

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO

5° EDICIÓN (2018)

FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI
INGENIERO CIVIL, PH.D.
PROFESOR DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL,
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO,
MENDOZA, ARGENTINA



ASOCIACIÓN
LATINOAMERICANA
DEL ACERO

Marzo, 2018

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.

En el año 2014 se presentó la cuarta edición, en la que se ha agregó 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 incluyó un capítulo completo sobre comportamiento de los distintos tipos de estructuras de acero. Además, se ampliaron los contenidos relacionados con los siguientes temas: diseño por desempeño, conexiones columna-base, empalmes, riostras con tubos llenos de hormigón, pórticos arriostrados excéntricamente con enlaces verticales, muros acoplados, conexiones para pórticos compuestos etc.

Ahora se presenta la quinta edición, en la cual las principales modificaciones se relacionan con la nueva versión del reglamento ANSI/AISC 341-16, *Seismic*

Provisions for Structural Steel Buildings. Se han considerado también los cambios más significativos introducidos en los reglamentos ANSI/AISC 360-16, *Specification for Structural Steel Buildings* y ASCE/SEI 7-16, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, dado que éstos se vinculan directamente con el primero. Adicionalmente, se han ampliado los conceptos básicos de diseño sismorresistente y cálculo estructural que se presentan en los Capítulos 1 y 2.

Entre los temas principales incluidos en la quinta edición se destacan el método de análisis directo (*direct analysis method*) para considerar efectos de no linealidad geométrica e imperfecciones y los conceptos del diseño por capacidad que se incorporan de forma explícita en el análisis para determinar la resistencia requerida de los miembros y componentes estructurales que se mantienen en rango elástico. Es así que se definen para los distintos tipos estructurales las acciones sísmicas limitadas por capacidad, E_{cl} . Otros aspectos importantes son la actualización general de los requerimientos de diseño para los distintos tipos estructurales y la presentación de los nuevos requerimientos de diseño específicos para los pórticos arriostrados multipanel (*multi-tiered braced frames, MTBF*). Se ha actualizado, también, la descripción de las conexiones precalificadas definidas en el reglamento ANSI/AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

En cuanto al formato del documento, se emplean 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, destaco el constante apoyo de sus directores Guillermo Moreno y Rafael Rubio, y muy especialmente de Alberto Pose, para el desarrollo del trabajo.

El aporte de opiniones, sugerencias y comentarios recibidos de profesionales, profesores y estudiantes de ingeniería de Latinoamérica es muy bienvenido y sin duda a contribuido a mejorar la claridad del texto. A partir de estos aportes se han 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, marzo de 2018

Índice

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

Prefacio	2
Índice	4
Notación	8
Introducción.....	11
1.1 OBJETIVO, ALCANCES Y ORGANIZACIÓN DEL TEXTO.....	11
1.2 NOTACIÓN Y DENOMINACIONES 11	
1.3 MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD	13
1.3.1 Aspectos generales	13
1.3.2 Diseño para estados límites últimos ...	13
1.3.3 Diseño por condiciones de servicio	16
1.4 RIESGO SÍSMICO E INGENIERÍA SISMORRESISTENTE.....	16
1.5 ESTRUCTURAS DÚCTILES DE ACERO	17
1.5.1 El acero como material estructural	17
1.5.2 Factores que pueden afectar la ductilidad	19
1.5.3 Aspectos generales del comportamiento estructural. Problemas de inestabilidad	21
1.5.4 Clasificación de secciones para pandeo local	22
1.5.5 Clasificación de secciones para estructuras sismorresistentes	24
1.6 EFECTOS NO LINEALES	24
1.6.1 Descripción general	25
1.6.2 No linealidad geométrica – Análisis P- Delta	25
1.6.3 Método de análisis directo	26
1.7 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO	27
1.8 ESTRUCTURAS CON SECCIONES COMPUESTAS.....	31
1.8.1 Aspectos generales	31
1.8.2 Conectores de corte	31
1.8.3 Tipos de miembros compuestos	32
1.8.4 Miembros embebidos	32
1.8.5 Miembros rellenos	33
1.8.6 Vigas compuestas	33
1.8.7 Losas compuestas	34
1.8.8 Evaluación de la resistencia de secciones compuestas	35
Aspectos generales del diseño sismorresistente	38
2.1 INTRODUCCIÓN.....	38
2.2 MÉTODOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	38
2.2.1 Aspectos generales	38
2.2.2 Conceptos básicos: rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía	39
2.3 DISEÑO POR CAPACIDAD	41
2.4 DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO 42	
2.5 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SEGÚN NORMATIVA ASCE/SEI 7.....	45
2.6 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA PARA DISEÑO	46
2.6.1 Espectros de respuesta	47
2.6.2 Espectros de diseño.....	47
2.6.3 Acción vertical del sismo.....	49
2.6.4 Factor de modificación de respuesta R 49	
2.6.5 Factor de amplificación de desplazamientos C_d	53
2.6.6 Tabla de factores R , Ω_o y C_d	53
2.6.7 Acciones sísmicas para el diseño por capacidad	54
2.7 DESPLAZAMIENTO LATERAL Y DISTORSIÓN DE PISO.....	55
2.8 ESTADOS DE CARGA Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	56
2.8.1 Factor de redundancia	56
2.8.2 Combinaciones de carga con acción sísmica	57
2.8.3 Métodos de análisis.....	57
2.9 TÉCNICAS AVANZADAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	58
2.9.1 Sistemas de protección sísmica.....	58
2.9.2 Disipadores de energía.....	61
2.10 REHABILITACIÓN SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES	62
2.10.1 Aspectos generales.....	62
2.10.2 Estrategias de rehabilitación	63
2.10.3 Rehabilitación de estructuras de acero	64
Sistemas estructurales para construcciones de acero y construcciones compuestas	66
3.1 TIPOS ESTRUCTURALES USUALES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO	66
3.1.1 Introducción	66
3.1.2 Pórticos no arriostrados	67
3.1.3 Pórticos arriostrados concéntricamente 69	
3.1.4 Pórticos arriostrados excéntricamente	71
3.1.5 Sistemas de columnas en voladizo.....	73
3.1.6 Pórticos con riostras de pandeo restringido	73
3.1.7 Muros de corte con placas de acero	74
3.2 OTROS TIPOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES	76
3.2.1 Sistemas duales	76
3.2.2 Pórticos a momento con riostras de esquina	76

