia en la conexión, y a un comportamiento histerético estable.

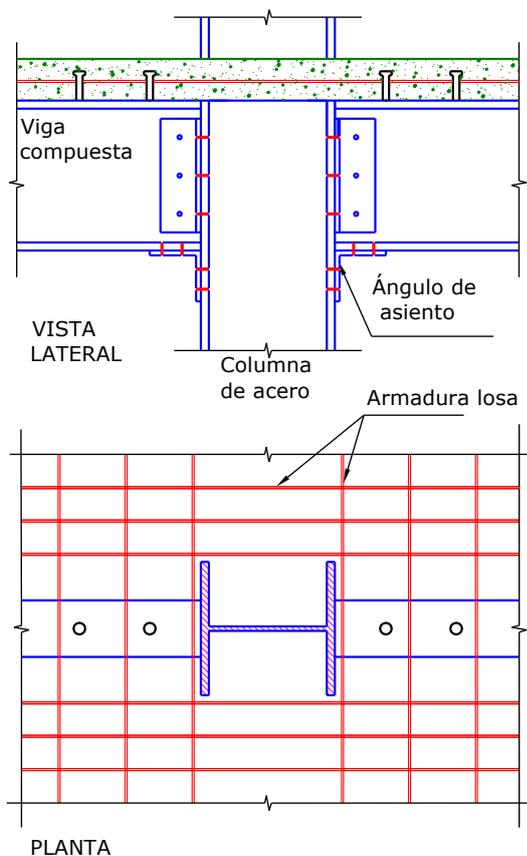


Fig. 9-5. Conexión parcialmente restringida entre una columna de acero estructural y una viga compuesta.

Las columnas y vigas del pórtico deben cumplir con los requerimientos para miembros de alta ductilidad. Adicionalmente, se requiere que las vigas no sean embebidas y que se diseñen como totalmente compuestas. Se debe disponer una losa maciza en una zona de 0.15m alrededor de la columna de acero en la dirección de transferencia de momento, como se ilustra en la Figura 9-6. De esta forma se busca mejorar la capacidad para transferir fuerzas por aplastamiento del hormigón sobre las caras de la columna. Este requerimiento podría evitarse si se utiliza otro dispositivo para asegurar la transferencia de fuerzas, por ejemplo, co-

nectando parte del refuerzo longitudinal de la losa directamente a la columna.

De acuerdo con el reglamento ANSI/AISC 341-10, deben considerarse como soldaduras de demanda crítica las soldaduras de ranura en empalmes de columnas y las soldaduras en las bases de las columnas. Además, se requiere el cumplimiento de las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de distorsión de piso de 0.02 rad, como mínimo.
- La resistencia flexional de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que $0.5 M_p$ (donde M_p es el momento nominal de la viga).

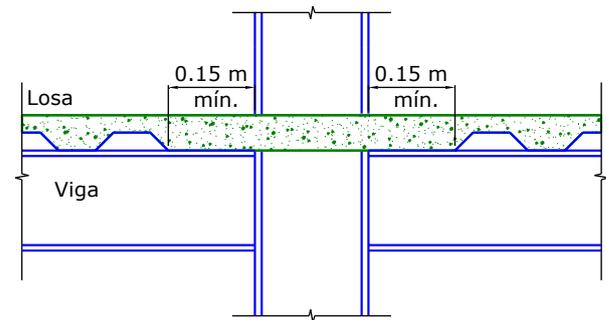


Fig. 9-6. Condición de losa maciza alrededor de la columna de acero (por simplicidad no se muestran los componentes de la conexión viga-columna).

9.3 PÓRTICOS COMPUESTOS ARRIOSTRADOS

9.3.1 Tipos de pórticos

Los pórticos compuestos arriostrados pueden diseñarse según tres tipos distintos. En la Tabla 9-2 se indican los tipos de pórticos considerados por el reglamento ANSI/AISC 341-10 y los miembros estructurales que pueden utilizarse en cada caso para columnas, vigas y riostras.

Los aspectos generales descritos en el Capítulo 5 para pórticos arriostrados de acero, en lo que respecta al comportamiento de riostras, disposición de las mismas, ventajas estructurales, etc., son aplicables también a los pórticos compuestos arriostrados.

9.3.2 Pórticos compuestos ordinarios arriostrados

Los pórticos compuestos ordinarios arriostrados se diseñan para desarrollar ductilidad limitada, en forma análoga a los pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente con miembros de acero estructural. Es por ello que los requisitos reglamentarios para estos últimos (descritos en la Sección 5.6 PÓRTICOS ORDINARIOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE), se aplican también para los primeros. Sin embargo, debe destacarse que los pórticos compuestos ordi-

narios arriostrados solo pueden usarse para ciertas categorías sísmicas, mientras que los de acero puede emplearse en caso de categorías sísmicas más altas.

Si bien las conexiones en estos pórticos son concéntricas, se admiten pequeñas excentricidades, cuya dimensión sea menor de la altura de la viga. El momento resultante de esta excentricidad, en caso de existir, debe considerarse en el diseño de los miembros.

Tabla 9-2. Tipos de pórticos arriostrados, según ANSI/AISC 341-10.

Tipo	Columnas	Vigas	Riostras
Pórticos compuestos ordinarios arriostrados concéntricamente C-OBF	Acero estructural. Compuestas (embebidas o rellenas). Hormigón armado.	Acero estructural. Embebida en hormigón. Compuesta.	Acero estructural. Compuestas (rellenas).
Pórticos compuestos especiales arriostrados concéntricamente C-SCBF	Compuestas (embebidas o rellenas).	Acero estructural. Compuesta.	Acero estructural. Compuestas (rellenas).
Pórticos compuestos arriostrados excéntricamente (*) C-EBF	Compuestas (embebidas o rellenas).	Acero estructural. Compuesta.	Acero estructural. Compuestas (rellenas).

(*) Los enlaces deben ser miembros de acero estructural.

9.3.3 Pórticos compuestos especiales arriostrados concéntricamente

Los pórticos compuestos especiales arriostrados deben contar con conexiones concéntricas, si bien se admiten excentricidades cuya dimensión sea menor de la altura de la viga. El efecto del momento resultante de la excentricidad debe considerarse en el diseño (al igual que en el caso de los pórticos ordinarios).

Estos pórticos se diseñan de modo de disponer de una elevada capacidad de deformación inelástica, principalmente a través de la fluencia de las riostras en tracción y del pandeo de las riostras comprimidas. Los valores del factor de modificación de respuesta R y del factor de amplificación de desplazamientos C_d son similares a los correspondientes a los pórticos especiales arriostrados de acero estructural.

Los miembros estructurales deben cumplir con los requerimientos para miembros de alta ductilidad y las riostras, en particular, deben verificar las condiciones exigidas para las riostras de pórticos especiales de acero (ver Capítulo 4), si bien en este caso no se consideran zonas protegidas. Las riostras pueden ser miembros de acero estructural o miembros compuestos rellenos. Los resultados experimentales indican que los tubos rellenos de acero contribuyen eficientemente para rigidizar las paredes del tubo y disminuir o evitar el efecto del pandeo local de las mismas.

Las conexiones de estos pórticos deben diseñarse considerando que es necesario evitar fallas prematuras antes de que se desarrolle completamente la resistencia de las riostras, tanto en compresión como en tracción. Se requiere que las conexiones verifiquen algunos de los dos criterios siguientes:

- La conexión es simple y debe contar con una capacidad de rotación de 0.025 rad, como mínimo, o
- La conexión es totalmente restringidas y debe cumplir con los requerimientos de resistencia de corte indicados para pórticos compuestos intermedios (no arriostrados, ver [Ecuación 9.1](#)). Además, la resistencia flexional requerida debe determinarse mediante análisis, en combinación con la resistencia requerida de las conexiones de la riostra y de la viga.

Estos dos criterios implican que la conexión o bien se diseña para acomodar la rotación del extremo de la riostra o, caso contrario, debe tener la rigidez y resistencia necesarias para soportar las solicitaciones que se originan cuando se forman rótulas plástica en los extremos de la riostra.

9.3.4 Conexiones para pórticos compuestos arriostrados

Como se mencionó previamente, las conexiones compuestas presenta una amplia gama de alternativas, dependiendo de las características de los miembros estructurales que se vinculan (los que pueden ser de acero estructural, compuestos o de hormigón armado). Se presentan en esta sección algunos ejemplos usuales, tomados de los comentarios del reglamento AN-SI/AISC 341-10.

La Figura 9-7 muestra, a modo de ejemplo, la conexión de un pórtico compuesto arriostrado, en el cual la columna está formada por perfil de acero embebido en hormigón armado (obsérvese el refuerzo longitudinal y transversal en la columna y la presencia de conectores corte que vinculan el perfil con el hormigón). La viga es un perfil I de acero estructural y las riostras están formadas por dos angulares dispuestos en forma de "T". La viga se suelda con juntas de penetración completa al ala de la columna y se usan dos chapas de nudo (soldadas a la viga y a la columna) para conectar las riostras.

La Figura 9-8 muestra la conexión de una columna compuesta rellena con dos riostras, formadas por perfiles H, y una viga de acero estructural. La conexión de los miembros estructurales se realiza mediante dos chapas de acero que atraviesan el tubo, de sección cuadrada, y se sueldan en las dos caras opuestas. Estas chapas permiten conectar las riostras mediante juntas apernadas, mientras que la viga se conecta con el exterior del tubo a través de otras dos chapas.

Las conexiones que se ilustran en las figuras previas representan dos ejemplos que pueden servir de guía. Sin embargo, en cada caso, el ingeniero estructural

ral deberá adoptar las conexiones que resulten convenientes desde el punto de vista estructural, constructivo y económico, respetando siempre los requerimientos reglamentarios vigentes.

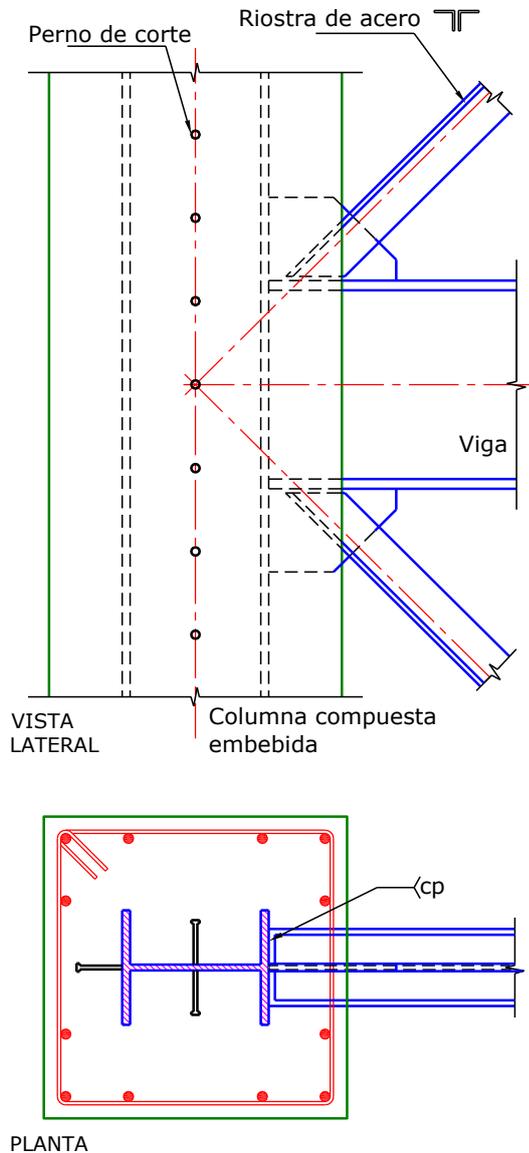


Fig. 9-7. Conexión compuesta para las riostras y viga de un pórtico arriostrado.

9.3.5 Pórticos compuestos arriostrados excéntricamente

Los pórticos compuestos con arriostramientos excéntricos se caracterizan porque un extremo de cada riostra interseca a la viga en forma excéntrica, generando así un enlace (*link*) de longitud e donde se desarrollan elevadas fuerzas de corte y momentos flectores. El enlace debe ser un miembro de acero estructural. Los aspectos generales del comportamiento estructural coinciden con los descritos en el [Capítulo 6](#) para pórticos arriostrados excéntricamente de acero y, por lo tanto no se repite su presentación para el caso de construcciones compuestas.

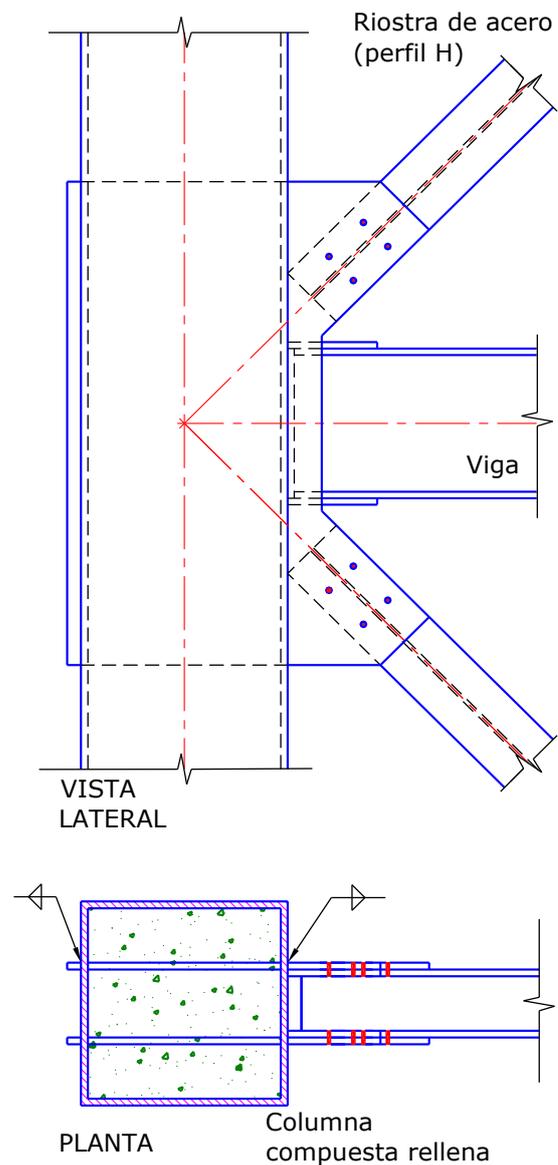


Fig. 9-8. Detalle de una conexión de riostras y viga a una columna compuesta rellena.

Estos pórticos se diseñan para disponer de una elevada capacidad de deformación inelástica, como resultado de la fluencia por corte y flexión en la zona del enlace. Los requerimientos reglamentarios, relacionados con el análisis estructural, diseño de miembros y conexiones, son análogos a los correspondientes a pórticos arriostrados excéntricamente de acero. Adicionalmente, en las conexiones en que una riostra se vincula a ambos miembros del nudo viga-columna, se requiere que las conexiones verifiquen algunos de los dos criterios siguientes:

- La conexión es simple y debe contar con una capacidad de rotación de 0.025 rad, como mínimo, o
- La conexión es totalmente restringidas y debe cumplir con los requerimientos de resistencia de corte indicados para pórticos compuestos intermedios (no arriostrados, ver [Ecuación 9.1](#)). Además, la resistencia flexional requerida debe determinarse mediante análisis, en combinación con la resistencia

requerida de las conexiones de la riostra y de la viga.

Las conexiones en la zona del enlace representan un aspecto particular de este tipo de pórticos. Como se mencionó para otras estructuras compuestas, se presentan diversas alternativas, dependiendo del tipo de miembros (acero estructural o miembros compuestos) que se conectan. La Figura 9-9 muestra un ejemplo de conexión para el caso de que la columna sea un miembro compuesto embebido y que el enlace se ubique en un extremo de la viga. En este ejemplo, la viga es continua a través del nudo, y el perfil de acero embebido de la columna se suelda a las alas de la viga. Se dispone en las caras del nudo placas laterales (con la función estructural y constructiva descrita previamente para otras conexiones).

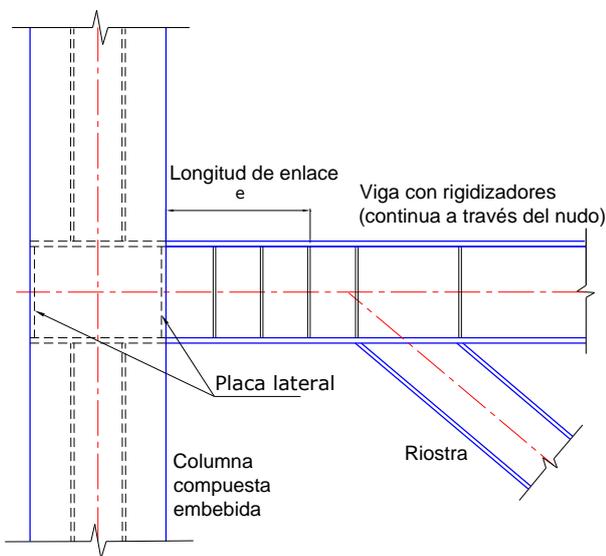


Fig. 9-9. Ejemplo de conexión del enlace de un pórtico compuesto arriostrado excéntrico.

9.4 MUROS DE CORTE COMPUESTOS

9.4.1 Tipos de muros

La construcción compuesta, para el caso de muros, permite distintas alternativas según la forma en que se combine hormigón, placas de acero y elementos de acero estructural embebidos. Los muros compuestos se pueden clasificar en dos grupos principales. El primero comprende los muros de corte de hormigón armado que incorporan elementos de acero estructural embebidos, usualmente en los bordes del muro, para formar así un miembro compuesto. Este tipo de muros se denominan muros de corte compuestos y se pueden diseñar, como ocurre con otras estructuras de acero y compuestas, considerando dos categorías: ordinarios y especiales. La Figura 9-10 muestra dos ejemplos de este tipo de muros, en los cuales se incorporan perfiles de acero; en un caso la sección transversal del muro es rectangular y en el otro se incluyen ensanchamientos en

los bordes, con lo que se puede aumentar la rigidez y resistencia del muro.

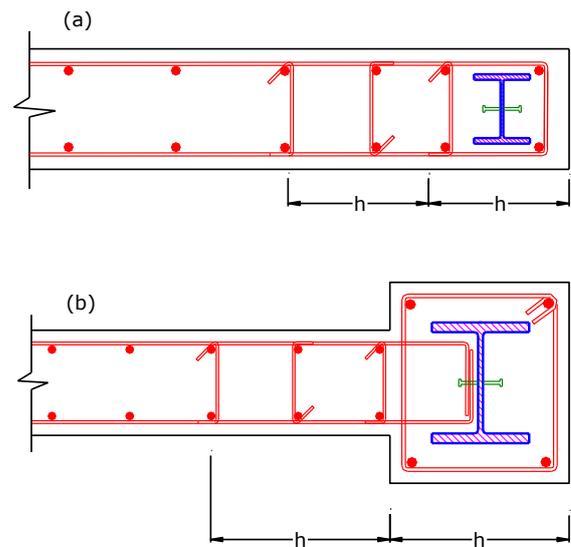


Fig. 9-10. Muros de hormigón armado con elemento compuestos en los bordes (a) muro de sección rectangular, y (b) muro con ensanchamiento de bordes.

El segundo grupo incluye los muros con placas de acero embebidas en hormigón armado o muros con placas de acero rellenos de hormigón, los que incorporan elementos de borde compuestos o de acero estructural. La Figura 9-11 grafica dos casos de muros con placas de acero embebidas. En un caso, el muro tiene elementos de borde formados por un perfil de acero estructural, mientras que en el otro se usa un perfil embebido como elemento de borde. Es importante destacar el uso de conectores de corte para asegurar el desarrollo de la acción compuesta entre la placa de acero y el hormigón armado en el cual se encuentra embebida.

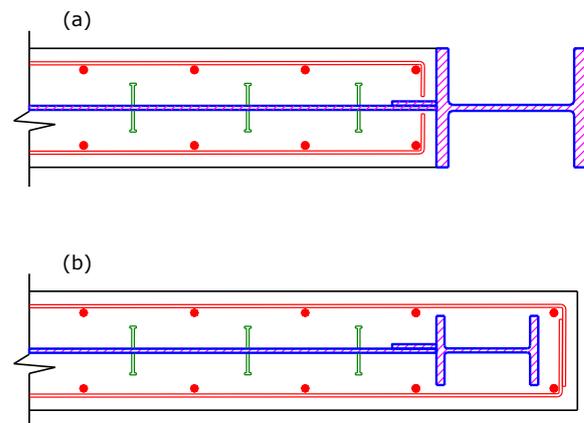


Fig. 9-11. Ejemplos de muros de corte con placas de acero rigidizados con hormigón (a) con miembro de borde de acero, y (b) con miembros compuestos embebidos en los bordes.

Otra alternativa dentro del grupo de muros compuestos con placas de acero es utilizar dos o más placas para formar secciones compuestas rellenas. En la Figura 9-12 (a) se representa el caso de un muro de sección rectangular con placas de acero y relleno de hormigón con refuerzo en forma de malla de acero. La 9-12 (b) muestra otro ejemplo, representado por una sección compuesta rellena con hormigón armado, en la que los elementos de borde son de hormigón armado, en lugar de placas de acero como en el caso anterior.

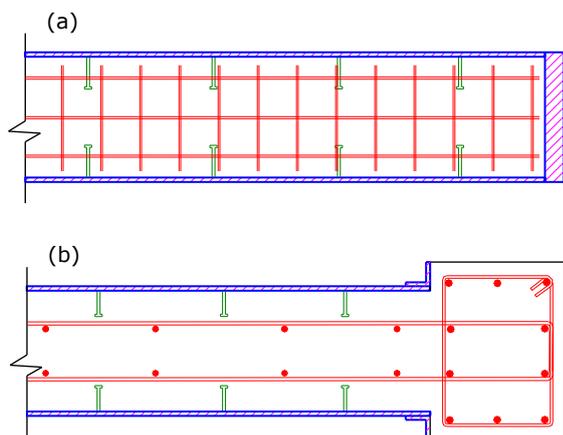


Fig. 9-12. Ejemplos de secciones típicas de (a) muro de corte relleno de hormigón y (b) muro relleno con elementos de borde de hormigón armado.

La información experimental disponible actualmente sobre el comportamiento de muros compuestos con placas de acero es limitada y se vincula, principalmente, con los tipos de secciones ilustrados en las Figuras 9-11 y 9-12. Su aplicación resulta más efectiva en los casos de muros sometidos a fuerzas de corte elevadas, en donde el uso de muros tradicionales de hormigón armado requeriría espesores muy grandes. El desarrollo de la acción compuesta permite en este caso disminuir el espesor del muro, por el aporte de la o las placas de acero, mientras que el hormigón ayuda a controlar los efectos del pandeo de las placas. Este tipo de muros, por sus características, se ha utilizado principalmente para estructuras nucleares.

Desde el punto de vista reglamentario (ver AN-SI/AISC 341-10) se consideran tres clases de muros compuestos, según se resumen en la Tabla 9.3.

9.4.2 Muros de corte compuestos ordinarios

Los muros de corte compuestos ordinarios son estructuras que se diseñan para disponer de una capacidad limitada de deformación inelástica a través de la fluencia en el muro y de los elementos compuestos y de acero. En el caso particular de muros compuestos acoplados se permite la fluencia en las vigas de acople en todos los niveles de la construcción. Estas vigas se comportan en forma análoga a los enlaces de los pórticos arriostrados excéntricamente.

Los muros de hormigón armado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del reglamento ACI 318, sin considerar el Capítulo 21 del mismo (aplicable a estructuras sismorresistentes).

Tabla 9-3. Tipos de muros compuestos, según AN-SI/AISC 341-10.

Tipo	Muro	Elementos de borde	Vigas de acople
Muros de corte compuestos ordinarios C-OSW	Hormigón armado con elementos de acero estructural	Acero estructural. Sección compuesta.	Acero estructural. Compuestas
Muros de corte compuestos especiales C-SSW	Hormigón armado con elementos de acero estructural	Acero estructural. Sección compuesta.	Acero estructural. Compuestas
Muros compuestos con placas de acero C-PSW	Placas de acero embebidas Placas con relleno de hormigón	Acero estructural. Sección compuesta.	(*)

(*) En este caso, el reglamento no incluye ninguna referencia o requerimiento para las vigas de acoplamiento.

El análisis estructural debe realizarse considerando algunos aspectos distintivos de estas estructuras, tales como:

- La rigidez de muros y vigas de acople compuestas debe definirse a partir de la sección efectiva sin fisurar (ver ACI 318, Capítulo 10).
- Los elementos de borde formados por perfiles de acero embebidos en hormigón deben representarse mediante una sección transformada de hormigón con propiedades elásticas.
- La flexibilidad de las conexiones muro-viga de acople, como así también el efecto de las distorsiones de corte debe incluirse en el análisis.

En el caso de muros compuestos acoplados se permite una redistribución de fuerzas en las vigas de acople, hacia los pisos adyacentes. Sin embargo, el corte en una viga individual no debe reducirse en más del 20% y la suma las fuerzas de corte en todas las vigas de acople debe ser mayor o igual que la suma de las fuerzas calculadas elásticamente.

La resistencia axial requerida de los elementos de borde puede determinarse bajo la consideración de que la fuerza de corte es resistida por el muro de hormigón armado mientras que las cargas gravitatorias y el momento de vuelco son resistidos por los elementos de borde. Es importante mencionar que, este criterio simplificado que define el reglamento AN-SI/AISC 341-10, no es adecuado para determinar la resistencia flexional del muro, dado que desprecia el aporte del hormigón armado. De modo que la capacidad real del muro es mayor que la determinada con este criterio.

Cuando se emplean muros compuestos acoplados, el diseño de la viga de acople es un aspecto de signifi-

cativa importancia para asegurar un adecuado comportamiento estructural. El reglamento ANSI/AISC 341-10 distingue dos casos: vigas de acople de acero o compuestas.

a. Vigas de acople de acero:

Las vigas deben cumplir con los requerimientos de miembros de ductilidad moderada. La resistencia a corte esperada, V_n , debe determinarse con la siguiente expresión:

$$V_n = \frac{2 R_y M_p}{g} \leq R_y V_p \tag{9-6}$$

donde g es la longitud libre de la viga de acople y $V_p = 0.6 F_y A_{tw}$ (resistencia a corte nominal de la viga).

b. Vigas de acople compuestas:

La viga debe tener una conexión con el muro que asegure el desarrollo de la resistencia a corte esperada, la que se determina como:

$$V_n = \frac{2 M_{p,exp}}{g} \leq V_{comp} \tag{9-7}$$

donde $M_{p,exp}$ es el momento flector esperado de la viga compuesta, el que se determina con el método de las tensiones plásticas o de compatibilidad de deformaciones y debe incluir un valor adecuado del factor R_y . La resistencia a corte esperada de la viga compuesta, V_{comp} , se calcula como (unidades sistema internacional):

$$V_n = R_y V_p + \left(0.166 \sqrt{f'_c} b_{wc} d_c + \frac{A_s F_{ysr} d_c}{s} \right) \tag{9-8}$$

donde A_s es el área del refuerzo transversal (en mm^2), con tensión mínima de fluencia igual a F_{ysr} (en MPa), b_{wc} y d_c son el ancho y la altura, respectivamente, de la sección compuesta de hormigón (en mm), s es la separación del refuerzo transversal (en mm) y f'_c es la resistencia a compresión del hormigón.

El detalle de la conexión de la viga de acople con el muro depende de las características de ambos miembros. En el caso de que el muro incorpore en sus bordes elementos de acero, la viga se puede vincular a los mismos mediante una conexión a momento, como se indica en la Figura 9-13. La fuerza de corte actuante en la viga puede transferirse embebiendo el extremo de la misma una longitud adecuada para tal fin (como se ilustra en la figura) o también mediante una junta a corte en el alma de la viga.

Cuando el muro es de hormigón armado resulta necesario embeber los extremos de la viga de acero una longitud suficiente para asegurar que la misma puede desarrollar su capacidad resistente (esta longitud puede calcularse con el criterio indicado en la Sección H4.5b

del ANSI/AISC 341-10). En la Figura 9-14 se muestra un ejemplo de una viga de acople embebida en el hormigón y con conectores de corte para asegurar la adecuada vinculación entre ambos materiales. En este caso la columna que se encuentra embebida en el muro cumple solo funciones constructivas, ya que se utiliza a los efectos del montaje de los miembros de acero, hasta que el hormigón del muro endurece y desarrolla su resistencia.

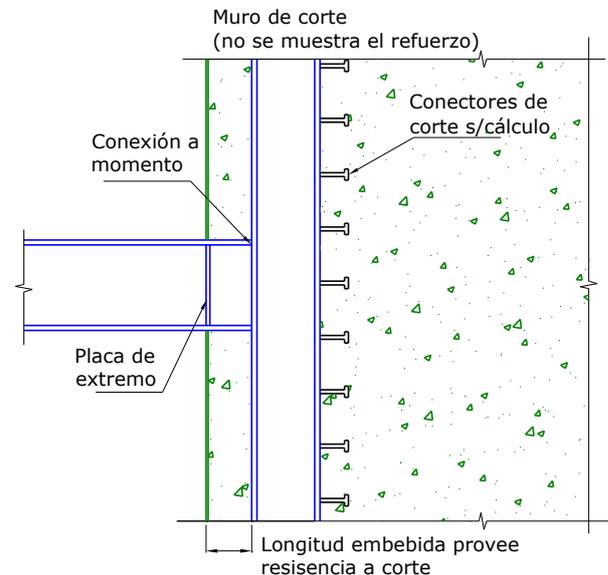


Fig. 9-13. Viga de acople de acero conectada a un elemento de acero de borde con conexión de momento.

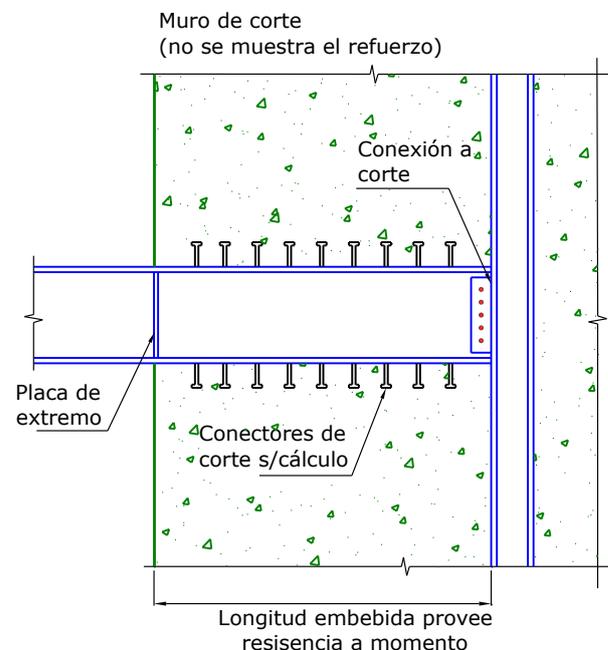


Fig. 9-14. Viga de acople de acero embebida en el muro.

9.4.3 Muros de corte compuestos especiales

Los muros compuestos especiales son similares a los descritos en la sección anterior, con la diferencia que

se diseñan para desarrollar una significativa capacidad de deformación inelástica. Es por ello que los muros de hormigón armado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del reglamento ACI 318, incluido el Capítulo 21 para estructuras sismorresistentes. Los elementos de borde del muro, ya sean de acero o miembros compuestos, deben diseñarse para experimentar deformaciones inelásticas por efecto de las fuerzas axiales.

El análisis estructural debe considerar los siguientes aspectos:

- La rigidez de muros y vigas de acople compuestas debe definirse a partir de la sección efectiva fisurada (ver ACI 318, Capítulo 10).
- Los elementos de borde formados por perfiles de acero embebidos en hormigón deben representarse mediante una sección transformada de hormigón con propiedades elásticas.
- La flexibilidad de las conexiones muro-viga de acople, como así también el efecto de las distorsiones de corte, deben incluirse en el análisis estructural.

Los miembros de acero deben considerarse como miembros de alta ductilidad

En el caso de muros acoplados, las vigas de acople deben disipar energía por fluencia en flexión o corte, preferentemente en todos los niveles de la estructura; también se admite la formación de rótulas plásticas en la base de los muros. Las conexiones de las vigas de acople y los muros deben diseñarse considerando la resistencia requerida que se origina cuando la viga desarrolla su capacidad resistente, incluido los efectos de sobrerresistencia. Las vigas de acople deben considerarse como zonas protegidas, si bien se permite la realización de soldaduras para colocar rigidizadores.

Los requerimientos reglamentarios para las vigas de acople son similares a los descritos para el caso de muros compuestos ordinarios, si bien se incluyen algunas condiciones adicionales para garantizar una adecuada ductilidad. En el caso particular de vigas de acople compuestas, la resistencia a corte esperada se calcula como (en lugar de la [Ecuación 9-8](#)):

$$V_n = 1.1 R_y V_p + 1.56 \left(0.166 \sqrt{f_c'} b_{wc} d_c + \frac{A_s F_{ysr} d_c}{s} \right) \quad (9-9)$$

En esta ecuación se incluye el factor 1.1 para considerar el aumento de resistencia debido al endurecimiento por deformación.

9.4.4 Muros compuesto con placas de acero

Los muros de corte con placas de acero se diseñan para disponer de una significativa capacidad de deformación inelástica, a través de la fluencia de las placas de alma. Los elementos de borde del muro se diseñan para per-

manecer esencialmente en rango elástico, con excepción de la formación de rótulas plásticas en los elementos de borde horizontales. Es por ello que este tipo de estructuras son convenientes de usar en casos de muros sometidos a fuerzas de corte elevadas.

La presencia de aberturas, para puertas y ventanas, puede afectar significativamente el comportamiento de los muros compuestos con placas de acero. Por esta razón, se requiere considerar las aberturas en el análisis estructural y evaluar cuidadosamente los requerimientos de resistencia a corte y flexión en los muros y vigas adyacentes a las aberturas.