3.2.3	Pórticos arriostrados con enlace de esquina	77	4.5	COMPARACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	108
3.2.4	Pórticos arriostrados con estabilizadores	77	4.6	CONEXIONES VIGA-COLUMNA	108
3.2.5	Sistema estructural de reticulados escalonados.....	79	4.6.1	Aspectos generales.....	108
3.3	ESTRUCTURAS CON MIEMBROS COMPUESTOS.....	81	4.6.2	Conexiones precalificadas ANSI/AISC 358	110
3.4	SISTEMAS SISMORRESISTENTES	84	4.6.3	Conexión “viga reducida” (RBS).....	111
3.4.1	Componentes o planos verticales – Configuración espacial	84	4.6.4	Conexión con placa de extremo extendida apernada no rigidizada y rigidizada (BUEEP, BSEEP).....	111
3.4.2	Diafragmas horizontales	85	4.6.5	Conexión con placa apernada al ala (BFP)	112
3.4.3	Conexiones para estructuras de acero.	86	4.6.6	Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W	112
3.4.4	Conexiones para estructuras compuestas	86	4.6.7	Conexión “Kaiser” apernada (KBB).	113
3.5	REQUERIMIENTOS GENERALES PARA SISTEMAS SISMORRESISTENTES....	88	4.6.8	Conexión “ConXtech ConXL”	113
3.5.1	Zonas protegidas.....	88	4.6.9	Conexión “SidePlate”	114
3.5.2	Tipos de soldaduras. Soldaduras de demanda crítica.....	88	4.6.10	Otras conexiones precalificadas.....	114
3.5.3	"Área-k".....	89	4.6.11	Otras conexiones	114
3.5.4	Arriostramientos para estabilidad de vigas	89	Pórticos arriostrados concéntricamente	117	
3.5.5	Empalme de columnas	92	5.1	INTRODUCCIÓN	117
3.5.6	Conexiones de base de columna	93	5.2	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS	117
Pórticos no arriostrados	97	5.2.1	Respuesta cíclica	117	
4.1	INTRODUCCIÓN	97	5.2.2	Factores que afectan la respuesta	119
4.1.1	Comportamiento estructural	97	5.2.3	Riostras tubulares llenas de hormigón	121
4.1.2	Conexiones viga-columna. Conexiones precalificadas	98	5.3	CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS RIOSTRAS	122
4.1.3	Análisis estructural y resistencia requerida en columnas	99	5.3.1	Criterios estructurales	122
4.2	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES	99	5.3.2	Pórticos arriostrados en V y V invertida	122
4.2.1	Aspectos generales y análisis	99	5.3.3	Pórticos arriostrados en V o V invertida con columna <i>zipper</i>	124
4.2.2	Conexiones viga-columna	100	5.3.4	Pórticos arriostrados en K	125
4.2.3	Placas de continuidad	101	5.3.5	Pórticos arriostrados multipanel	126
4.2.4	Panel nodal	101	5.3.6	Pórticos arriostrados con tensores en X	129
4.2.5	Requerimientos para vigas y columnas.		5.4	DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS	129
Relación anchura-espesor	105	5.4.1	Mecanismo plástico	129	
4.2.6	Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas	105	5.4.2	Diseño de conexiones	130
4.2.7	Restricción lateral en conexiones	106	5.5	PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	131
4.2.8	Restricción lateral en vigas	106	5.5.1	Objetivo general del diseño	131
4.3	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS	106	5.5.2	Ánalysis	131
4.3.1	Aspectos generales	106	5.5.3	Riostras	132
4.3.2	Conexiones viga-columna	106	5.5.4	Configuración de las riostras	133
4.3.3	Placas de continuidad	107	5.5.5	Relación anchura-espesor	133
4.3.4	Panel nodal	107	5.5.6	Conexiones viga-columna	133
4.3.5	Relación anchura-espesor para vigas y columnas 107		5.5.7	Conexiones de las riostras	134
4.3.6	Restricción lateral en vigas	107	5.5.8	Requerimientos especiales para arriostramientos en V y V invertida	137
4.4	PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS	107	5.5.9	Arriostramientos multipanel	137
4.4.1	Aspectos generales	107	5.5.10	Arriostramientos en K y arriostramientos con tensores	137
4.4.2	Conexiones viga-columna	107	5.5.11	Sistemas duales	137

5.6 PÓRTICOS ORDINARIOS	
ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	138
5.6.1 Criterios de diseño	138
5.6.2 Arriostramientos multipanel	138
5.7 UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍMSICA	138
Pórticos arriostrados excéntricamente	140
6.1 INTRODUCCIÓN.....	140
6.2 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES.....	140
6.2.1 Configuración geométrica	140
6.2.2 Rigidez lateral.....	141
6.2.3 Comportamiento estructural del enlace	142
6.2.4 Resistencia del enlace	145
6.2.5 Deformación inelástica del enlace	145
6.2.6 Resistencia lateral del pórtico.....	146
6.2.7 Comparación entre enlaces cortos y largos	147
6.3 DETALLE DEL ENLACE Y CONEXIONES.....	147
6.3.1 Aspectos generales	147
6.3.2 Rigidizadores	148
6.4 DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE ...	149
6.4.1 Aspectos generales	149
6.4.2 Análisis	149
6.4.3 Enlaces.....	150
6.4.4 Relaciones anchura-espesor.....	150
6.4.5 Conexiones	150
6.4.6 Sistemas duales.....	150
6.5 UTILIZACIÓN DE RIOSTRAS EXCÉNTRICAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍMSICA.....	150
Pórticos con riestras de pandeo restringido	152
7.1 ASPECTOS GENERALES.....	152
7.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO	153
7.3 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO....	155
7.4 DISEÑO DE PÓRTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO....	157
7.4.1 Aspectos generales	157
7.4.2 Criterios de diseño y resistencia de las riestras de pandeo restringido.....	157
7.4.3 Análisis	158
7.4.4 Disposición de las riestras	158
7.4.5 Pórticos arriostrados multipanel	159
7.4.6 Conexiones	159
7.5 APLICACIÓN A LA REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.....	159
Muros de corte con placas de acero.....	160
8.1 ASPECTOS GENERALES.....	160
8.1.1 Descripción del sistema	160
8.1.2 Tipos de muros de corte con placas de acero	161
8.1.3 Configuraciones de los muros	162
8.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	163
8.2.1 Muros aislados	163
8.2.2 Muros acoplados	164
8.3 ANALISIS ESTRUCTURAL.....	167
8.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO ESPECIALES	170
8.4.1 Aspectos generales.....	170
8.4.2 Análisis	170
8.4.3 Elementos de borde.....	170
8.4.4 Placa de alma	171
8.4.5 Zonas protegidas	171
8.4.6 Conexiones	171
8.4.7 Placas de acero perforadas	171
8.4.8 Placas de acero con perforaciones de esquina reforzadas	171
8.5 OTROS TIPOS DE MUROS CON PLACAS DE ACERO	172
8.6 APLICACIÓN A LA REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL	172
Estructuras con secciones compuestas.....	174
9.1 INTRODUCCIÓN	174
9.2 PÓRTICOS COMPUESTOS NO ARRIOSTRADOS.....	174
9.2.1 Tipos de pórticos.....	174
9.2.2 Pórticos compuestos no arriostrados ordinarios	174
9.2.3 Pórticos compuestos no arriostrados intermedios	175
9.2.4 Pórticos compuestos no arriostrados especiales	175
9.2.5 Conexiones para pórticos compuestos	176
9.2.6 Pórticos compuestos parcialmente restringidos	178
9.3 PÓRTICOS COMPUESTOS ARRIOSTRADOS.....	179
9.3.1 Tipos de pórticos.....	179
9.3.2 Pórticos compuestos ordinarios arriostrados	179
9.3.3 Pórticos compuestos especiales arriostrados concéntricamente	179
9.3.4 Conexiones para pórticos compuestos arriostrados	180
9.3.5 Pórticos compuestos arriostrados excéntricamente	180
9.4 MUROS DE CORTE COMPUESTOS	181
9.4.1 Tipos de muros.....	181
9.4.2 Muros de corte compuestos ordinarios, C-OSW	183
9.4.3 Muros de corte compuestos especiales, C-SSW	185
9.4.4 Muros compuesto con placas de acero, C-PSW/CE y C-PSW/CF	186
Ejemplo de aplicación: Diseño y cálculo de un edificio	188
10.1 INTRODUCCIÓN	188