El reglamento ANSI/AISC 341-10 presenta una serie de requerimientos para los muros compuestos que son iguales a los correspondientes a los muros especiales con placas de acero (ver [Capítulo 8](#) de esta publicación). Adicionalmente, se agregan otros requisitos particulares que se discuten en esta sección.

El espesor de las placas de acero debe ser como máximo 9.5 mm (3/8”), mientras que el espesor del panel de hormigón debe ser como mínimo 100 mm, cuando el hormigón se coloca a ambos lados de la placa de acero, y de 200 mm cuando se coloca en un solo lado de la placa. Se deben disponer armaduras de refuerzo (vertical y horizontal) con una cuantía mínima del 0.0025 y separación máxima de las barras de 450 mm.

La resistencia de diseño para el estado límite de fluencia por corte se determina como:

$$\phi V_n = 0.6 A_{sp} F_y \quad (9-10)$$

donde A_{sp} es de la o las placas de acero que forma el muro compuesto. Es importante resaltar que la Ecuación 9-10 no considera la resistencia a corte del hormigón armado. Ello se debe al insuficiente conocimiento como para desarrollar una ecuación de diseño que combine ambas resistencias. Además, la resistencia de la placa, usualmente, es significativamente mayor que la del hormigón, por lo cual este criterio no presenta mayores inconvenientes desde el punto de vista práctico.

La conexión entre las placas de acero y los elementos de borde debe ser continua, en todos los bordes y realizarse con juntas soldadas o apernadas. Las juntas de conexión deben tener resistencia adecuada para asegurar el desarrollo de la resistencia nominal a corte de la placa de acero. La conexión entre la placa de acero y el panel de hormigón armado debe realizarse mediante conectores de acero que permitan controlar el pandeo de la placa. Estos conectores deben diseñarse para resistir las fuerzas de tracción, originadas por el pandeo inelástico de la placa, y el corte necesario para transferir la resistencia a corte de la placa o del panel de hormigón, según cual sea la menor.

Capítulo 10

Ejemplo de aplicación: Diseño y cálculo de un edificio

10.1 INTRODUCCIÓN

En el último capítulo de este texto se presenta un ejemplo cuyo objetivo es mostrar mediante una aplicación práctica los criterios de diseño sismorresistentes descritos previamente. Para ello se analiza el caso de un edificio simple con estructura de acero, en el que se verifican algunos miembros estructurales y se detallan conexiones típicas. Por limitaciones prácticas, las verificaciones se realizan solo para algunos de los miembros y conexiones que componen la estructura bajo estudio. Antes de presentar el ejemplo, se repasan algunos conceptos básicos de diseño estructural, con el objeto de mostrar el alcance de las tareas a realizar como parte del cálculo y verificación de la estructura.

El diseño estructural puede definirse como el proceso de seleccionar y proyectar el sistema estructural de una construcción, cumpliendo con los requisitos de seguridad, funcionalidad, durabilidad (cumplir su función durante la vida útil de la obra) y factibilidad de ejecución (constructiva y económica). Al respecto es conveniente mencionar lo expresado por [Torroja Miret \(2000\)](#): “Las obras no se construyen para resistan. Se construyen para alguna otra finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental; pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria”.

La Figura 10-1 muestra un esquema en el que se resumen los pasos principales del proceso de diseño estructural. Inicialmente se desarrolla el planteo conceptual, en el que se definen los materiales a utilizar, los tipos de estructura y la organización espacial en la que se disponen los miembros estructurales. Luego se definen las secciones de los miembros estructurales, predimensionado, lo que en el caso de construcciones de acero implica adoptar perfiles laminados o secciones armadas. Las dos etapas iniciales son netamente conceptuales y en ellas resulta de suma importancia la experiencia del diseñador para optimizar la estructura, de modo de cumplir con los requisitos estructurales pero a la vez lograr una solución racional y económica.

Las etapas siguientes son de aplicación reglamentarias, dado que en ellas el diseñador debe aplicar las especificaciones vigentes para el caso que se analiza. Las etapas reglamentarias, son más técnicas y usualmente se desarrollan con la ayuda de herramientas computacionales. Éstas implican la determinación de cargas y acciones, el análisis estructural, la verificación

de los miembros estructurales, el detallado de la estructura y las preparaciones de las especificaciones técnicas.

Es importante destacar que el esquema de etapas que se describe en la Figura 10-1 es indicativo, de acuerdo con la práctica usual de la ingeniería estructural. Sin embargo, éste no debe considerarse como una sucesión de pasos estrictos a cumplir en todos los casos, dado que puede modificarse según el tipo de estructura y la práctica del diseñador. Además, debe tenerse en cuenta que esta secuencia de etapas no es lineal y en muchos casos se trata de un proceso iterativo. Así por ejemplo, luego de realizar el análisis estructural se puede concluir que las solicitaciones o los desplazamientos laterales son muy elevados y por lo tanto es necesario cambiar las secciones de los miembros estructurales o incluso modificar el tipo estructural adoptado. Estos cambios implican que debe repetirse el proceso hasta alcanzar una solución adecuada.



Fig. 10-1. Esquema indicativo del proceso de diseño estructural.

De acuerdo con los objetivos de este trabajo, el ejemplo que se presenta en las secciones siguientes no es una aplicación de todos los requerimientos de diseño, sino que se focaliza en las etapas reglamentarias vinculadas con la verificación de miembros estructurales y con el cálculo de conexiones típicas. Es por ello

que no se realiza el diseño y cálculo completo de todo el edificio. Esto no implica que las otras etapas o las verificaciones no incluidas sean menos relevantes, sino que el ejemplo incluye aquellos aspectos principales del diseño sismorresistente, directamente vinculados a los temas desarrollados en el texto.

10.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN

10.2.1 Descripción del edificio

El ejemplo a considerar es un edificio simple de cuatro niveles de altura, cuya planta tipo se muestra en la Figura 10-2, el que se emplaza en una zona de elevada

sismicidad. La estructura del sistema sismorresistente está formada por pórticos no arriostrados especiales (planos estructurales 1 y 4) y pórticos especiales arriostrados concéntricamente (planos estructurales A y C). Es importante observar en la Figura 10-2 que las conexiones a momento (en la conexión viga-columna) se indican con triángulo rojo y que las columnas, formadas por perfiles W se orientan con su eje de mayor inercia en las direcciones X e Y, según corresponda. Así por ejemplo, las columnas de los planos estructurales 1 y 4, que forman pórticos no arriostrados, se ubican con lo objeto de lograr la mayor rigidez y resistencia flexional en el plano del pórtico.

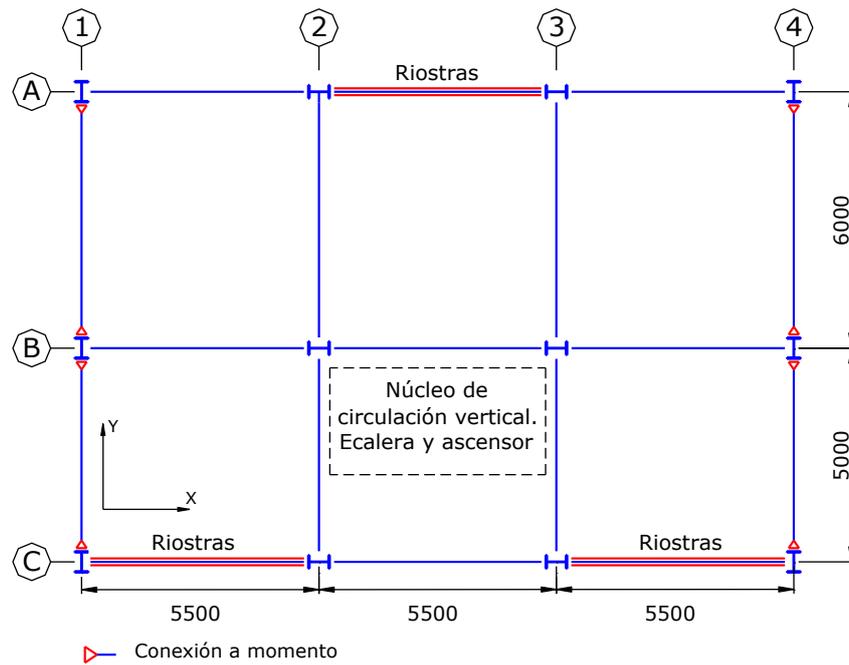


Fig. 10-2. Planta tipo del edificio a considerar en el ejemplo.

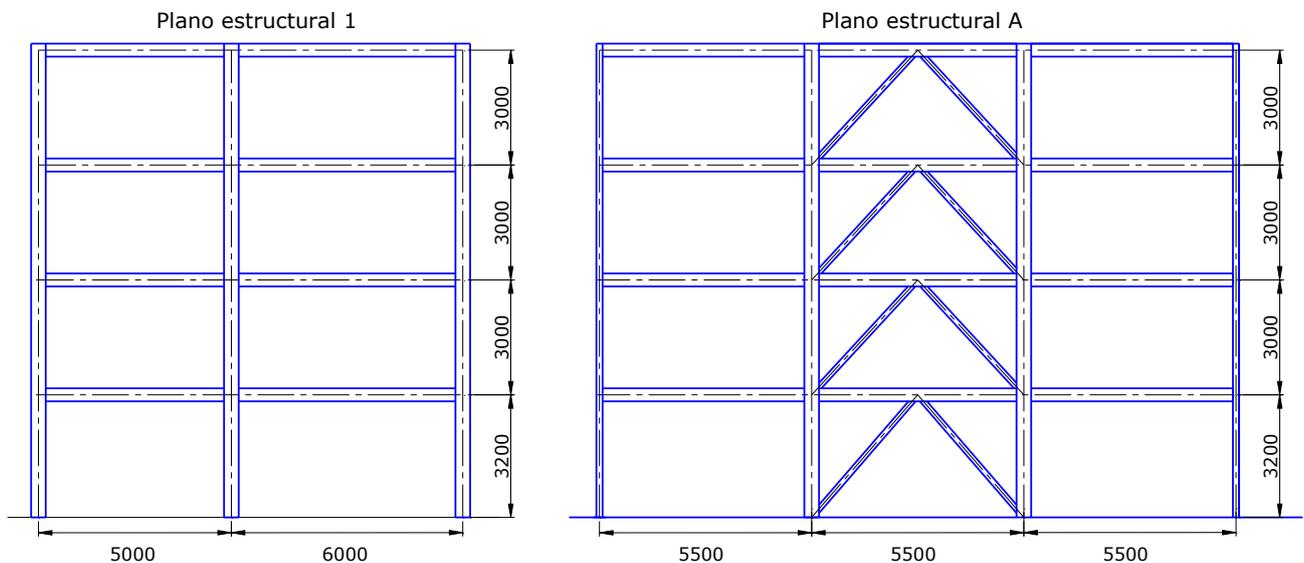
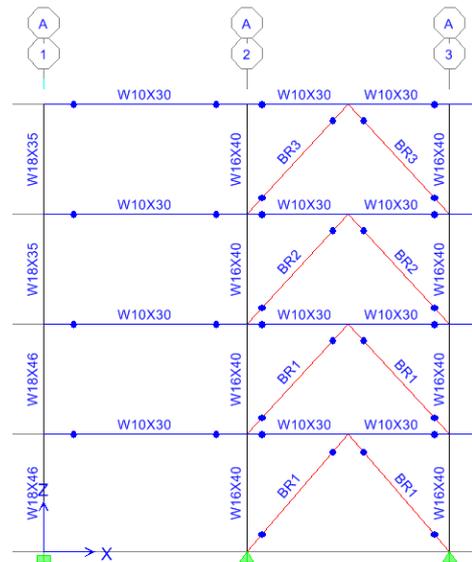


Fig. 10-3. Alzada de los planos estructurales 1 y A.

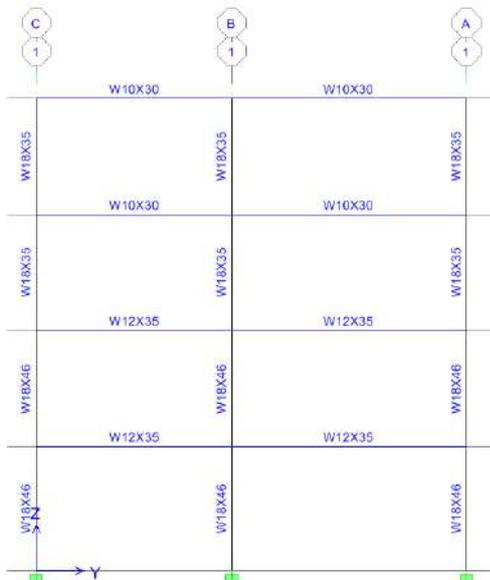
La configuración y tipos estructurales adoptados en el ejemplo tienen el objetivo didáctico de incluir dos tipos estructurales diferentes. En un caso real, el diseñador posiblemente podría optimizar la estructura adoptando otras soluciones.

Los entrepisos y el techo del edificio son losas de hormigón armado de 0.18 m de espesor, armadas en ambas direcciones. A los efectos de la evaluación de las cargas se considera que el peso propio total es de 6 kN/m². El edificio se destina a oficinas, por lo que se adopta una sobrecarga de uso de 2.5 kN/m².

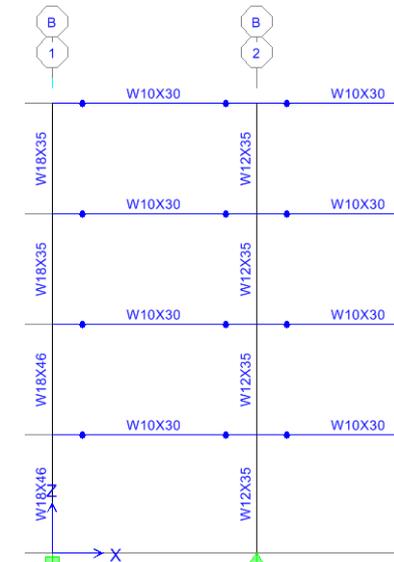
La Figura 10-4 muestra el esquema de cada uno de los planos estructurales que componen la estructura del edificio, con indicación de las secciones para vigas, columnas, para las cuales se han empleado perfiles I serie W, ver Tabla 10-1.



(c) Plano A



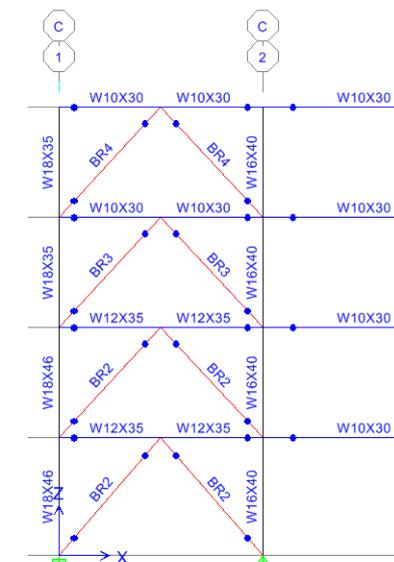
(a) Plano 1 (igual al 4)



(d) Plano B



(b) Plano 2 (igual al 3)



(e) Plano C

Fig. 10-4. Esquema de todos los planos estructurales.

Las riostras se identifican con el nombre de la sección, según se indica en la Tabla 10-2. En esta figura se indican también las vigas y riostras que presenta extremos articulados, mediante un círculo lleno ubicado en el extremo de las barras. En el caso de las Figuras 10-4 (c), (d) y (e) se muestra solamente la mitad del pórticos por razones de simetría.

Tabla 10-1. Perfiles laminados para vigas y columnas.

Perfil	Peso (kg/m)	Área (mm ²)	Altura (mm)
W 10x30	44.6	5703	266
W 12x35	52.1	6645	318
W 16x40	59.5	7610	407
W 18x35	52.1	6645	450
W 18x46	68.5	8710	459

Nota: recordar que la denominación para la serie W, por ejemplo W 10x30, emplea dos números; el primero indica la altura total en pulgadas (aproximadamente) y el segundo el peso lineal en libras/pie (para convertir en kg/m, multiplicar por 1.49).

Tabla 10-2. Propiedades geométricas de las riostras utilizadas en el edificio.

Riostra	Tubo circular	Peso (kg/m)	Área (mm ²)	Radio de giro (mm)
BR1	$\phi = 150$ mm t = 6.35 mm	22.49	2866	50.8
BR2	$\phi = 120$ mm t = 4.0 mm	11.44	1458	41.0
BR3	$\phi = 100$ mm t = 3.2 mm	7.63	973	34.0
BR4	$\phi = 80$ mm t = 3.2 mm	6.06	772	27.2

En este ejemplo se han usado 9 secciones diferentes para todos los elementos estructurales (Tablas 10-1 y 10-2). La selección de los mismos se realizó en base a la experiencia del autor, a las solicitaciones que resisten los mismos, a las condiciones de rigidez mínima para controlar las distorsiones de piso y a la conveniencia de simplificar el proceso constructivo. Es importante aclarar, sin embargo, que la estructura podría optimizarse (para reducir el la cantidad de acero utilizado) mediante el uso de una mayor cantidad de secciones diferente según las solicitaciones que debe resistir cada elemento estructural.

El acero estructural correspondiente a perfiles laminados y tubos que componen la estructura es ASTM A36, cuyas propiedades mecánicas son:

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$F_u = 400 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

10.2.2 Determinación de cargas

La determinación de cargas se realiza a partir de las especificaciones [ASCE/SEI 7-10](#) y de acuerdo con los datos del ejemplo en estudio. Se consideran los siguientes estados de carga:

a. Cargas gravitatorias

- Peso propio de toda la construcción: $D=6 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de uso: $L=2.5 \text{ kN/m}^2$, en los niveles 1 a 3.
- Sobrecarga en cubierta. $L_r=2.5 \text{ kN/m}^2$, en nivel 4.

b. Acción sísmica

La evaluación de la acción sísmica se presenta en forma general, dado que el objetivo del ejemplo es mostrar aspectos relevantes del diseño de los miembros de acero y sus conexiones. En esta evaluación se han hecho las siguientes consideraciones:

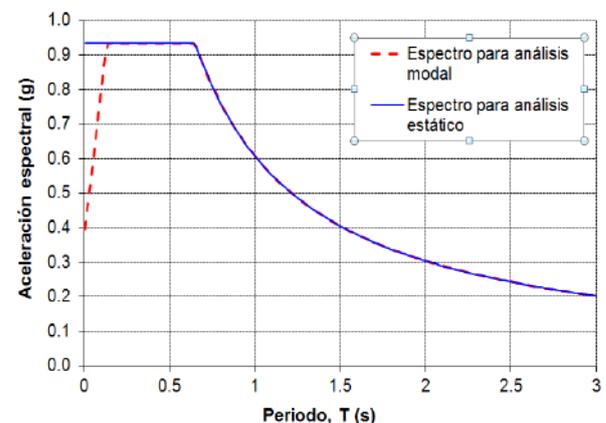


Fig. 10-5. Espectro de diseño.

- Las aceleraciones espectrales se definen a partir del espectro de diseño indicado en la Figura 10-5. Este espectro fue deducido considerando los siguientes parámetros:
 $S_S=1.5 \text{ g}$,
 $S_1=0.7 \text{ g}$,
 $T_L=8$,
 Sitio clase C ($F_a=1.0$ y $F_v=1.3$).
- La acción sísmica vertical se determina como $E_v=0.2 S_{DS} D=0.19 D$.
- El efecto de la acción sísmica considera la combinación de aceleraciones horizontales y laterales, de modo que $E = E_h \pm E_v$.
- Los factores R , Ω_o y C_d adoptan los valores indicados en la Tabla 10-3, para el caso de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y pórticos no arriostrados especiales (SMF).
- El peso sísmico efectivo se determina considerando el peso propio mas un 25% de la sobrecarga ($D+0.25L$ o $0.25 L_r$). De modo que en este ejemplo el peso de cada nivel es:
 $W_i=11 \text{ m} \cdot 16.5 \text{ m} (6 \text{ kN/m}^2+0.25 \cdot 2.5 \text{ kN/m}^2)$

$$W_i=1202.4 \text{ kN.}$$

Tabla 10-3. Valores de los factores R , Ω_o y C_d para el edificio en estudio, según ASCE/SEI 7-10.

Dirección	Tipo estructural	R	Ω_o	C_d
X	SCBF	6	2	5.0
Y	SMF	8	3	5.5

- La construcción corresponde a la categoría de riesgo II, con un factor de importancia $I_e=1$ y se adopta la categoría de diseño sísmico D (ASCE/SEI 7-10).
- La estructura no presenta irregularidades importantes ni en planta ni en elevación.
- El factor de redundancia considerado para el ejemplo (ver Sección 2.5.1 Factor de redundancia) es:
Dirección X: $\rho=1.3$
Dirección Y: $\rho=1.0$
- El análisis se realiza con el método de las cargas estáticas equivalentes y las fuerzas sísmicas se aplican independientemente en cada una de las dos direcciones ortogonales consideradas (x e y).
- El coeficiente sísmico se calcula como: $C_s = S_a I_e / R$, donde S_a es la aceleración espectral definida a partir del espectro de la Figura 10-5.
- Los periodos fundamentales, determinados por el método de análisis modal, son: D
Dirección X: $T=0.51 \text{ s}$
Dirección Y: $T=1.30 \text{ s}$
La importante diferencia entre los periodos de vibración en ambas direcciones se debe al uso de distintos sistemas estructurales, de modo que en la dirección X se emplean pórticos arriostrados concéntricamente, los que presentan una rigidez significativamente mayor que los pórticos no arriostrados usados en la dirección Y.
- Para determinar las aceleraciones espectrales S_a requeridas para el cálculo del coeficiente sísmico C_s se emplean los valores límites máximos de periodos de vibración definidos por el ASCE/SEI 7-10. Estos valores, para la estructura del ejemplo son:
Dirección X (pórticos de acero arriostrados concéntricamente): $T=0.44 \text{ s}$
Dirección Y (pórticos de acero no arriostrados): $T=0.75 \text{ s}$.
- Las aceleraciones S_a obtenidas del espectro de Figura 10-5 para los periodos indicados previamente son:
Dirección X: $S_a=0.93 \text{ g}$
Dirección Y: $S_a=0.81 \text{ g}$
A partir de estos valores, se pueden calcular el coeficiente sísmico en cada dirección:
Dirección X: $C_s = S_a I_e / R = 0.93 / 6 = 0.155$
Dirección Y: $C_s = S_a I_e / R = 0.81 / 8 = 0.101$
- La excentricidad accidental se define como el 5% de la longitud de la planta en la dirección perpendi-

cular a la fuerza sísmica aplicada. Esta excentricidad se suma a la excentricidad estática, medida entre el centro de masa y el centro de rigidez, propia del sistema estructural.

A partir de las hipótesis indicadas previamente se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones de análisis, cuyos valores se presentan en la Tabla 10-4.

Tabla 10-4. Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes.

Nivel	Sismo en X F_{sx} (kN)	Sismo en Y F_{sy} (kN)
1	50.6	77.5
2	98.1	150.2
3	145.6	222.8
4	193.0	295.5
Corte basal	487.3	746.0

10.2.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas para diseño por resistencia se realizan aplicando las Ecuaciones 1-2, las que para el caso particular de este ejemplo se reducen a los siguientes casos (el número asignado a cada combinación de carga refiere al indicado por ASCE/SEI 7-10):

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5L_r
- 1.2D + 1.6L_r + L
- 1.2D + L + 0.5L_r
- 1.2D + 1.0E + L
- 0.9D + 1.0E

La combinación 6 no se considera en este ejemplo por que incluye la acción del viento (W), que no es relevante en el caso analizado. Reemplazando E (Ecuaciones 2-8 y 2-9) y considerando que $E_h = \rho Q_E$ (donde Q_E representa el efecto de la acción sísmica lateral) y $E_v = 0.2 S_{DS} D = 0.19 D$ se obtienen las siguientes combinaciones con acción sísmica:

5. $1.2D + E_h + E_v + L = 1.39D \pm \rho Q_E + L$
7. $0.9D + E_h - E_v = 0.71D \pm \rho Q_E$

Para el caso particular del edificio en estudio, y considerando los valores del coeficiente de redundancia ρ , las siguientes combinaciones con acción sísmica son:

5. $1.39D + 1.3 Q_{EX} + L$
 $1.39D - 1.3 Q_{EX} + L$
 $1.39D + 1.0 Q_{EY} + L$
 $1.39D - 1.0 Q_{EY} + L$
7. $0.71D + 1.3 Q_{EX}$
 $0.71D - 1.3 Q_{EX}$
 $0.71D + 1.0 Q_{EY}$
 $0.71D - 1.0 Q_{EY}$

10.2.4 Análisis estructural

El análisis estructural se realizó con el programa ETABS, para lo que se implementó un modelo utilizando elementos de barra para representar las columnas, vigas y riostras que componen la estructura del edificio. Las columnas de los planos 1 y 4 (ver [Figura 10-2](#)) se consideraron empotradas en la base, mientras que las restantes columnas se modelaron como articuladas. Las vigas de los planos estructurales 1 y 4, que forma pórticos especiales no arriostrados se conectan a la columnas mediante nudos rígidos, mientras que las vigas restantes se conectan mediante articulaciones (conexiones a corte). La Figura 10-6 muestra dos vistas 3D del modelo estructural.

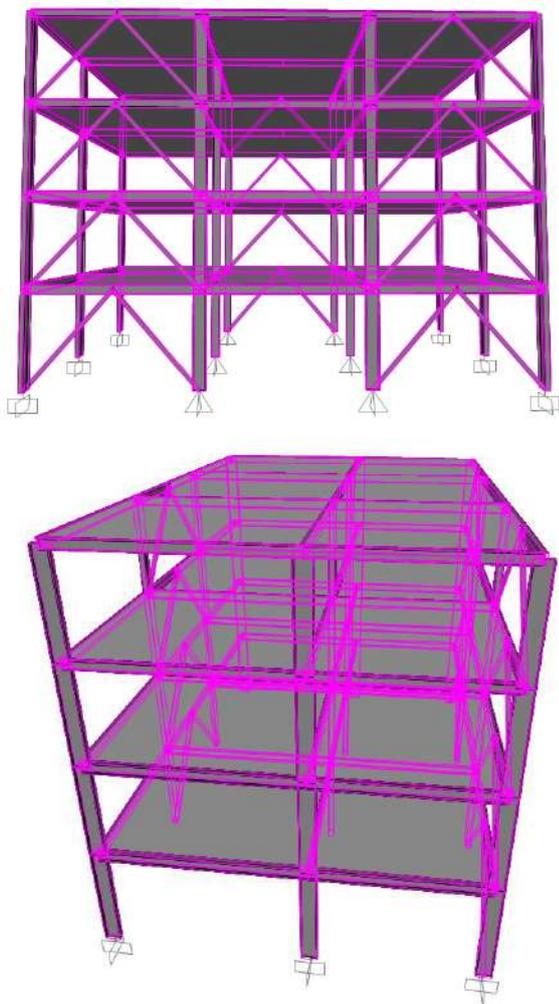


Fig. 10-6. Vistas 3D del modelo usado para el análisis estructural.

Las losas de hormigón, armadas en dos direcciones, apoyan en las vigas de borde, las que transfieren las cargas gravitatorias al resto de la estructura. Se consideró la hipótesis de diafragma rígido, aplicando constricciones (*constrains*) a los nudos que forman los distintos niveles. De esta forma se impone la condición cinemática de que cada diafragma presenta 3 grados de libertad (dos traslaciones, según X e Y, y una rotación alrededor de Z). Las cargas se aplicaron mediante

estados individuales (D, L, L_r y E) y luego se realizaron las combinaciones definidas en la sección previa, incluyendo además una combinación que representa la envolvente de solicitaciones, la que resulta de utilidad para la verificación de los miembros estructurales.

El análisis se realiza aplicando el método estático para considerar todas las cargas correspondientes a los estados peso propio, sobre carga de uso y cubierta y acción sísmica. Además, se realiza un análisis modal para calcular los periodos de vibración de la estructuras (los valores de los periodos fundamentales en las direcciones X e Y se indicaron en la sección previa). Se considera también en el análisis los efectos P-Delta (ver Sección 1.4.5 Efectos de segundo orden), debido a la elevada deformabilidad lateral de la estructura en la dirección Y, por el uso de pórticos no arriostrados.

El análisis estructural permite determinar las solicitaciones para todos los elementos que componen la estructura y los desplazamientos de todos los puntos nodales, para los estados de carga considerados. No se presenta en este trabajo los resultados completos del análisis por razones obvias de limitación de espacio. A modo de ejemplo, se muestran en la Figura 10-7 los diagramas de carga axial producidos por el estado de carga sísmica en la dirección X. Se observa que claramente cómo esta acción es resistida por los pórticos arriostrados concéntricamente (estructuras A y C), con valores máximos en las columnas y riostras de estos pórticos. En los elementos restantes las cargas axiales o bien son nulas o adoptan valores reducidos y no se observan en el gráfico.

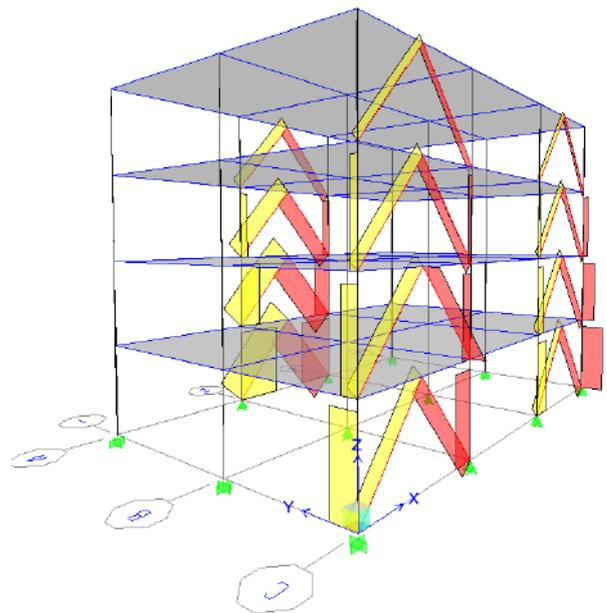


Fig. 10-7. Diagramas de fuerzas axiales por acción del sismo actuando en la dirección X.

En forma similar, la Figura 10-8 presenta los diagramas de momentos flectores por sismo en la dirección Y. Los valores más significativos se producen en los pórticos 1 y 4, que son los que resisten la acción

sísmica en esa dirección. Posteriormente, al verificar los elementos estructurales, se presentaran los valores de solicitaciones requeridos para tal fin.

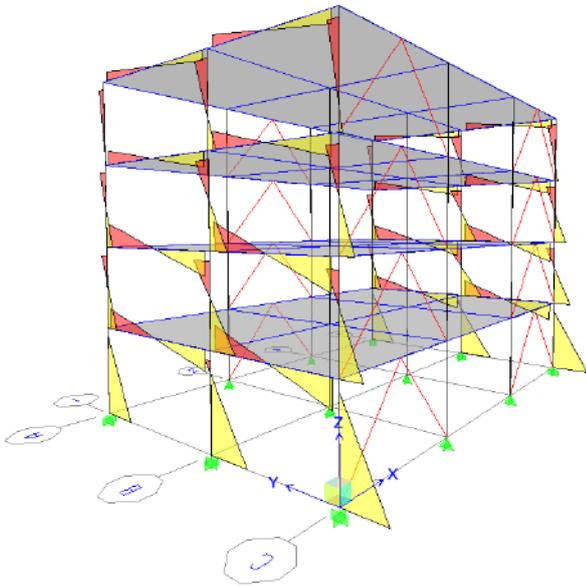


Fig. 10-8. Diagramas de momentos flectores por acción del sismo actuando en la dirección Y.

10.2.5 Verificación de las distorsiones de piso

Los criterios de diseño sismorresistente incluyen también el control de los desplazamientos laterales, para lo cual, en general, se establecen valores límites para las distorsiones de piso resultantes de la acción sísmica (ver Sección 2.4 DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DISTORSIÓN DE PISO). A partir del análisis estructural, en el que se asume comportamiento lineal y elástico de los materiales, se determinan los desplazamientos laterales, δ_e , producidos por el sismo. Para determinar los desplazamientos laterales de diseño, δ_s , se aplica la Ecuación 2-4, considerando en este ejemplo que el factor de importancia es $I_e=1$ y el factor de amplificación C_d adopta los valores indicados en la Tabla 10-3. Una vez calculados los desplazamientos laterales de diseño, las distorsiones de piso se calculan aplicando la Ecuación 2-5. La Tabla 10-5 presenta los valores máximos de distorsión de piso determinados para el ejemplo del edificio.

Con el objeto de evaluar la influencia de la consideración de los efectos P-Delta se presentan en la Tabla 10-6 las distorsiones máximas de piso determinadas a partir de un análisis estructural en el que no se incluyó dicho efecto. La comparación de resultados indica que, en este ejemplo, la influencia del efecto P-Delta es despreciable en la dirección X (estructura más rígida), mientras que en la dirección Y resulta en un aumento del orden del 5% en los desplazamientos laterales y por ende en las distorsiones de piso.

Tabla 10-5. Distorsiones de piso de diseño, determinadas a partir del análisis estructural con efecto P-Delta.

Nivel	Distorsión de piso en X	Distorsión de piso en Y
1	0.005	0.023
2	0.006	0.038
3	0.009	0.040
4	0.008	0.032

Tabla 10-6. Distorsiones de piso de diseño, determinadas a partir del análisis estructural sin considerar el efecto P-Delta.