10.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN	188
10.2.1	Descripción del edificio.....	188
10.2.2	Determinación de cargas	192
10.2.3	Combinaciones de carga.....	193
10.2.4	Análisis estructural	193
10.2.5	Verificación de las distorsiones de piso 195	
10.2.6	Modificación de la estructura del edificio 195	
10.2.7	Análisis estructural y verificación de las distorsiones de piso de la estructura modificada 196	
10.2.8	Verificación de miembros estructurales y del sistema	197
10.2.9	Pórtico 1: Verificación de la viga.....	198
10.2.10	Pórtico 1: Verificación de la columna 200	
10.2.11	Pórtico 1: Relación de la resistencia flexional de columnas y vigas	201
10.2.12	Pórtico 1: Verificación del panel nodal 203	
10.2.13	Pórtico A: Verificación de la ristra.204	
10.2.14	Pórtico A: Acciones sísmicas limitadas por capacidad.....	206
10.2.15	Consideraciones finales	207
	Referencias Bibliográficas.....	208

Notación

A_g	área bruta de la sección	I_b	momento de inercia de viga
A_s	área de refuerzo transversal en secciones compuestas	I_c	momento de inercia de columna
A_{sp}	área de las placas de acero de un muro compuesto	K	factor de longitud de pandeo efectiva, o rigidez axial
A_w	área del ala	K_c	rigidez axial de la conexión de una ristra
a	separación máxima entre rigidizadores de enlace	K_n	rigidez axial del núcleo de un ristra
b	anchura de un elemento de la sección	K_e	rigidez axial de la zona de transición de una ristra
b_{bf}	anchura del ala de la viga	L	sobrecarga de uso, o longitud de un miembro, o longitud de pandeo
b_{cf}	anchura del ala de la columna		separación entre eje de muros acoplados
b_f	anchura del ala	L_{br}	longitud no arriostrada lateralmente
b_{wc}	anchura de la sección compuesta de hormigón	L_{cf}	distancia libre entre elementos de borde vertical o longitud libre de viga.
C	fuerza axial de compresión en la base de muros acoplados	L_h	distancia entre rótulas plásticas en la viga.
C_d	factor de amplificación de desplazamientos	L_r	sobrecarga en cubiertas
C_{pr}	factor para determinar máximo momento probable en una rótula plástica	M_n	momento nominal
D	cargas de peso propio de la estructura y otros elementos, o diámetro de perforaciones	M_p	momento plástico
d_b	altura total de una viga	M_{pr}	momento máximo momento probable en una rótula plástica
d_c	altura total de una columna, o altura de la sección compuesta de hormigón	$M_{p,exp}$	momento flector esperado de la viga compuesta
d_z	anchura del panel nodal	M_v	momento de vuelco
E	acción del sismo	M_w	magnitud momento
E_{cl}	acción sísmica limitada por capacidad	M_1, M_2	momento flector en la base de muros acoplados
E_{mh}	acción sísmica con sobrerresistencia	N_f	número de ciclos de deformación en ensayos de fatiga
F	carga debida a fluidos, o fuerza lateral	n	parámetro adimensional del modelo de Bouc-Wen
F_a	coeficiente de sitio	P	carga vertical
F_E	resistencia lateral ante acciones sísmicas	P_{ac}	resistencia ajustada a compresión
F_u	resistencia a tracción mínima especificada para el acero	P_{at}	resistencia ajustada a tracción
F_v	coeficiente de sitio	P_{br}	resistencia requerida para arriostramiento lateral puntual
F_y	tensión mínima especificada de fluencia para el acero	P_c	carga axial de compresión
F_{ysr}	tensión mínima de fluencia del refuerzo transversal	P_E	carga crítica de Euler
f_c	resistencia a compresión del hormigón	P_r	carga axial requerida
GA	grado de acoplamiento	P_{uc}	resistencia requerida a compresión
g	longitud libre de una viga de acople	P_{ysc}	resistencia a tracción del núcleo de acero
H	carga debida al empuje lateral de suelos, del agua en el suelo o de otros materiales a granel	P_t	carga axial de tracción
h	altura de piso, o altura del alma, sin considerar el espesor de las alas.	P_y	carga axial de fluencia
h_o	distancia entre baricentro de las alas	p_a	probabilidad anual de excedencia
I_b	momento de inercia de la viga	p_t	probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo t
		Q	factor de reducción para secciones esbeltas comprimidas
		R	carga por lluvia, o

R_a	factor de modificación de respuesta resistencia requerida, método ASD	Z_e	módulo plástico efectivo en la zona de rótula plástica.
R_d	resistencia de diseño	$z(t)$	función histerética adimensional
R_n	resistencia nominal	α	ángulo de inclinación, o ángulo de las bandas de tracción, o parámetro adimensional del modelo de Bouc-Wen
R_t	relación entre la resistencia a tracción esperada y la resistencia a tracción mínima especificada, F_u	α_c	factor de reducción para pandeo poscrítico
R_u	resistencia requerida, método LRFD	α_s	factor que depende del método empleado, LRFD o ASD.
R_y	relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia especificada, F_y	β	factor de ajuste por resistencia a compresión
R_μ	factor de reducción por ductilidad	β_{br}	rigidez requerida en arriostramientos
r	radio de giro	β_w	parámetro adimensional del modelo de Bouc-Wen
S	carga de nieve o hielo	γ_w	parámetro adimensional del modelo de Bouc-Wen
S_{diag}	distancia más corta entre centros de perforaciones	Δ	desplazamiento lateral de un nivel, o desplazamiento de transversal de un miembro
S_{DS}	aceleración espectral de diseño para $T=0.2s$	Δ_E	desplazamiento lateral elástico (en general) o desplazamiento elástico originado por V_D
S_{D1}	aceleración espectral de diseño para $T=1.0s$	Δ_{max}	desplazamiento máximo
S_s	aceleración espectral MCE para $T=0.2s$	Δ_s	desplazamiento lateral de diseño
S_1	aceleración espectral MCE para $T=1.0s$	Δ_u	desplazamiento lateral último
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	Δ_Y	desplazamiento lateral de fluencia, o desplazamiento axial de fluencia
	fuerza axial de tracción en la base de muros acoplados	δ	desplazamiento interno respecto a la cuerda de un miembro estructural, o desplazamiento axial.
T_L	periodo de transición para periodos largos	$\delta(t)$	desplazamiento axial en un instante t
T_R	periodo de retorno	ε	deformación específica
t	espesor de un elemento, o intervalo de tiempo	ε_a	amplitud de deformación
t_{bf}	espesor del ala de la viga	λ	factor de carga
t_{cf}	espesor del ala de la columna	λ_{hd}	relación anchura-espesor límite para miembros con alta ductilidad
t_{ef}	espesor efectivo de una placa	λ_{md}	relación anchura-espesor límite para miembros con moderada ductilidad
t_p	espesor total del panel nodal	λ_d, λ_r	relaciones anchura-espesor límites para la clasificación de secciones
t_w	espesor del alma	μ	ductilidad
V	corte en un nivel	θ	índice de estabilidad, o distorsión horizontal de piso
V_{br}	resistencia requerida para arriostramiento lateral de panel	ρ	factor de redundancia
V_D	corte basal de diseño	ξ	factor de amortiguamiento
V_E	corte basal elástico	ϕ	factor de resistencia
V_n	resistencia a corte esperada	ϕ_c	factor de resistencia a compresión
V_y	corte basal de fluencia o resistencia lateral de la estructura	ϕ_t	factor de resistencia a tracción
W	carga de viento	ϕ_v	factor de resistencia a corte
w_z	altura del panel nodal	σ	tensión
Y_{con}	distancia desde la parte superior de la viga de acero a la parte superior del hormigón		
Y_{PNA}	distancia desde la fibra de hormigón más comprimido hasta el eje neutro		
Z	módulo plástico de una sección		