Nivel	Distorsión de piso en X	Distorsión de piso en Y
1	0.005	0.022
2	0.006	0.036
3	0.009	0.038
4	0.008	0.031

Las distorsiones de piso de diseño se comparan con los valores límites indicados en la reglamentación vigente. En este caso, se adoptan los valores máximos definidos en la Tabla 12.12-1 del reglamento ASCE 7-10, de modo que la distorsión de piso no debería exceder el valor de 0.025. Se observa en la Tabla 10-5, que las distorsiones de diseño en la dirección Y exceden el valor máximo recomendado en todos los niveles, lo que indica que la estructura es muy flexible y debe aumentarse su rigidez, independientemente de las verificaciones de resistencia. Este aumento de rigidez debe ser significativo, de modo de reducir la máxima distorsión de piso de 0.040 (en el nivel 3) al valor límite de 0.025. Para lograr este objetivo se pueden aplicar diversas soluciones, como por ejemplo incrementar las secciones de los pórticos 1 y 4, o bien modificar el sistema estructural en la dirección Y, agregando riostras u otros pórticos arriostrados. La situación que se presenta en el ejemplo muestra claramente el carácter iterativo del proceso de diseño, en el que es necesario realizar ajustes y modificaciones a medida que se avanza en el mismo.

10.2.6 Modificación de la estructura del edificio

A partir de los resultados de la verificación de las distorsiones de piso, presentados en la sección anterior, es necesario modificar la estructura para incrementar su rigidez lateral en la dirección Y. Es por ello que se propone un diseño alternativo que consiste en incluir en los planos resistentes 2 y 3, pórticos especiales no arriostrados (iguales a los pórticos 1 y 4).

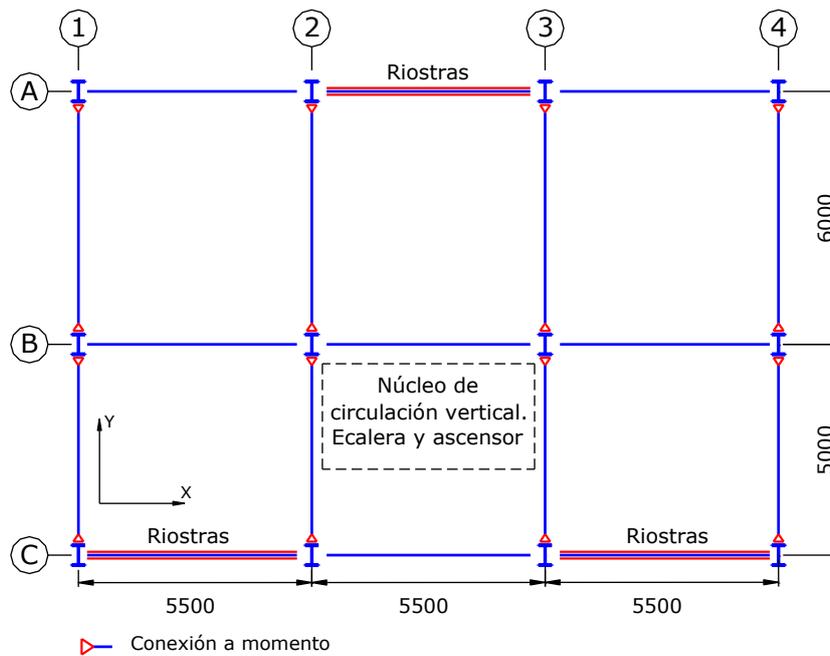


Fig. 10-9. Planta tipo del edificio a considerar en el ejemplo, luego de las modificaciones introducidas a partir de los resultados del primer análisis.

De este modo que la estructura modificada presenta cuatro estructuras sismorresistentes en la dirección Y (en lugar de dos). La nueva planta general del edificio se presenta en la Figura 10-9. Adicionalmente, se modifican las dimensiones de las columnas de los pórticos no arriostrados, con el objeto de optimizar la estructura. Las vigas y riostras de los pórticos A, B y C no fueron modificadas. La Figura 10-10 muestra el esquema del pórtico 1, que es igual a los restantes pórticos no arriostrados ubicados en esa dirección.

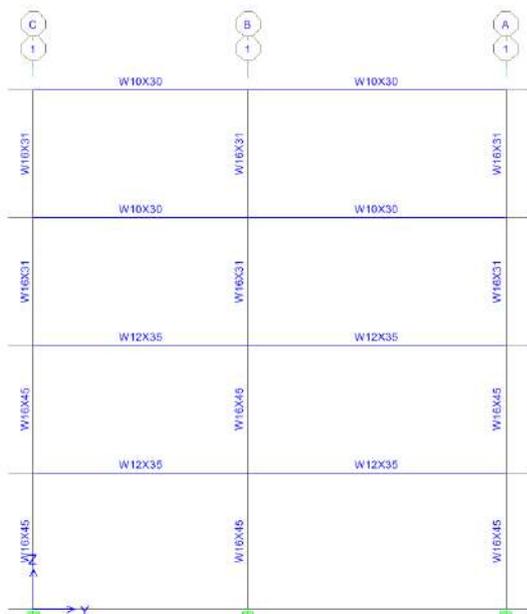


Fig. 10-10. Esquema del plano estructurales 1 (igual al 2, 3 y 4).

Las vigas y columnas se materializan con perfiles I serie W (como en la primera estructura analizada), sin bien en las columnas se usan perfiles de sección menor. En la Tabla 10-7 se resumen todas las secciones utilizadas para vigas y columnas en la estructura modificada.

Tabla 10-7. Perfiles laminados para vigas y columnas.

Perfil	Peso (kg/m)	Área (mm ²)	Altura (mm)
W 10x30	44.6	5703	266
W 12x35	52.1	6645	318
W 16x31	46.1	5880	403
W 16x45	67.0	8580	410

10.2.7 Análisis estructural y verificación de las distorsiones de piso de la estructura modificada

La estructura modificada se analizó nuevamente bajo los mismos estados de carga para determinar las sollicitaciones y desplazamientos. La Figura 10-11 ilustra los diagramas de momento flectores resultantes de aplicar la acción sísmica en la dirección Y. Se observan claras diferencia con el caso anterior (comparar con Figura 10-8) debido a que en la estructura modificada la estructura sismorresistente está formada por cuatro pórticos no arriostrados.

A partir de los resultados obtenidos de los desplazamientos laterales se realiza el control de las distorsiones de piso, las que se calcularon según el procedimiento descrito previamente. Los valores resultantes se muestran en la Tabla 10-8, donde se observa que las distorsiones de piso en la dirección X, son las mismas

que las obtenidas en el análisis de la estructura original, dado que no se realizaron cambios en esa dirección. Por el contrario, en la dirección Y se produce una significativa reducción de las distorsiones de piso, con un valor máximo de 0.022 en el nivel 3, el que resulta ligeramente inferior al valor límite de 0.025. Se concluye que el aumento de rigidez lateral resultante de aumentar la cantidad de pórticos no arriostrados en la dirección Y ha permitido controlar los desplazamientos laterales.

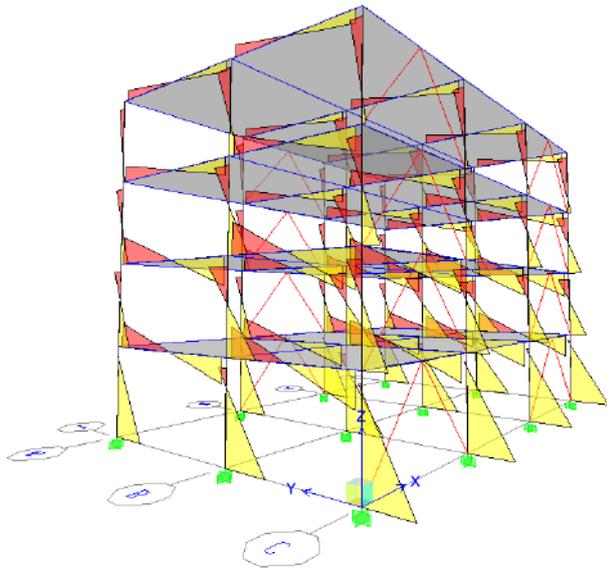


Fig. 10-11. Diagramas de momentos flectores por acción del sismo actuando en la dirección Y.

Tabla 10-8. Distorsiones de piso de diseño, correspondientes a la estructura modificada.

Nivel	Distorsión de piso en X	Distorsión de piso en Y
1	0.005	0.013
2	0.006	0.020
3	0.009	0.022
4	0.008	0.016

10.2.8 Verificación de miembros estructurales y del sistema

En las secciones siguientes se presentan algunas verificaciones típicas del edificio bajo estudio, a partir de las especificaciones [ANSI/AISC 341-10 \(AISC 2010a\)](#), las cuales han sido presentadas en forma general en los capítulos previos de este trabajo, y [ANSI/AISC 360-10 \(AISC, 2010b\)](#). Sin embargo, por los objetivos de este texto, se pone énfasis en aquellos aspectos vinculados con el diseño sismorresistente de las construcciones de acero. Por limitaciones de espacio, y dado que se trata de un ejemplo con fines didácticos, no se presenta la

verificación de todos los elementos componentes de la estructura. Además, se pone énfasis en las verificaciones propias de las estructuras sismorresistentes, para lo cual se consideran los aspectos más relevantes de los dos tipos estructurales presentes en el edificio del ejemplo:

a. Pórtico 1: pórtico especial no arriostrado

Esta estructura se diseña y se verifica bajo la consideración de que se forma un mecanismo dúctil de disipación de energía mediante rótulas plásticas en vigas. El proceso se comienza usualmente verificando las vigas a partir de los resultados del análisis elástico de la estructura con las combinaciones de carga reglamentarias. Para asegurar la efectiva formación del mecanismo de deformación plástica que se asume en el diseño, se deben realizar una serie de verificaciones adicionales. Así por ejemplo, se aplican conceptos del diseño por capacidad para comprobar que la resistencia flexional de las columnas sea mayor que la de las vigas.

En este ejemplo se presentan las siguientes verificaciones numéricas:

- Vigas del pórtico, nivel 1 (perfil W 12x35)
- Columna central del pórtico, nivel 1 (perfil W 16x45).
- Verificación de la relación de momentos en el primer nivel del pórtico 1.
- Verificación del panel nodal, conexión viga-columna interna del primer nivel.

b. Pórtico A: pórtico especial arriostrado concéntricamente

Para el diseño de este tipo de pórticos se asume que la disipación de energía resulta, principalmente, de la fluencia de las riostras traccionadas y de los efectos no-lineales por pandeo en las comprimidas. Se comienza analizando las riostras y se determina su resistencia a tracción y compresión. Luego, deben determinar las solicitaciones en vigas, columnas y conexiones a partir de análisis especiales que consideran que las riostras desarrollan su capacidad. Con estas solicitaciones, y no con los resultados del análisis elástico, se completan las verificaciones.

En este ejemplo se consideran en particular los siguientes aspectos.

- Riostra BR1, primer nivel (Tubo $\phi = 150$ mm, $t=6.35$ mm)
- Análisis estructural para el diseño de vigas columnas y conexiones.

10.2.9 Pórtico 1: Verificación de la viga

Para la verificación de la viga se determina en primer lugar la resistencia requerida a flexión (ver Figura 10-12) y corte. A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan en la Tabla 10-9 las solicitaciones envolventes de todas las combinaciones de carga (definidas en la Sección 10.2.3 Combinaciones de

carga).

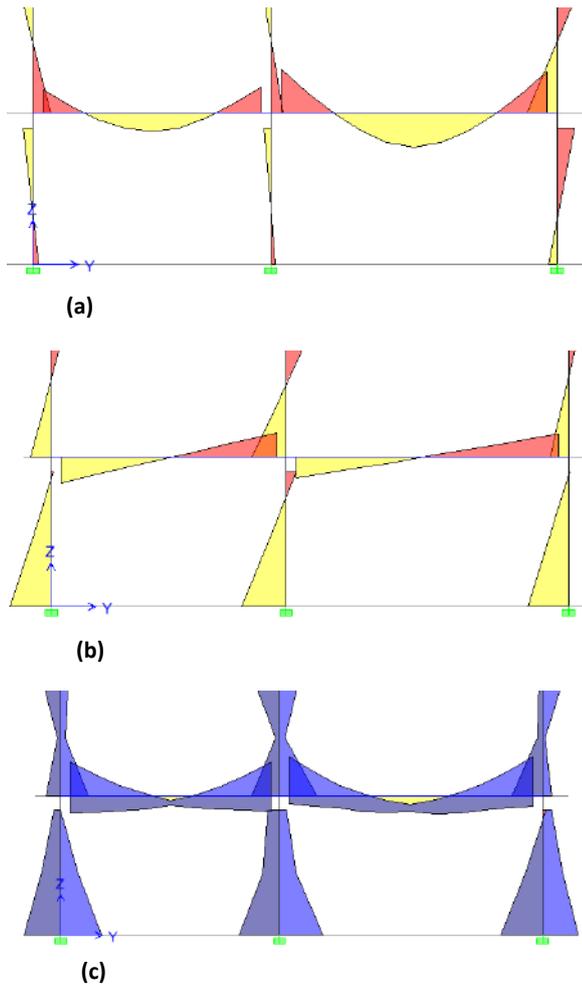


Fig. 10-12. Diagramas de momentos flectores en vigas y columnas del primer nivel del pórtico I, (a) carga de servicio L, (b) sismo en Y, y (c) envolvente de todas las combinaciones de carga.

Tabla 10-9. Solicitaciones máximas y mínimas de corte, V_w y de flexión, M_w , en la viga del primer nivel del pórtico I.

Viga		Posición	V_u (kN)	M_u (kN m)
Viga izquierda $L = 5.0\text{m}$	Valores máximos	Apoyo i	5.26	44.53
		Tramo	26.48	23.29
		Apoyo d	60.13	38.94
	Valores mínimos	Apoyo i	-58.75	-87.40
		Tramo	-25.34	11.67
		Apoyo d	-4.36	-87.05
Viga derecha $L = 6.0\text{m}$	Valores máximos	Apoyo i	-11.65	19.72
		Tramo	18.42	40.19
		Apoyo d	66.48	24.80
	Valores mínimos	Apoyo i	-67.38	-100.06
		Tramo	-19.16	22.29
		Apoyo d	11.05	-100.98

A partir de los resultados se concluye que las resistencias requeridas a flexión y corte son:

$$M_r = 100.98 \text{ kN m}$$

$$V_r = 67.38 \text{ kN.}$$

Para interpretar adecuadamente las verificaciones numéricas que se presentan en este capítulo es necesario recordar que:

$$1\text{kN} = 1000 \text{ N}$$

$$1\text{MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1\text{m} = 1000\text{mm}$$

a. Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor

En primer lugar se procede a clasificar la sección a partir de los criterios indicados en la Tabla B4.1b del ASIC 360-10 (ver dimensiones en Figura 10-13):

Ala (caso 10): $b/t = 83.5/13.2 = 6.3$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.7$$

Se verifica que $b/t < \lambda_p \rightarrow$ ala compacta

Alma (caso 15): $h/t_w = 267 / 7.62 = 35.0$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.3$$

Se verifica que $h/t_w < \lambda_p \rightarrow$ alma compacta

Por lo tanto se demuestra que la sección de la viga no es esbelta, lo que indica que no deben considerar los estados límites vinculados al pandeo local

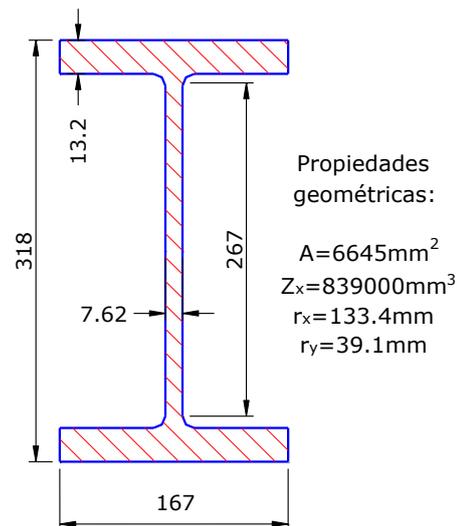


Fig. 10-13. Propiedades del perfil W12x35.

Además, por tratarse de un pórtico no arriostrado especial, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 del AISC 341-10 para miembros con alta ductilidad

Ala: $b/t = 6.3$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.5$$

Se verifica que $b/t < \lambda_{hd}$

Alma: $h/t_w = 38.3$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.3 \quad (\text{para carga axial nula, } C_a=0)$$

Se verifica que $h/t_w < \lambda_{hd}$

Es importante aclarar que se ha realizado la clasificación de sección y además se ha verificado la condición límite de relación ancho/espesor para miembros de alta ductilidad. Sin embargo, desde el punto de vista práctico bastaría con realizar solamente la última verificación, dado que si cumple con esa condición límite se sabe que la sección es compacta. No obstante ello, en este ejemplo se han realizado ambas, con el objeto de mostrar el procedimiento para cada una de ellas.

b. Verificación de los estados límites de resistencia

La resistencia de diseño de la viga se determina considerando los estados límites últimos, que en general son:

- Fluencia (plastificación)
- Pandeo lateral-torsional
- Pandeo local de ala por flexión
- Pandeo local de alma por flexión
- Corte (incluyendo el pandeo local por corte).