Ω	factor de seguridad	Ω_s	factor de sobrerresistencia del sistema
Ω_D	factor de sobrerresistencia de diseño	ω	factor de ajuste por endurecimiento de deformación
Ω_M	factor de sobrerresistencia debida al material		
Ω_o	factor de sobrerresistencia		

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 excéntricamente. 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* \(AISC 2016a\)](#), 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. Este reglamento, junto con los restantes editados por AISC, puede descargarse gratuitamente de la siguiente página web:

<https://www.aisc.org/publications/steel-standards/>

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. \(2008\)*](#), [*Vinakota \(2006\)*](#). 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* \(AISC, 2016b\)](#) 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 nociónes 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 concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente. 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 [Pórticos con riostras de pandeo restringido](#)

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 concéntricamente.

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 NOTACIÓN Y DENOMINACIONES

La notación es el conjunto de símbolos (lenguaje simbólico formal) que convencionalmente se emplea para representar distintas variables, coeficientes, factores, etc. Si bien es importante hacer énfasis en los conceptos, métodos y procedimientos, una notación unificada es una herramienta que facilita la comprensión, especialmente para los que comienzan a estudiar el tema. Lamentablemente no existe esta notificación unificada en la mayoría de las áreas de la ingeniería y particularmente en el campo del diseño de estructuras de acero. Se observa que tanto en las reglamentaciones como en la bibliografía técnica se emplean distintas notaciones, variando aún en un mismo país. En esta publicación como criterio general se usa la notación empleada por la normativa AISC en los que respecta al diseño de estructuras de acero y del reglamento [ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures](#) (ASCE, 2016) en relación con temas de análisis estructural y acciones sísmicas. No obstante ello, en algunos casos puntuales, se emplea la misma notación para definir variables diferentes, dado que su uso está ampliamente aceptado de esa manera.

En forma similar a lo indicado previamente sobre la notación, se observan también diferencias relacionadas con las denominaciones utilizadas para designar componentes estructurales, los medios de conexión, los métodos de cálculo, etc.

En este texto se emplea la siguiente denominación de términos generales para referirse a la estructura y sus componentes (luego en cada capítulo se indica la denominación específica para cada tema):

- Sistema estructural o sistema sismorresistente: conjunto de todos los componentes (miembros, fundaciones, conexiones, etc.) destinados a
- Diafragma: entrepisos, cubiertas u otros sistemas (tipo membrana o arriostrados) que trasmiten fuerzas laterales (generadas en su plano) al sistema estructural sismorresistente.
- Miembro estructural, o simplemente miembro: partes integrantes de la estructura como vigas, columnas, muros, etc.
- Elemento: partes componentes de un miembro estructural (como el ala o alma de un perfil), placas de conexión o rigidizadores.
- Conexión: combinación de elementos y juntas (soldadas o apernadas) usadas para trasmitir fuerzas entre dos o más miembros estructurales.
- Componente estructural: denominación general para referirse a miembros, conexiones, juntas o conjuntos de éstos.
- Elementos resistentes verticales o planos resistentes verticales: conjunto de miembros, adecuadamente conectados entre sí, de modo que poseen rigidez y resistencia para resistir acciones.

- Cargas o acciones: fuerzas u otros efectos que resultan del peso de los materiales de la construcción, de sus ocupantes y equipamiento, de efectos ambientales (como nieve, viento, sismo), de movimientos diferenciales, presiones del terreno u otros materiales, etc. En general se dividen en cargas permanentes (aquellas cuya variación en el tiempo no es significativa) y variables.

En la Figura 1-1 observamos un ejemplo del sistema estructural correspondiente a un edificio en altura, con distintos miembros estructurales (vigas, columnas, ríostras) y diafragmas, que en este caso son losas de hormigón armado (diafragmas tipo membrana). La Figura 1-2 muestra el caso de un edificio industrial, en el que se incluyen arriostramientos verticales y también un diafragma de cubierta, que en este caso es un sistema arriostrado.

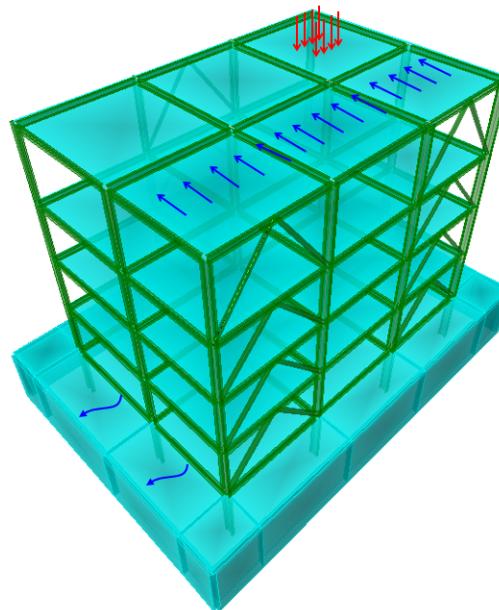


Fig. 1-1. Sistema estructural de un edificio en altura, con distintos tipos de miembros y conexiones.

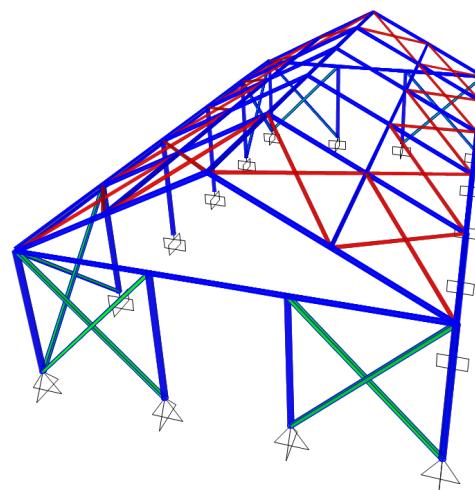


Fig. 1-2. Sistema estructural de un edificio industrial con diafragmas arriostrados en cubierta.

El término sistema estructural compuesto incluye aquellos sistemas con miembros de acero y de hormigón armado reforzado actuando en forma conjunta como así también a los sistemas formados por miembros con secciones compuestas de acero y hormigón (en Latinoamérica se emplea también el término concreto reforzado en lugar de hormigón armado).

A lo largo del texto se indican algunas siglas y términos empleadas en las especificaciones AISC y en la bibliografía técnica en idioma inglés, las cuales no se han traducido al español porque las mismas son de aplicación frecuente en Latinoamérica y su uso facilita la lectura de las especificaciones y de la bibliografía técnica.

1.3 MÉTODOS DE DISEÑO: ASD Y LRFD

1.3.1 Aspectos generales

Las especificaciones para construcciones de acero vivientes en Estados Unidos de América ([AISC, 2016b](#)) 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 qué solo algunas universidades han 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 solicitud 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, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional. A modo de ejemplo, en la Tabla 1-1 se presentan los distintos estados límites últimos que deben considerarse según el reglamento [*Specification for Structural Steel Buildings \(AISC, 2016b\)*](#) para miembros traccionados, comprimidos o flexionados. Se destaca que en los dos últimos casos los problemas de inestabilidad global o local son predominantes y usualmente controlan el diseño.

Tabla 1-1. Estados límites últimos

Caso	Estado límite último
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta
	Rotura en el área neta
Miembros comprimidos	Pandeo flexional
	Pandeo torsional o flexo-torsional
	Pandeo local
Miembros flexionados (momento flector, M , y corte, V)	Fluencia (momento plástico)
	Fluencia del ala traccionada
	Fluencia del ala comprimida
	Pandeo lateral-torsional
	Pandeo local de ala
	Pandeo local de alma
	Fluencia por corte
Pandeo local del alma por corte	

1.3.2 Diseño para estados límites últimos

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

$$\text{Resistencia requerida, } R_u \text{ (demanda)} \leq$$

$$\text{Resistencia de diseño, } R_d \text{ (suministro)}$$

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 solicitud 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 7-16](#) 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. 0.9D + 1.0W
 6. 1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S
 7. 0.9D - E_v + E_h
- (1-2)

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, 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_h representa la acción del sismo

en dirección horizontal y E_v en la dirección vertical. Es importante mencionar que en las combinaciones 3 y 4 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, con excepción de garajes y áreas de concentración de público. Puede observarse en las combinaciones de carga definidas por las Ecucciones (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 solicitudes 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:

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

Es importante notar las diferencias en la denominación para definir la capacidad resistente según el método de diseño. En el caso del método LRFD se denomina resistencia de diseño, mientras en el método ASD es resistencia admisible. En forma general ambas resistencias se llaman resistencia disponible (*available strength*)

Las combinaciones de estados de carga requeridas para el método ASD, según el reglamento [ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures \(ASCE, 2016\)](#) 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)
6. D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r o S o R)
7. 0.6D + 0.6W
8. 1.0D + 0.7E_v + 0.7E_h
9. 1.0D + 0.525E_v + 0.525E_h + 0.75L + 0.75S
10. 0.6D - 0.7E_v + 0.7E_h (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 1-2, a modo de resumen, presenta los estados límites de resistencia para miembros sometidos a distintas solicitudes, indicando en cada caso el valor el factor de resistencia ϕ y del coeficiente de seguridad Ω requerido por el reglamento [ANSI/AISC 360-16](#). Para el caso particular de las conexiones, se presentan los valores correspondientes en la Tabla 1-3.

La reglamentación mencionada también incluye requerimientos para estructuras con secciones compuestas (acero-hormigón armado). En la Tabla 1.4 se indican los valores de los coeficientes ϕ y Ω para estas estructuras.

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

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		
	Pandeo local		
Miembros flexionados	Fluencia	0.90	1.67
	Pandeo lateral-torsional		
	Pandeo local de ala		
	Pandeo local de alma		
	Fluencia por compresión o tracción del ala		
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90	1.67
	Pandeo de alma		

Tabla 1-3. Valores del factor de resistencia y coeficiente de seguridad para conexiones.

Caso	Factor de resistencia	Coef. De seguridad
Juntas soldadas, con soldadura de filete sometida a corte	0.75	2.00
Juntas soldadas, con soldadura de tapón o muesca	0.75	2.00
Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura:		
• Metal base	0.75	2.00
• Soldadura	0.80	1.88
Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura:		
• Metal base	0.90	1.67
• Soldadura	0.80	1.88
Juntas soldadas con soldadura de penetración parcial sometidas a corte:	0.75	2.00
Conexiones apernadas: pernos sometidas a corte y/o tracción	0.75	2.00
Conexiones a deslizamiento crítico: pernos de alta resistencia	1.00, 0.85 o 0.70 (según tipo de agujero)	1.50, 1.76 o 2.14 (según tipo de agujero)
Conexiones apernadas: aplastamiento o desgarramiento.	0.75	2.0

Tabla 1-4. Valores del factor de resistencia y coeficiente de seguridad para secciones compuestas.

Caso	Factor de resistencia	Coef. De seguridad
Compresión	0.75	2.00
Tracción	0.90	1.67
Flexión	0.90	1.67
Corte	0.75	2.0
Conejadores tipo perno sometidos a: Corte Tracción	0.65 0.75	2.31 2.00
Conejadores con perfiles U sometidos a corte	0.75	2.00

Es importante aclarar que, actualmente, los reglamentos [ANSI/AISC 360-16](#) y [ANSI/AISC 341-16](#) 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. Así por ejemplo, para unificar criterios en algunas ecuaciones se usa un coeficiente α_s , cuyo valor es 1.0 y 1.5 para el método LRFD y ASD, respectivamente. En esos casos, las ecuaciones que se presentan en este texto no incluyen dicho factor que vale 1. Este criterio se ha adoptado, principalmente, porque el método LRFD representa un procedimiento 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 de compromiso adoptada en Estados Unidos, a los efectos de que los profesionales que durante años o décadas usaron el método ASD puedan realizar una adecuada transición hacia un procedimiento más actualizado.

1.3.3 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 [ANSI/AISC 360-16](#), en el Capítulo L, presenta disposiciones generales e indica que “Los valores límites de comportamiento

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/SEI 7-16](#) 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 entrepisos, 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 entrepisos 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 $D + 0.5L$.

1.4 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 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 de terremotos o ingeniería sísmica (*earthquake engineering*) puede definirse como la integración de conocimientos multidisciplinarios con el objetivo de proteger a la sociedad y al ambiente de los terremotos, reduciendo el riesgo sísmico a niveles aceptables desde el punto de vista social y económico. Dentro de este marco general, la ingeniería sismorresistente es una disciplina relativamente nueva que se encarga de estudiar el comportamiento de las construcciones de modo de diseñarlas y construirlas para que respondan adecuadamente ante la acción sísmica, integrando conocimientos de ingeniería estructural, ciencia de los materiales, geotecnia, sismología, etc. Si bien 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, de Reggio-Mesina, Italia, en 1908, pueden considerarse como 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 ([Reitherman, 2006](#)). Este proceso continuó impulsado por sismos posteriores como el de Kanto, Japón, 1923 y el de Hawke's Bay, Nueva Zelanda, 1931, y posteriormente, la experiencia recogida *in situ* tras la ocurrencia nuevos 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 permiten reducir el riesgo sísmico mediante el uso de distintos materiales estructurales, sistemas constructivos, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis confiables.

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 sino social, cultural y económico. 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 regiones afectadas por los terremotos es la discrepancia entre los criterios de diseño y la estructura realmente construida. Por desconocimiento, negligencia o razones económicas se realizan modificaciones en obra que luego conducen al daño o colapso de los componentes estructurales.

1.5 ESTRUCTURAS DÚCTILES DE ACERO

1.5.1 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, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. Es importante recordar que la ductilidad del material representa su capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia. Este parámetro se define matemáticamente con la relación entre la deformación específica última y la deformación de fluencia: $\mu = \epsilon_u / \epsilon_y$.