La sección de la viga, en este caso, es una sección compacta, de modo que no se consideran los estados límites relacionados con el pandeo local. Además, como la viga se encuentra vinculada en toda su longitud a la losa de hormigón armado (que se comporta como un diafragma rígido en su plano) no se considera el estado límite de pandeo lateral-torsional. Para controlar la posibilidad de pandeo lateral-torsional cuando el ala comprimida es la inferior (que no está conectada a la losa) se deben disponer arriostramiento u otros elementos para asegurar la estabilidad del ala inferior comprimida.

Estado límite de fluencia

Se determina el momento plástico, M_p , a partir de las propiedades de la sección:

$$M_n = M_p = Z_x F_y = 839000 \text{ mm}^3 \cdot 250 \text{ MPa} = 209750000 \text{ N mm} = 209.8 \text{ kN m}$$

$$M_d = \phi_b M_n = 0.90 \cdot 209.8 = 188.8 \text{ kN m}$$

$$M_d > M_r = 100.98 \text{ kN m} \rightarrow \text{verifica}$$

Se observa que la resistencia de diseño a flexión es significativamente mayor que la resistencia requerida. Sin embargo, no puede reducirse la sección dado que es necesario asegurar la rigidez lateral de los pórticos para controlar las distorsiones de piso. Es decir que la viga queda sobredimensionada a flexión.

Estado límite de corte

La resistencia de diseño por corte se determina considerando el área del alma, A_w , y se compara con la resistencia requerida:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 318 \text{ mm} \cdot 7.62 \text{ mm} = 363474 \text{ N} = 363.5 \text{ kN} \quad (C_v = 1 \text{ en este caso})$$

$$V_d = \phi_v V_n = 1.0 \cdot 363.5 = 363.5 \text{ kN}$$

$$V_d > V_r = 67.38 \text{ kN m} \rightarrow \text{verifica}$$

c. Verificación de las condiciones de servicio flecha

La verificación de las condiciones de servicio de la viga se realiza a partir de los criterios indicados en la Sección 1.2.2 Diseño por condiciones de servicio de este trabajo. En primer lugar se definen las combinaciones de carga en servicio, las que para este ejemplo se limitan a un caso: D+L. Con estas cargas se determinan las flechas o deflexiones verticales máximas (ver deformada en Figura 10-14) a partir de los resultados del análisis estructural, obteniéndose en este caso:

$$f = 3.9 \text{ mm}$$

La flecha se compara con los valores máximos recomendados:

$$f_{adm} = L/300 = 6000/300 = 20 \text{ mm, o}$$

$$f_{adm} = 10 \text{ mm}$$

Se concluye que la viga cumple con las condiciones de servicio.

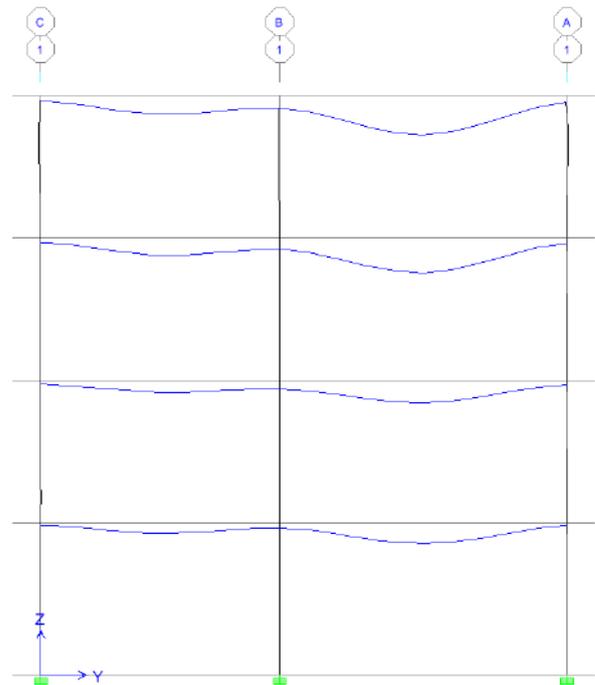


Fig. 10-14. Deformada del pórtico 1 para el estado de carga D.

d. Otros requerimientos

La viga, por formar parte de un pórtico especial no arriostrado, debe cumplir condiciones adicionales. Los extremos de la viga se consideran como zonas protegidas y además debe proveerse arriostramiento lateral de ambas alas (ver Sección 4.2.8 Restricción lateral en vigas). El ala superior está arriostrada adecuadamente

por la losa de hormigón armado, mientras que deben disponerse arriostramientos para asegurar la estabilidad lateral del ala inferior. La separación máxima de estos arriostramientos vale:

$$L_b = 0.086 r_y E/F_y = 0.086 \cdot 0.0391 \cdot 200000/250 = 2.69\text{m.}$$

De modo que para este ejemplo se debe disponer de un arriostramiento intermedio para la viga de longitud 5m y de dos arriostramientos en la viga de longitud 6m. Estos arriostramientos vinculan el ala inferior con la losa de hormigón armado.

10.2.10 Pórtico 1: Verificación de la columna

La columna debe resistir esfuerzos de flexión, axiales y de corte, como resultado de las combinaciones de carga reglamentarias. Los diagramas envolventes de momentos flectores se mostraron en la [Figura 10-12](#), mientras que los diagramas de fuerzas axiales se presentan en la Figura 10-15, con los valores de la resistencia requerida que se usarán posteriormente en las verificaciones. Se observa en el último diagrama que la columna bajo estudio se encuentra comprimida para todas las combinaciones de carga.

a. Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor

Al igual que para la viga, debe clasificarse la sección a partir de las relaciones ancho/espesor límites de ala y alma, según las Tablas B4.1a o B4.1b del ASIC 360-10 (ver dimensiones en Figura 10-16). Sin embargo, en el caso de la columna es importante definir si el ala y alma se encuentran sometidas a flexión o compresión para aplicar los criterios de clasificación definidos en las mencionadas tablas. Sin embargo, la columna del ejemplo se encuentra sometida a flexo-compresión, situación que no se considera explícitamente en dichos criterios de clasificación. Es por ello que se aplican los criterios más estrictos, en forma conservadora, que son los correspondientes a los miembros sujetos a compresión (Tabla B4.31a):

Ala (caso 1): $b/t = 89.5/14.4 = 6.2$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.8$$

Se verifica que $b/t < \lambda_r \rightarrow$ ala compacta o no compacta

Alma (caso 5): $h/t_w = 346 / 8.76 = 39.5$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.1$$

Se verifica que $h/t_w < \lambda_r \rightarrow$ alma compacta o no compacta.

Por lo tanto se demuestra que la sección de la columna no es esbelta, lo que indica que no deben considerarse los estados límites vinculados al pandeo local

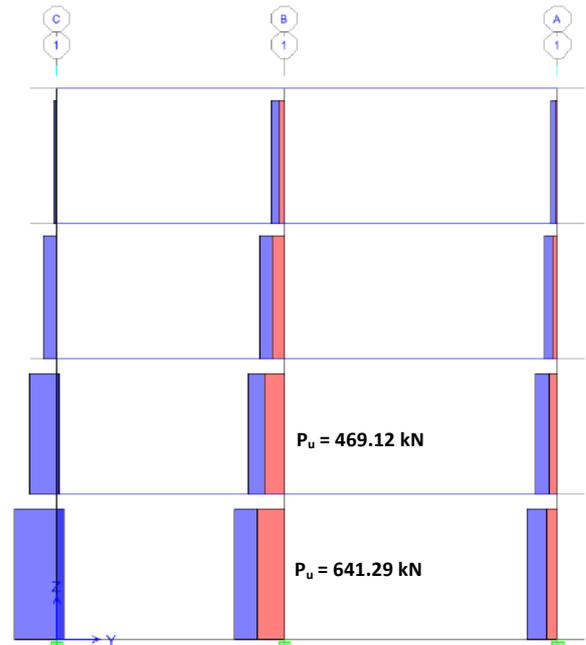


Fig. 10-16. Diagrama envolvente de fuerzas axiales para el pórtico 1y resistencia requerida en la columna central.

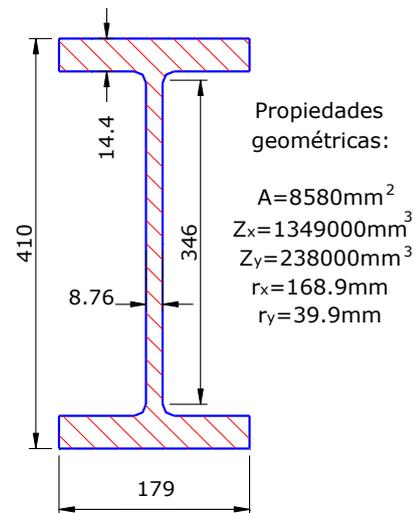


Fig. 10-16. Propiedades del perfil W16x45.

Además, por tratarse de un pórtico no arriostrado especial, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 del AISC 341-10 para miembros con alta ductilidad:

Ala: $b/t = 6.2$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.5$$

Se verifica que $b/t < \lambda_{hd}$

Alma: $h/t_w = 39.5$

En este caso se debe determinar el factor C_a que depende de la resistencia requerida a compresión de la

columna, $P_u = 641.29$ kN, y de la resistencia de diseño a tracción, $\phi_c P_y = \phi_c F_y A_g$:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{641290N}{0.9 \cdot 250MPa \cdot 8580mm^2} = 0.33 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) = 56.6$$

Se verifica que $h/t_w < \lambda_{hd}$

b. Verificación de los estados límites de resistencia

La columna debe verificar los estados límites de resistencia (como se mostró para la viga W12x35), si bien en este caso deben considerarse los estados límites correspondientes a flexión, carga axial y corte. De acuerdo con el AISC 360-10, verificación para acciones combinadas de flexión y carga axial se realizar con los criterios indicados en la Sección H1 del mencionado reglamento, para lo cual se aplica una ecuación que considera la interacción entre ambas solicitaciones, dado que actúan en forma combinada. Para realizar esta verificación se determina la resistencia de diseño a flexión y a compresión separadamente y luego se aplica la ecuación de interacción.

10.2.11 Pórtico 1: Relación de la resistencia flexional de columnas y vigas

En los pórticos especiales no arriostrados es muy importante verificar el cumplimiento de la [Ecuación 4-7](#), dado que de esa forma se asegura el desarrollo del mecanismo de deformación plástica a partir del concepto de “columna fuerte-viga débil”. Para ello se deben determinar la suma de los momentos plásticos en las columnas y vigas. En las columnas se determina el momento plástico encima (nivel 2) y debajo (nivel 1) del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial ([Ecuación 4-8](#)):

$$M_{pc}^* = Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$$

Nivel 1:

$P_{uc} = 641.29$ kN (obtenido del análisis estructural para la combinación 1.39D + 1.0 Q_{EY} + L)

$$M_{pc}^* = 1349000 (250 - 641290 / 8580) = 236.42 \text{ kNm}$$

Nivel 2:

$P_{uc} = 469.12$ kN (obtenido del análisis estructural para la combinación 1.39D + 1.0 Q_{EY} + L)

$$M_{pc}^* = 1349000 (250 - 469120 / 8580) = 263.49 \text{ kNm}$$

En las vigas se determina la resistencia flexional esperada, proyectada en la cara de la columna ([Ecuación 4-9](#)), en este caso, de las correspondientes al primer nivel del pórtico 1:

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_y Z_b + M_{uv}$$

donde M_{uv} representa el momento adicional debido a la amplificación por corte desde la ubicación de la rótula plástica hasta el centro de la columna. El esfuerzo de corte se obtiene de las combinaciones del método LRFD que incluyen sismo. Se asume en este ejemplo que las rótulas plásticas se ubican en los extremos de las vigas y que tiene una a una longitud $L_p = d_b$ (donde d_b es la altura de la viga), según se indica en la Figura 10-17. El corte V_u a considerar en el cálculo de M_{uv} se obtiene del análisis estructural, para lo cual se analizan las combinaciones de carga más desfavorables. En la Figura 10-18 se representan los diagramas de corte en la zona del nudo y se indican los valores en las vigas para los dos casos de sismo en Y. En la verificación se usa el par de valores de la combinación más desfavorable (1.39D - 1.0 Q_{EY} + L).

A partir de lo indicado previamente, el momento adicional por corte vale:

Viga izquierda: $V_u = 60.36$ kN

$$M_{uv} = (0.410/2 + 0.318/2) \cdot 60.36 = 21.97 \text{ kNm}$$

$$M_{pb}^* = 1.1 \cdot 1.5 \cdot 208.9 \text{ kNm} + 21.97 = 366.66 \text{ kNm}$$

Viga izquierda: $V_u = 29.95$ kN

$$M_{uv} = (0.410/2 + 0.318/2) \cdot 29.95 = 10.90 \text{ kNm}$$

$$M_{pb}^* = 1.1 \cdot 1.5 \cdot 208.9 \text{ kNm} + 10.90 = 355.56 \text{ kNm}$$

El factor R_y es igual a 1.5, según lo indicado en la Tabla A3.1 del AISC 341-10, considerando que se trata de perfiles laminados de acero ASTM A36.

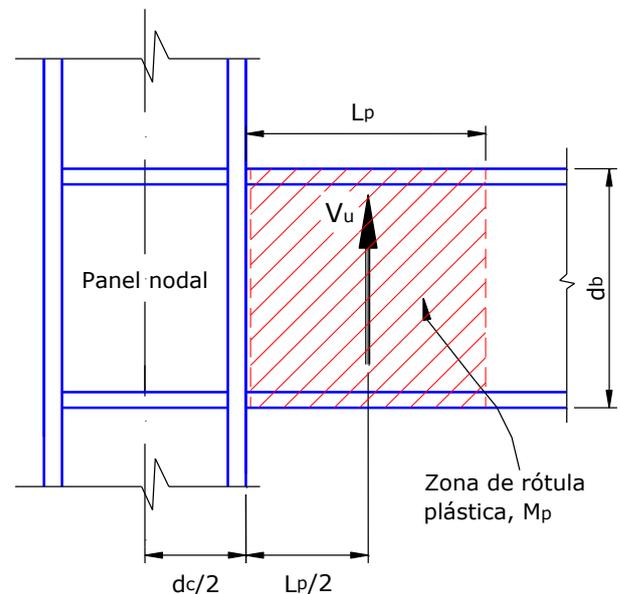


Fig. 10-17. Criterio para la determinación del momento adicional por corte, M_{uv} .

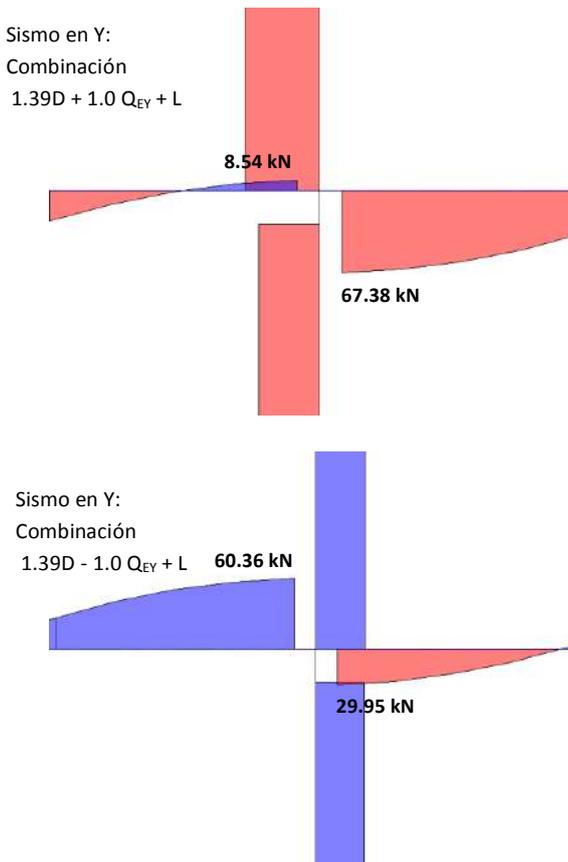


Fig. 10-18. Diagramas de corte con los valores de V_u para determinar el momento adicional por corte, M_{uv} .

Con los valores determinados previamente, se puede verificar que se cumple la [Ecuación 4-7](#):

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{236.42 + 263.49}{366.66 + 355.56} = 0.69 < 1.0$$

de modo que no verifica esta condición. Esta situación muestra, nuevamente, como el diseño estructural es un proceso iterativo, y que en distintas etapas del mismo puede resultar necesario modificar los miembros estructurales. Es por ello que, deliberadamente, en este ejercicio se muestra los resultados correspondientes al perfil adoptado previamente, aun cuando no verifican. Resulta interesante analizar las razones por las cuales no se cumple la condición definida por la [Ecuación 4-7](#). En este caso, la resistencia flexional de las vigas, incluyendo los efectos de sobrerresistencia, es aproximadamente un 70% mayor que los momentos de plastificación ($M_p = Z F_y$), debido a que en esta verificación se aplican conceptos del diseño por capacidad para asegurar la formación del mecanismo de deformación plástica asumido en el diseño. Además, en la determinación de la resistencia de las columnas se incluye el efecto de las cargas axiales de compresión, que disminuye la misma. Se concluye que la columna debe modificarse, seleccionando una sección mayor para aumentar su capacidad flexional. En este caso se adopta

un perfil W16x67, cuyas propiedades geométricas se muestran en la Figura 10-19.