En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es la tensión de fluencia mínima especificada, 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 para la construcción. Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia en general presentan una ductilidad reducida (ver Figura 1-3). Esta es la razón por la cual las especificaciones sísmicas [ANSI/AISC 341-16](#) 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).

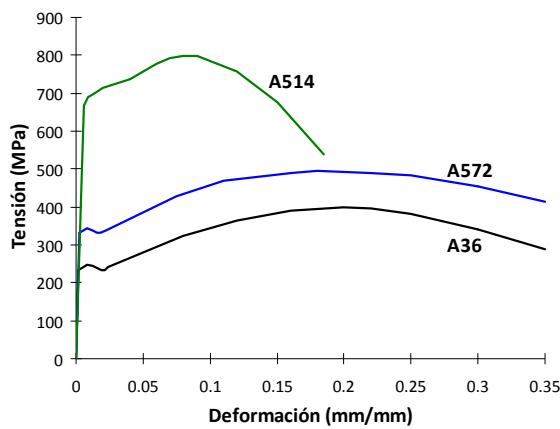


Fig. 1-3. Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM.

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 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 especificada F_y o de la resistencia de tracción mínima especificada, 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 (ver Figura 1-4). 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.

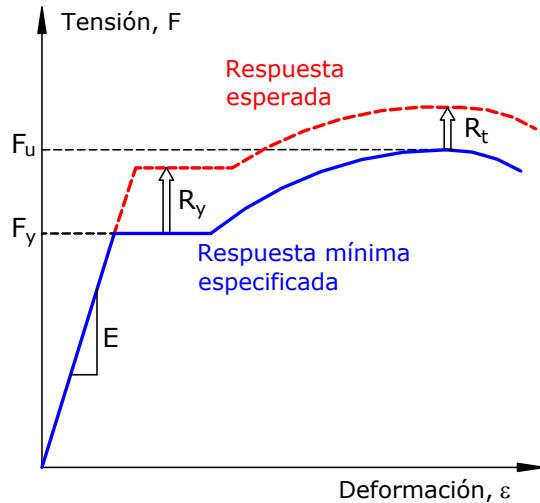


Fig. 1-4. Curvas tensión-deformación del acero con la respuesta mínima esperada y especificada.

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_t 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 341-16](#). Los valores de R_y y R_t 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 1-3) 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 ([Bru-neau, 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 1-3). 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 1-5. 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](#)).

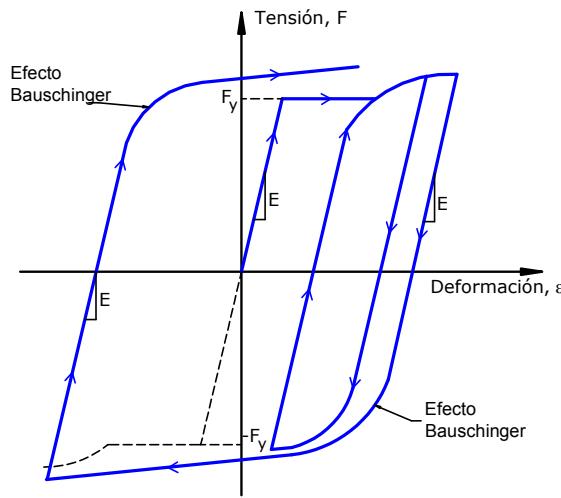


Fig. 1-5. Efecto Bauschinger en la respuesta cíclica del acero.

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 1-6 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 impacta sobre la misma. Dichas alturas son directamente proporcionales a la energía potencial del péndulo, de modo que su diferencia permite determinar la energía necesaria para fracturar la probeta (el sistema mecánico asegurar que la fricción originada por el movimiento del péndulo es prácticamente despreciable).

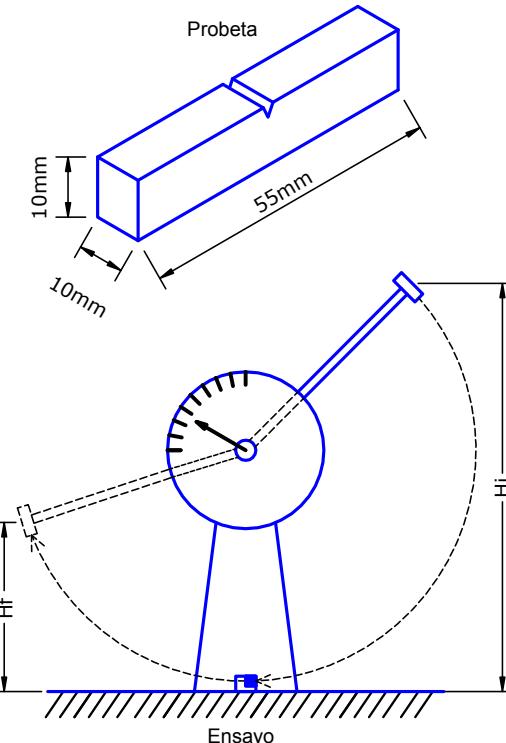


Fig. 1-6. Esquema del ensayo de Charpy y su probeta

1.5.2 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. Esto se debe a la presencia de elementos no-metálicos o inclusiones en la constitución del acero, los que son aplastados 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 1-7). 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 ([Bruneau et al., 2011](#)).

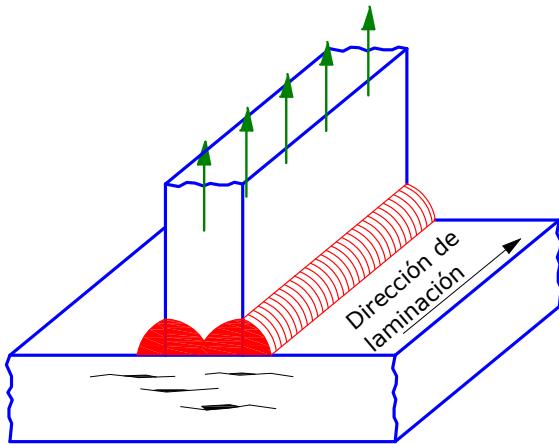


Fig. 1-7. Fenómeno de desgarramiento laminar.

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 biseles profundos que penetran 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 los ejemplos de la Figura 1-8. 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.

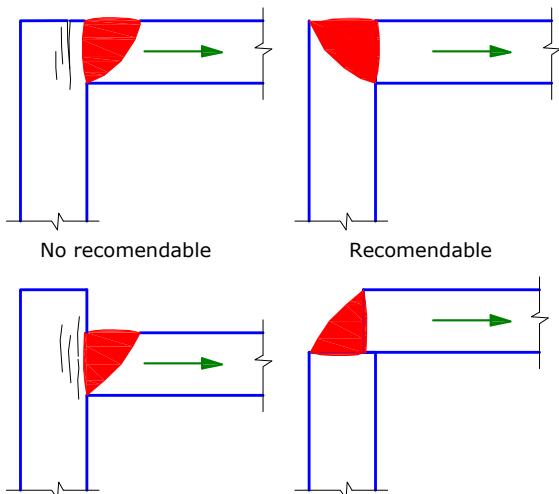


Fig. 1-8. Ejemplo del control del desgarramiento laminar mediante detalles adecuados.

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 (ver Figura 1-9). 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.



Fig. 1-9. Detalle de la fractura en el ala de una viga sometida a ensayos cíclicos en rango plástico.

La determinación de la resistencia a fatiga puede realizarse mediante el ensayo de probetas de acero sometidas a ciclos completos, con una amplitud de deformación constante, $\varepsilon_a = \Delta\varepsilon/2$. Estos ensayos permiten establecer una correlación entre el número de ciclos, N_f , o el número de inversiones de carga, $2N_f$, que la probeta resiste ante una determinada amplitud de deformación ε_a . De modo que ε_a puede expresarse en función de una componente de deformación elástica y más otra componente plástica, como se indica en la Ecuación 1-5.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta\varepsilon}{2} = \frac{\Delta\varepsilon_e}{2} + \frac{\Delta\varepsilon_p}{2} \quad (1-5)$$

A partir del análisis estadístico de datos experimentales se han propuesto distintas expresiones para cuantificar la falla por fatiga en el acero. En la Ecuación 1-6 se presenta la

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_f}{E} (2N_f)^b + \Delta\varepsilon_f (2N_f)^c \quad (1-6)$$

Los valores de los parámetros σ_f , ε_f , b y c se determinan experimentalmente para cada tipo de acero (valores típicos pueden encontrarse en la referencia [Bruneau et al., 2011](#)). La Ecuación 1-6 incluye en un solo criterio la fatiga de alto y bajo ciclaje, para lo cual ambos tipos de falla mecánica se expresan en términos de amplitud de deformación (Figura 1-10). El segundo término de esta ecuación, que se conoce como relación de Coffin-Manson, representa el comportamiento del acero ante ciclos repetidos de deformaciones plásticas.

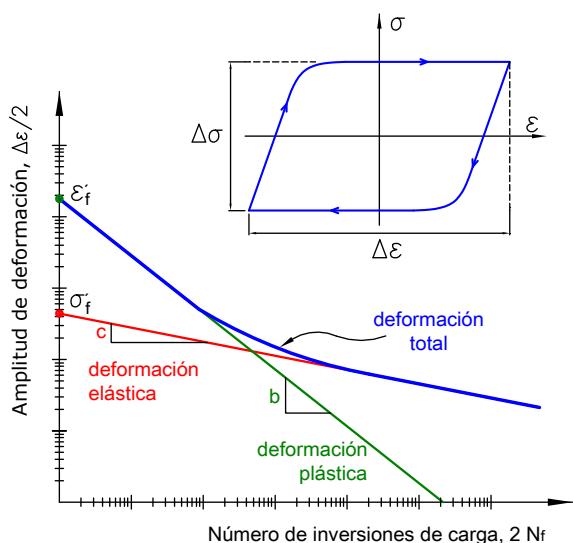


Fig. 1-10. Gráfico (en escalas logarítmicas) que representa el criterio de falla por fatiga de bajo y alto ciclaje.

El efecto de fatiga de bajo ciclaje, que puede producirse ante los ciclos de deformación impuestos por un terremoto, 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. En estos casos es necesario cuantificar el daño acumulado, a lo largo del proceso de deformación, que incluye ciclos de amplitud de deformación variable (contrariamente a lo que ocurre en los ensayos estándar de fatiga donde se aplican ciclos de amplitud constante). Para ello se han desarrollado diversos procedimientos y modelos, basados en criterio energético o de ductilidad (para más información consultar la referencia [Chai y Romstad, 1997](#)).

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 plasticificación del acero, por lo que se considera que no afectan significativamente 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.

1.5.3 Aspectos generales del comportamiento estructural. Problemas de inestabilidad

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: (i) efectos de inestabilidad global y (ii) efectos localizados. 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 1-11 muestra el caso de pandeo global de una ristra debido a los esfuerzos de compresión generados por la acción del sismo de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995, mientras que la Figura 1-12 presenta ejemplos de pandeo local o abollamiento correspondientes a ensayos de laboratorio para dos tipos de secciones.



Fig. 1-11. Pandeo de una ristra, 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 traccionada (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. En la Figura 1-13 se muestra el colapso de una viga producido por este fenómeno de inestabilidad.

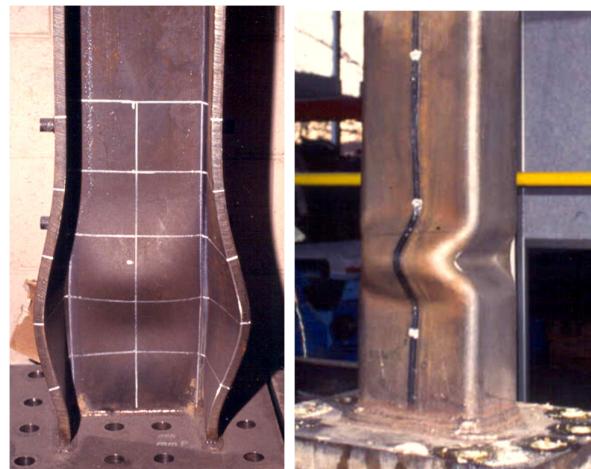


Fig. 1-12. Ejemplos de pandeo local (a) en la base de una columna sometida a compresión y flexión y (b) en un tubo comprimido.



Fig. 1-13. Viga de un puente que ha fallado por pandeo lateral torsional durante la construcción (<https://civildigital.com/>)

1.5.4 Clasificación de secciones para pandeo local

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). Esta clasificación se realiza considerando dos aspectos principales: (i) tipo de solicitud, según se trata de miembros comprimidos o flexionados, y (ii) condiciones de borde de los

elementos que forman la sección, según sean elementos rigidizados o no rigidizados (ver Figura 1-14). Los elementos rigidizados son aquellos que tienen dos bordes vinculados en la dirección paralela a la fuerza de compresión, mientras que los no rigidizados tienen un solo borde vinculado.

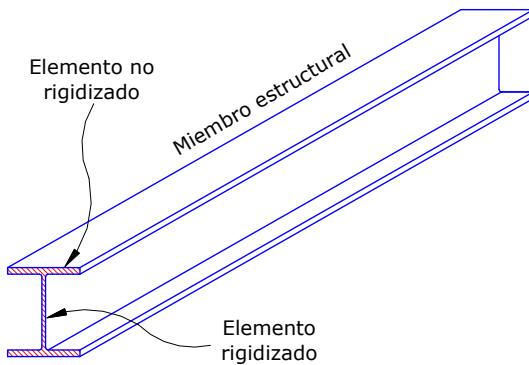


Fig. 1-14. Ejemplo de una sección I con un elemento rigidizado y dos elementos no rigidizados.

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

- Secciones sin elementos esbeltes: todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor es menor o igual que el valor λ_r
- Secciones con elementos esbeltes: al menos un elemento comprimido cumple que la relación anchura-espesor es mayor que λ_r

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 con elementos esbeltes: al menos un elemento comprimido 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 y B4.1b del reglamento [ANSI/AISC 360-16](#), según el tipo de elemento, el estado de solicitud y de otras características de la sección.

A modo de ejemplo, analizamos a continuación dos casos:

- Perfil laminado I, Figura 1-15, sometido a compresión simple los valores límites son:

Ala (elemento no rigidizado):

$$\lambda_r = 0.560 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Alma (elemento rigidizado):

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

- Perfil laminado I, Figura 1-15, 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):

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

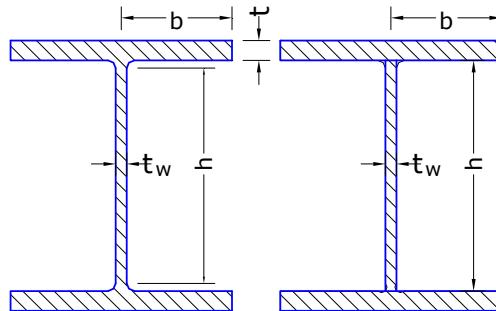


Fig. 1-15. Dimensiones para calcular la relación anchura-espesor en una sección formada por un perfil laminado I y sección armada I.