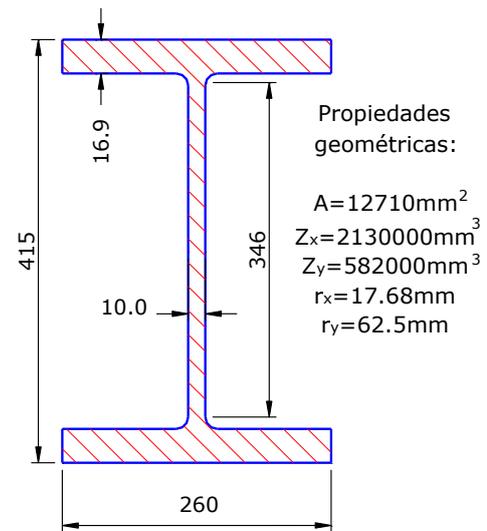


Fig. 10-19. Propiedades del perfil W16x67.

Al modificar la sección de la columna del pórtico 1, y por ende de los restantes pórticos no arriostrados de la estructura, sería necesario repetir todo el proceso de análisis estructural. En este ejemplo, se admite por razones de simplicidad y limitaciones de espacio que el efecto de la modificación de la columna no es significativo y que la respuesta estructural prácticamente no se altera. A partir de estas premisas, se repite el cálculo de la resistencia flexional de las columnas:

Nivel 1:

$$P_{uc} = \text{kN } 641.29$$

$$M_{pc}^* = 2130000 (250 - 641290 / 12710) = 425.03 \text{ kNm}$$

Nivel 2:

$$P_{uc} = \text{kN } 469.12$$

$$M_{pc}^* = 2130000 (250 - 469120 / 12710) = 453.88 \text{ kNm}$$

Finalmente, se realiza nuevamente la verificación con la [Ecuación 4-7](#):

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{425.03 + 453.88}{366.66 + 355.56} = 1.22 > 1.0$$

Se observa que si bien se cumple la condición previa, la relación de momentos excede en un 22% el valor límite. Podría optimizarse el diseño seleccionando otro perfil con menor sección (más económico) de modo de acercarse más al valor límite de 1.0.

10.2.12 Pórtico 1: Verificación del panel nodal

El panel nodal es la zona del alma de columna delimitada entre las alas y las placas de continuidad, ver Figura 10-17, la que se encuentra sometida a elevados es-

fuerzas de corte, como se explicó en la Sección 4.2.4 Panel nodal. La verificación se realiza comparando la resistencia requerida a corte con la resistencia de diseño, según se indica a continuación.

La resistencia requerida se puede determinar a partir de la [Ecuación 4-4](#), considerando los momentos plásticos esperados en las vigas ($\Sigma M = \Sigma M_{p,exp}$, donde $M_{p,exp} = R_y M_p$):

$$V_p \approx \frac{\Sigma M}{(d_b - t_f)} = \frac{1.5 (209.8 + 209.8)}{(0.318 - 0.0132)} = 2064.96 \text{ kN}$$

Para determinar la resistencia de diseño, se aplica la [Ecuación 4-5a](#) (válida en este caso en que la resistencia requerida 641.29 kN es menor que $0.4 P_c = 0.4 \cdot 0.6 P_y = 762.6 \text{ kN}$ y considerando que el efecto de la deformación del panel no es considerado en el análisis del pórtico)

$$V_n = 0.60 F_y d_c t_p = 0.60 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 415 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} = 622.50 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño es igual a la nominal, $V_d = V_n$, dado que el factor de resistencia es $\phi_v = 1.0$.

Se observa que la resistencia requerida es significativamente mayor que la resistencia requerida por lo que debe reforzarse la zona nodal, por ejemplo, con alguna de las soluciones indicadas en la [Figura 4-14](#). En este caso se debe incrementar el espesor del panel nodal, t_p , para aumentar la resistencia de diseño de 622.50 a 2065 kN, como mínimo (esto implica aumentar el espesor 3.3 veces). Es por ello que se adopta como solución el agregado de dos chapas de 12.7mm (1/2 pulg.) de espesor, una a cada lado del alma de la columna, como se muestra en la [Figura 10-20](#). Con esta modificación, la resistencia de diseño, V_d , es:

$$\text{espesor del panel nodal: } t_p = 10 + 2 \cdot 12.7 = 25.4 \text{ mm}$$

$$V_n = V_d = 0.60 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 415 \text{ mm} \cdot 25.4 \text{ mm} = 2203.65 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica}$$

En la [Figura 10-20](#) se indica también la soldadura para las dos placas de refuerzo nodal. En este ejemplo se emplea soldadura de ranura de penetración completa con bisel y uso de respaldo. En la placa de la izquierda se han dibujado los cordones de soldadura (en color rojo), mientras que en la placa de la derecha no se dibujan los cordones ni la placa de respaldo, sino que se emplea la representación técnica usual (según normas de la *American Welding Society*, AWS). Este doble criterio de representación se usa aquí con fines didácticos; en la práctica debe usarse siempre la representación técnica que corresponda para el dibujo de los detalles.

Adicionalmente, se debe verificar el menor espesor de las placas individuales que componen la zona panel, mediante la [Ecuación 4.6](#), con el objeto controlar el pandeo local de las mismas:

$$t = 10 \text{ mm} \leq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$\frac{d_z + w_z}{90} = \frac{(415 - 2 \cdot 16.9) + (318 - 2 \cdot 13.2)}{90} = 7.5 \text{ mm}$$

de modo que se verifica la relación. Es importante notar que en la determinación de la resistencia de diseño interviene el espesor total (suma de los espesores de las placas tres placas), mientras que en la verificación de la [Ecuación 4-6](#), se considera solamente el espesor de la placa más delgada.

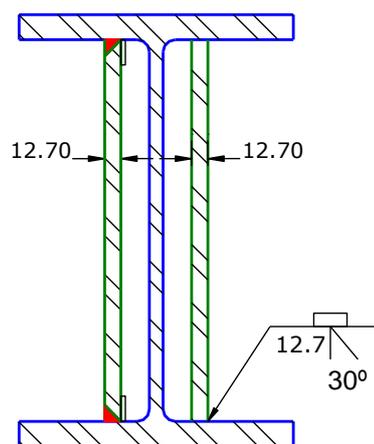


Fig. 10-20. Detalle del refuerzo del panel nodal.

Como se observa en la [Figura 10-20](#), el refuerzo en la zona del panel nodal es importante, dado que se han colocado dos placas adicionales, cada una de las cuales tiene un espesor mayor que el alma del perfil. Es por ello que resulta interesante analizar la alternativa de modificar el criterio de verificación utilizando la [Ecuación 4-5c](#), para lo cual es necesario considerar en el análisis estructural la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal. Esta alternativa complica el análisis pero permite incrementar la resistencia de diseño del panel en un factor igual a (ver [Ecuaciones 4-5 c y d](#)):

$$\left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) = 1 + \frac{3 \cdot 26 \cdot 16.9^2}{318 \cdot 415 \cdot 25.4} = 1.007$$

Este resultado indica que, en este caso, no es conveniente la alternativa indicada porque el incremento de resistencia es despreciable.

10.2.13 Pórtico A: Verificación de la riostra

La riostra BR1 está solicitada a fuerzas axiales de tracción y compresión. La [Figura 10-21](#) muestra el diagrama de fuerzas axiales para distintas combinaciones de carga para estas riostras del primer nivel del pórtico A y se indica las resistencias requeridas a considerar en el diseño.

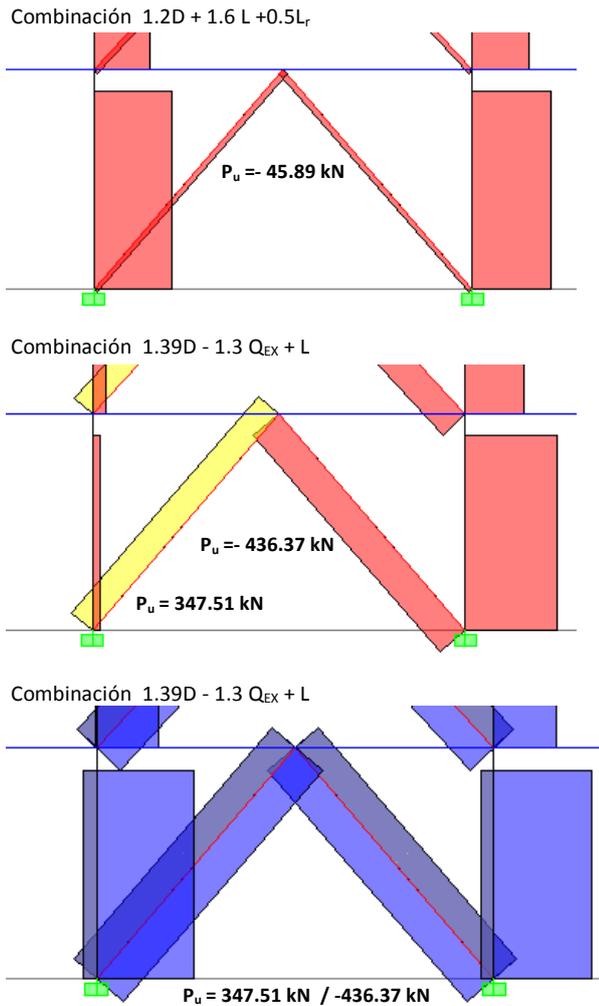


Fig. 10-21. Diagrama de fuerzas axiales en las riostras del primer nivel del pórtico A y valores de resistencia requerida (los valores negativos corresponden a compresión).

a. Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor

Se realiza la clasificación de la sección de la riostra BR1, aplicando la Tabla B4.31a del AISC 360-10:

$$D/t = 150/6.35 = 23.6$$

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 88.0$$

Se verifica que $D/t < \lambda_r \rightarrow$ sección compacta o no compacta.

Además, por tratarse de un pórtico arriostrado especial, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 del AISC 341-10 para miembros con alta ductilidad:

$$D/t = 23.6$$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y} = 30.4$$

Se verifica que $D/t < \lambda_{hd}$

b. Verificación de los estados límites de resistencia

Los miembros sometidos a esfuerzos axiales de compresión y tracción, en general, deben verificar los siguientes estados límites:

- Pandeo flexional (compresión)
- Pandeo flexional o flexo-torsional (compresión)
- Pandeo local (compresión)
- Fluencia en el área bruta (tracción)
- Fluencia en el área neta efectiva (tracción)

Compresión

Se determina la esbeltez de la riostra, considerando en forma conservadora que la longitud de pandeo, L, es la definida en la Figura 10-22 (para realizar la determinación exacta de dicha longitud se debería conocer el detalle de conexión de la riostra, el cual se realiza en una etapa posterior a esta verificación). Además, se considera que la riostra está articulada en ambos extremos, esto implica que el factor de longitud efectiva es $k=1.0$, de modo que:

$$\text{Esbeltez } kL/r = 1.0 \cdot 3968 / 50.8 = 78.1$$

Se verifica la condición $kL/r \leq 200$

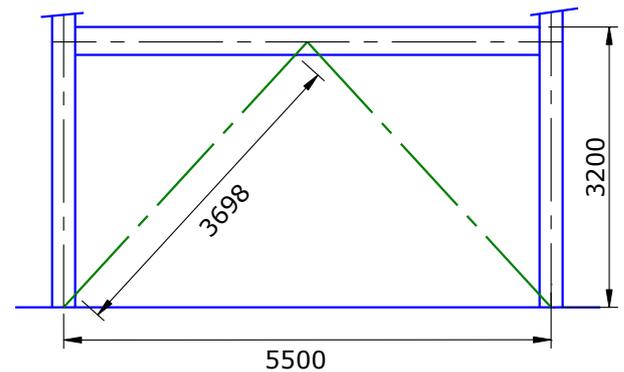


Fig. 10-22. Longitud de la riostra BR1, en el primer nivel del pórtico.

En este caso particular, como se trata de una riostra de sección tubular sin elementos esbeltos, se verifica solamente el estado límite de pandeo flexional (ver Tabla E1.1, AISC 360-10). Para ello se determina la tensión crítica según el siguiente criterio:

Tensión crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{78.1^2} = 323.6 \text{ MPa}$$

La tensión crítica de diseño, F_{cr} , se determina mediante dos ecuaciones según se trate de pandeo elástico o inelástico. En este caso:

$$kL/r = 78.1 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} = 0.658 \frac{250}{323.6} = 180.9 \text{ MPa}$$

Finalmente, la resistencia de diseño se determina como:

$$P_d = \phi_c F_{cr} A_g = 0.90 \cdot 180.9 \text{ MPa} \cdot 2866 \text{ mm}^2 = 466.6 \text{ kN}$$

$$P_d = 466.6 \text{ kN} > P_u = 436.37 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica}$$

Tracción

La verificación a tracción comprende dos estados límites, según se indicó previamente.

Fluencia en el área bruta:

$$P_d = \phi_t F_y A_g = 0.90 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 2866 \text{ mm}^2 = 644.9 \text{ kN}$$

Rotura en el área neta:

En este caso es necesario determinar el área neta efectiva, la que depende de las características de la conexión ubicada en los extremos de la riostra. Es por ello que se adopta el detalle de conexión indicado en la Figura 10-23 (ver los requerimientos y recomendaciones indicados en Sección 5.5.7 Conexiones de las riostras). Como se observa en la figura, el extremo de la riostra presenta un corte en forma de ranura que permite insertarla en la placa nodal. Además, se agregan dos refuerzos en el extremo de la riostra para cumplir la condición de que la sección neta efectiva en la conexión sea al menos igual que la sección bruta de la riostra (ver Figura 10-24). Todos los elementos se conectan entre sí mediante juntas soldadas.

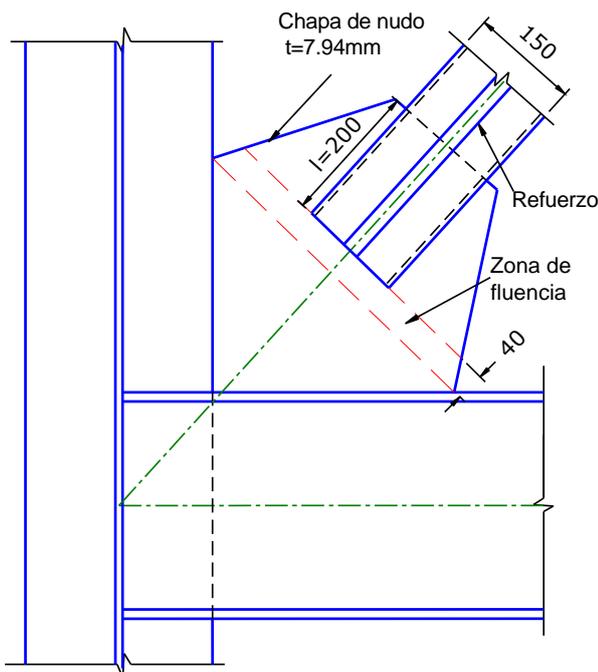


Fig. 10-23. Detalle de conexión en el extremo de la riostra BR1.

El área neta se determina descontando al área bruta el área de la ranura para insertar la chapa nodal y sumando el área de los dos refuerzos (25x3.18 mm):

Factor de retraso por cortante: $U=1.0$

según lo indicado en Tabla D3.1, caso 5, AISC 360-10, considerando que la longitud de los cordones de soldadura $l=200 \text{ mm}$ es mayor que $1.3 D = 195 \text{ mm}$.

Área neta efectiva:

$$A_e = A_n U = 2924 \text{ mm}^2$$

Resistencia de diseño:

$$P_d = \phi_t F_u A_e = 0.90 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 2924 \text{ mm}^2 = 1052.6 \text{ kN}$$

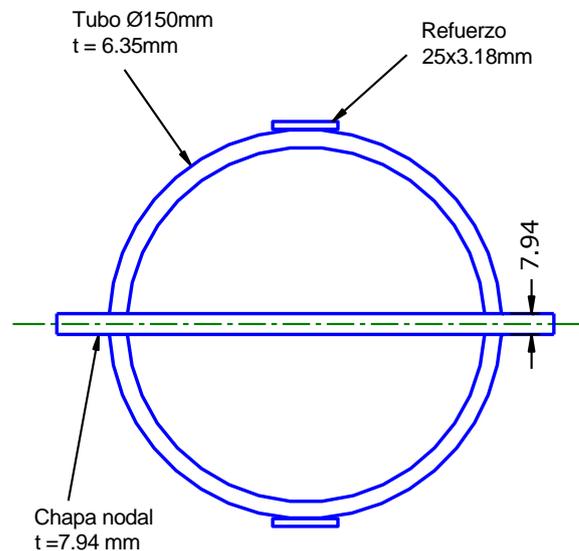


Fig. 10-24. Corte de la riostra para el cálculo de la sección neta.

La comparación de la resistencia de diseño con la requerida indica que:

$$P_d = 644.9 \text{ kN} > P_u = 347.51 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica}$$

Es importante mencionar que la resistencia de diseño a tracción es significativamente mayor que la resistencia a compresión. Sin embargo, no resulta sencillo optimizar el diseño a tracción, por ejemplo disminuyendo la sección de la riostra, dado que ello implicaría también reducir la resistencia de diseño a compresión, la que es ligeramente superior a la resistencia requerida. De modo que no se modifica la sección adoptada inicialmente para la riostra BR1.

10.2.14 Pórtico A: análisis no-lineal

El [AISC 341-10](#) indica, para los pórticos especiales arriostrados concéntricamente, que las solicitaciones de vigas, columnas y conexiones, debe determinarse me-

diante un análisis no-lineal, considerando que las riostras desarrollan su resistencia. Las versiones anteriores requerían una serie de verificaciones simplificadas para tratar de estimar el comportamiento de los restantes miembros estructurales cuando las riostras fluyen o pandean. Sin embargo, en la última edición este criterio se modificó y se incluyó el requerimiento de considerar dos casos:

- Análisis en el que las riostras desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión. La resistencia esperada se calcula considerando la probable sobrerresistencia del material (y sin incluir los factores de resistencia):

Resistencia esperada a tracción: $R_y F_y A_g$

En el caso de la riostra BR1:

$$R_y F_y A_g = 1.5 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 2866 \text{ mm}^2 = 1074.8 \text{ kN}$$

Resistencia esperada a compresión: el menor valor entre $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$, donde F_{cre} es la resistencia crítica considerando la tensión de fluencia esperada del acero, $R_y F_y$.

En el caso de la riostra BR1:

$$R_y F_y A_g = 1074.8 \text{ kN}$$

Esbeltez: $kL/r=78.1$

Tensión crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{78.1^2} = 323.6 \text{ MPa}$$

$$kL/r = 78.1 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{1.5 F_y}} = 108.8$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} F_y = 0.658 \frac{1.5 \cdot 250}{323.6} \cdot 1.5 \cdot 250 = 230.9 \text{ MPa}$$

$$1.14 F_{cre} A_g = 1.14 \cdot 230.9 \text{ MPa} \cdot 2086 \text{ mm}^2 = 754.4 \text{ kN}$$

De modo que se adopta el menor valor: 754.4 MPa

- Análisis en el que las riostras traccionadas desarrollan su resistencia esperada a tracción (como en el caso anterior) y las comprimidas su resistencia esperada de pandeo poscrítico. Esta última se determina como el 30% de la resistencia esperada a compresión.

Resistencia esperada a tracción:

$$R_y F_y A_g = 1074.8 \text{ MPa}$$

Resistencia esperada a pandeo poscrítico:

$$0.30 \cdot 754.4 \text{ MPa} = 226.3 \text{ MPa}$$

Con el mismo criterio se deberían determinar las resistencias esperadas para la riostra BR2 y BR3, ubicadas en los niveles 3 y 4 del pórtico A.

Para implementar los dos análisis requeridos por el reglamento se puede realizar un análisis no lineal de la estructura, por ejemplo utilizando un programa computacional para tal fin. Alternativamente, se puede aplicar la opción más simple que es realizar un análisis plástico de la estructura plana (pórtico A en este caso).

La realización de los análisis plásticos indicados previamente excede de los alcances de este texto, para lo cual puede consultarse la bibliografía específica del tema ([Bruneau et al, 2011](#)) o bien aplicar un programa de análisis estructural con capacidad de considerar el comportamiento no lineal.

10.2.15 Consideraciones finales

En el ejemplo desarrollado se han mostrado algunos aspectos relevantes del diseño sismorresistente de un edificio de acero. El diseño y cálculo completo del mismo requiere cumplir con las especificaciones reglamentarias para todos los miembros, componentes y conexiones de la estructura. Además, se deben definir todas las zonas protegidas y las soldaduras de demanda crítica y realizar el detallado de la estructura completa.

Referencias Bibliográficas

- ACI 318 Committee (2011) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary. Farmington Hills, ML.
- Aguirre, M. y Sanchez, A. R. (1992) "Structural Seismic Damper", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 1158-1171
- AISC, (2006), *Seismic Design Manual*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- AISC, (2010a), ANSI/AISC 341-10, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- AISC, (2010b), ANSI/AISC 360-10, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- AISC (2010c), ANSI/AISC 358-10, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- Alostaz, Y. y Schneider, S. (1996) "Analytical Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 40, pp. 95-127.
- ASCE (2006), *ASCE-SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.
- ASCE (2010) *ASCE/SEI 7-10. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- Balendra, T. T., Sam, M. T., & Liaw, C. Y. (1991). Design of earthquake-resistant steel frames with knee bracing. *Journal Of Constructional Steel Research*, Vol. 18, No 3, pp. 193-208.
- Balendra, T. T., Lim, E. L., & Lee, S. L. (1994). Ductile knee braced frames with shear yielding knee for seismic resistant structures. *Engineering Structures*, Vol 16, No 4, pp. 263-269.
- Basha, S. H. y Goel, S. C., (1994), *Seismic Resistant Truss Moment Frame with Ductile Vierendeel Segment*, Research Report UMCEE 94-29, Univerisity of Michigan.
- 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.
- 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.
- Biddah, A. y Heidebrecht, A. C. (1998), "Seismic Performance of Moment-Resistent Steel Frames Designed for Different Levels of Seismic Hazards" *Earthquake Spectra*, Vol. 14 , No. 4 , pp. 597-627.
- 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, Univerisity 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.
- Broderick, B.M., Goggins, J.M. y Elghazouli, A.Y. (2005) "Cyclic performance of steel and composite bracing members". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 493-514.
- Bruneau, M., Uang, C. M. y Whittaker, A. (1998), *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill.
- Bruneau, M., Uang, C. M. y Sabelli, R. (2011), *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill, 2da Ed.
- 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.
- Chao, S. H. y Goel, S. C. (2006) "Performance-Based Seismic Design of Special Truss Moment Frames". *4th International Conference on Earthquake Engineering*. Taipei, Taiwan. Paper No 226.
- 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.
- Cheng, C. T. y Chen, C. C. (2005) "Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections" *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 587-606
- Cheng, C. T., Chan, C. F. y Chung, L. L. (2007) "Seismic behavior of steel beams and CFT column moment-resisting connections with floor slabs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 1479-1493.
- Chopra, A. (2012) *Dynamics of Structures of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineer*, 4ta Edición. 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. (2010) *Dynamics of Structures*, 2da Edición, Mc Graw Hill Inc.
- Cordova, P. P. y Hamburger, R. O. (2011) "Steel Connections: Proprietary or Public Domain?", *Modern Steel Construction*. Octubre, <http://www.modernsteel.com>.
- Deierlein, G. y Noguchi, H. (2000) "Research on RC/SRC Column Systems", 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Paper 2621.
- Denavit, S.M y Hajjar, J. F. (2012) "Nonlinear Seismic Analysis of Circular Concrete-Filled Steel Tube Members and Frames". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 138, No. 9, pp. 1089–1098.
- EERI (1994), *Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Elremaily, A. y Azizinamini, A. (2001) "Experimental behavior of steel beam to CFT column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp. 1099–1119.
- Fahnestock, L. A., Ricles, J. M. y Sause, R. (2007) "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 133, No. 9, pp 1205-1214.
- Fehling, E., Pauli, W. y Bouwkamp, J. G. (1992) "Use of vertical shear-links in eccentrically braced frames" *Ten World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, pp. 4475-4479.
- 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.
- FEMA (2009), *FEMA P-420, Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- Fu, X., Fell, B. V., Kanvinde, A. M. y Myers, A. T. (2007) "Experimental and Analytical Investigations of Net Section Fracture in Brace-Gusset Plate Connections", *Structures Congress: New Horizons and Better Practices*, ASCE.
- 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 Willey & Sons.
- Ghobarah, A. (2001), "Performance-based design in earthquake engineering: state of development". *Engineering Structures*, vol. 23, pp. 878–884.
- Goel, S. C., Rai, d. C. y Basha, S. H. (1998), *Special Truss Moment Frame. Design Guide*, Research Report UMCEE 98-44, University of Michigan.
- Griffis, L. G. (1992), *Steel Design Guide 6. Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*. , American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- 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.
- Huber, G. (2001) "Semi-Continuous Beam-to-Column Joints at the Millennium Tower in Vienna, Austria", *Steel & Composite Structures*, Vol. 1, No.2, pp 159-170.
- INPRES-CIRSOC (2000), *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes. INPRES - CIRSOC 103, Parte IV: Construcciones de acero*.
- Jirsa, J. (Editor), (1996), "Theme Issue: Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 4, pp. 645-942.
- 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.
- Kelly, J. M. y Konstantinidis, D. A. (2011) *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation*. John Wilwy & Sons.
- Khatib, I.F., Mahin, S.A., and Pister, K.S. (1988), *Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames*. Report No. UCB/EERC-88/01. Berkeley, University of California.
- 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.
- Leelataviwat, S. Suksan, B., Srechai, J. y Warnitchai, P. (2011). "Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames." *Journal of Structural Engineering*, ASCE., Vol. 137, No 5, pp. 579-588.
- Lehmkuhl, E. (2002) "Renaissance - A composite coupled shear wall system" *Proceedings of the 2002 SEAOC Convention*.
- Lehman, D. E., Roeder, C. W., Herman, D., Johnson, S. y Kotulka, B. (2008) "Improved Seismic Performance of Gusset Plate Connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No6, pp 890-901.
- Leon, R. T., y Yang, C. S., (2003) "Special inverted-V-braced frames with suspended zipper struts", *International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction*, IWSCCC, National Center for Research on Earthquake, Taipei, Taiwan.
- Leyendecker, E. V., Hunt, R. J., Frankel, A. D. y Rukstales, K. S. (2000), "Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps", *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 1, pp. 21-40.
- Liang, Z., Lee, G. C., Dargush, G. F. y Song, J. (2012) *Structural Damping. Applications in Seismic Response Modification*. CRC Press
- Liao, F. Y., Han, L. H. y Tao, Z. (2014) "Behaviour of composite joints with concrete encased CFST columns under cyclic loading: Experiments", *Engineering Structures*, Vol. 59, pp.745-764.
- 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.
- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O. y Hooper, J. D. (2007), "Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States", SEAOC 2007 Convention Proceedings.
- Martínez-Rueda, J. E. (2002) "On the Evolution of Energy Dissipation Devices for Seismic Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 18, pp. 309-346.
- Mazzolani, F.M. (2008) "Innovative metal systems for seismic upgrading of RC structures". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 882-895.
- McCormac, J. C. (2002), *Diseño de Estructuras de Acero: Método LRFD*, Alfaomega Grupo Editor.
- McCormac, J. C. y Csernak, S. F. (2012), *Structural Steel Design*, Prentice Hall.
- McGuire, R. K. (2004), *Seismic Hazard and Risk Analysis*, Earthquake Engineering Research Institute, MNO-10.
- Midorikawa, M., Nishiyama, I, Tada, M. y Terada, T. (2012) "Earthquake and Tsunami Damage on Steel Buildings Caused by the 2011 Tohoku Japan Earthquake", *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, Tokyo, Japan
- Miller, D. K. (2006), *Steel Design Guide 21: Welded Connections-A Prime for Engineers*. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- Miranda, E. y Bertero, V. V. (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, pp. 357-379.
- Moehle, J. P. (1992) Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. *Earthquake Spectra*. Vol. 8, No. 3, pp. 403-428.
- Moehle, J.P. (2000), "State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US," *US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures*.
- 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., Chicago, IL.
- Naeim, F. y Kelly, J. M. (1999) *Design of Seismic Isolated Structures*. John Wiley & Sons.
- Naeim, F. (2001), *Seismic Design Handbook, Chapter 9. Seismic Design of Steel Structures* Kluwer Academic Publisher, USA.
- Nethercot, D. A. (2003) *Composite Construction*. Spon Press.
- Nishiyama, I., Kuramoto, H. y Noguchi, H. (2004) "Guidelines: Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel Buildings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, pp.336-342.
- NZSEE (2006), *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. Prioritisation Initial Evaluation Detailed Assessment Improvement Measures, Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings*, New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc.
- 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. y Crisafulli, F. (2007) "Consideraciones numérico – experimentales para el diseño de barras de pandeo restringido", *Quinta Reunión Latinoamericana de Usuarios de ABAQUS*, Córdoba, Argentina.
- 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.
- Parra-Montesinos, G.J., Liang, X. y Wight, J.K. (2003) "Towards deformation-based capacity design of RCS beam-column connections", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp.681–690.
- Paulay, T. y Priestley, M. N. J. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Willy and Sons, Inc.
- PEER (2010), Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. Report No. 2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- 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.
- Popov, E. P., Yang, T. S. y Grigorian, C. E. (1993) "New Directions in Structural Seismic Designs", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, pp. 845-875.
- Powell, G. H (2010) Modeling for Structural Analysis. Behavior and Basics. Computers and Structures, Inc, Berkeley, USA.
- Priestley, M. J. N., (2000, "Performance Based Seismic Design" *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, Paper No. 2831.
- 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. (1997a), "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. (1997b), "Seismic Behavior and Deterministic Design Procedures for Steel V-Braced Frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, pp. 335-355.
- Ricles, J. M., Peng, S. W. y Lu, L. W. (2004) "Seismic Behavior of Composite Concrete Filled Steel Tube Column-Wide Flange Beam Moment Connections" *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 2, pp 223-232.
- 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., Chigaco, IL.
- Salmon, C. G., Johnson, J. E. y Malhas, F. A (2008), *Steel Structures: Design and Behavior*, Prentice Hall.
- SEAOC (1995), Vision 2000, Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework. Structural Engineers Association of California.
- Shin, K. J., Kim, Y. J., Oh, Y. S. y Moon, T. S. (2004) "Behavior of welded CFT column to H-beam connections with external stiffeners", *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 1877–1887.
- 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.
- Soong, T. T. y Spencer, B. F. (2000) "Active, Semi-Active and Hybrid Control of Structures", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper 2834.
- Spacone, E. y El-Tawil, S (2004) "Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art" *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 130, No 2, pp.159-168.
- Stoakes, C. D. y Fahnestock, L. A. (2010) "Flexural Behavior of Concentrically-Braced Frame Beam-Column Connections", *2010 Structures Congress*, ASCE.
- Tanabashi, R., Naneta, K. y Ishida, T. (1974), "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage," *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.
- Taranath, B. S. (1998) *Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction*. CRC Press.
- Thornton, W. A. y Muir, L. S. (2008) "Vertical Bracing Connections in the Seismic Regime", *Sixth In-*

ternational Workshop pm Connections in Steel Structures, AISC.

- Torroja.Miret, E. (2000) Razón y ser de los tipos estructurales. CSIC, 403 pág.
- 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 Nanbu 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.
- Tremblay, R., Haddad, M., Martinez, G., Richard, J. y Moffatt, K. (2008), "Inelastic Cyclic Testing of Large Size Steel Bracing Members", *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- 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.
- Uang, C. M. y Bertero, V. V. (1988) "Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design", *Report UBC 88-18*, University of California at Berkeley.
- Veletsos, A. S. y Newmark, N. M. (1960), "Effects of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Ground Motion", *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Japón, Vol. II, pp 895-912.
- Veletsos, A. S., Newmark, N. M. y Chelepati, C. V. (1965), "Deformation Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions", *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, Vol. 2, pp 663-680.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2006), "Factores de Reducción de Respuesta. Estado del Arte y Estudio Comparativo de Códigos", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 11, No. 1, pp. 77-106.
- Vian, D. y Bruneau, M. (2004), "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls". *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 978.
- Vian, D., Bruneau, M. y Purba, R. (2009a) "Special Perforated Steel Plate Shear Walls with Reduced Beam Section Anchor Beams. I: Experimental Investigation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 135, pp.211-220.
- Vian, D., Bruneau, M. y Purba, R. (2009b) "Special Perforated Steel Plate Shear Walls with Reduced Beam Section Anchor Beams. II: Analysis and Design Recommendations", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 135, pp.221-228.
- Viest, I. M., Colaco, J. P. , Furlong, R. W., Griffis L. G., Leon, R. T. y Wyllie, L. A. (1997), *Composite Construction Design for Buildings*, McGraw-Hill Professional.
- Vinnakota, S. (2006), *Estructuras de acero: comportamiento y LRF*, 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.
- Wexler, N. Lin, F. B. (2001) *Steel Design Guide 14: Staggered Truss Framing Systems*. American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- Wilson, E. L. (2010), *Static & Dynamic Analysis of Structures*, 4ta Edición. Computers and Structures, Inc, Berkeley, USA.
- Yang, C. S., Leon, R. T. y Des Roches, R. (2010) "Cyclic Behavior of Zipper-Braced Frames". *Earthquake Spectra*, Volume 26, No. 2, pp 561-582.
- Yura, J. A. (2001) "Fundamentals of Beam Bracing", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No 1, 1st Quarter, pp. 11-26.
- Ziemian, R. D. (2010), *Stability Design Criteria for Metal Structures*, John Wiley & Sons, 6ta Ed.