La Figura 1-16 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 360-16](#) 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.

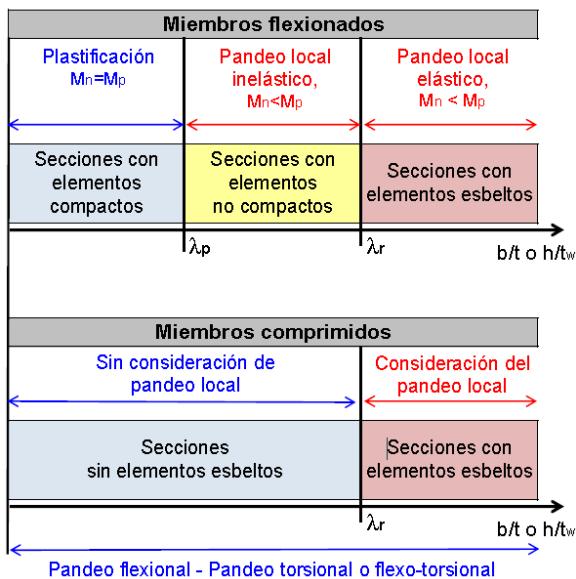


Fig. 1-16. Clasificación de secciones de acero para definir la consideración del pandeo local en vigas y columnas.

1.5.5 Clasificación de secciones para estructuras sismorresistentes

En el caso de miembros de acero que forman parte de estructuras sismorresistentes las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) 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 componentes de las secciones para miembros con moderada ductilidad, λ_{md} , y alta ductilidad, λ_{hd} , (Tabla D1.1, [ANSI/AISC 341-16](#)). 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 1-17, 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.

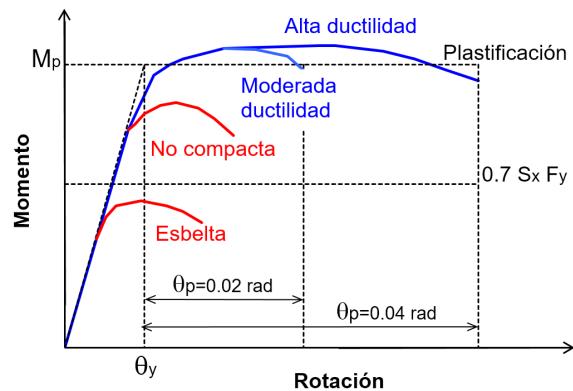


Fig. 1-17. Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local).

Si se analiza nuevamente el ejemplo del perfil laminado I (presentado en la sección anterior) pero considerando ahora el caso de un miembro con requerimientos de ductilidad, los límites para la relación anchura-espesor son:

Alas (elemento no rigidizado):

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad \lambda_{md} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Alma (elemento rigidizado):

- para perfiles usados en riostras:

$$\lambda_{hd} = 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}, \quad \lambda_{md} = 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

- para perfiles usados en vigas, columnas y zonas de enlace (pórticos arriostrados excéntricamente) sometidos a flexión y compresión:

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) \text{ si } C_a \leq 0.114$$

$$\lambda_{hd} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

si $C_a > 0.114$

$$\lambda_{md} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a) \text{ si } C_a \leq 0.114$$

$$\lambda_{hd} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

si $C_a > 0.114$

donde $C_a = P_u / (\phi_c P_y)$ es un factor que representa la relación entre la carga de compresión actuante en el miembro y la resistencia de diseño de fluencia a carga axial.

1.6 EFECTOS NO LINEALES

1.6.1 Descripción general

El comportamiento estructural se puede simular mediante distintas metodologías (analíticas o numéricas) en las que usualmente se aceptan relaciones lineales entre las variables estáticas (fuerzas, momentos, tensiones, etc.) y cinemáticas (desplazamientos, rotaciones, deformaciones, etc.) que definen el problema. Sin embargo, el comportamiento real de las estructuras se ve afectado por distintos fenómenos físicos que introducen efectos no lineales. Estos efectos pueden dividirse en tres aspectos principales:

- No linealidad debida al material: es la resultante del comportamiento no lineal de los materiales estructurales e incluye efectos como fluencia de metales, fluencia lenta (*creep*), relajación de tensiones, fisuración y degradación del hormigón o la mampostería, contracción o retracción por fraguado, etc. Todos los materiales, en mayor o menor medida, exhiben comportamiento no lineal a partir de un cierto nivel de deformaciones. Por lo tanto, las leyes constitutivas (curvas tensión-deformación) usadas para modelar estos materiales no pueden expresarse mediante una relación lineal.
- No linealidad geométrica: se produce cuando los desplazamientos de la estructura son suficientemente grandes como para afectar las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad. En estos casos, las ecuaciones de equilibrio entre fuerzas y desplazamientos deben formularse en la posición deformada de la estructura y las relaciones de compatibilidad entre deformaciones y desplazamientos nodales resultan no lineales.
- No linealidad de contacto o de contorno: estos efectos surgen por el contacto entre sólidos deformables o rígidos que interactúan entre sí. Como ejemplo podemos mencionar un pórtico de acero con relleno de mampostería o una estructura cuya fundación puede levantarse parcialmente del suelo. Se incluye en este caso también los efectos no lineales por impacto, por ejemplo, cuando dos edificios muy próximos vibran por la acción del sismo o viento y chocan entre sí.

Es importante aclarar que el término “elástico” no es sinónimo de “lineal” (y consecuentemente “inelástico” no lo es de “no lineal”). El término “elástico” hace referencia al comportamiento de material deformado que tiene la capacidad de retomar su forma y tamaño original una vez que se eliminan las acciones que produjeron la deformación. Es así como ciertos materiales pueden tener un comportamiento no lineal elástico, o una estructura poder representarse mediante una análisis elástico con no linealidad geométrica.

1.6.2 No linealidad geométrica – Análisis P-Delta

Los efectos de no linealidad geométrica son importantes en estructuras flexibles y pueden incluirse en el análisis

estructural mediante distintos métodos. A modo de descripción, se presentan a continuación los tres criterios generales con respecto a la consideración de la no linealidad geométrica en el análisis estructural:

- Análisis basado en pequeños desplazamientos: no se consideran los efectos de no linealidad geométrica. Las ecuaciones de equilibrio se formulan en la posición inicial (sin deformar) de la estructura y las relaciones de compatibilidad son lineales.
- Análisis basado en grandes desplazamientos: las ecuaciones de equilibrio se plantean en la posición de formada de la estructura y las relaciones constitutivas son no lineales. Esta es la metodología más compleja, pero más exacta.
- Análisis P-Delta: en este caso las ecuaciones de equilibrio se plantean en la posición de formada de la estructura (con mayor o menor aproximación), mientras que las relaciones constitutivas se asumen como lineales.

En esta sección discutiremos en particular el análisis P-Delta, debido a que el reglamento requiere de su aplicación para la determinación de la resistencia requerida de los miembros estructurales.

A medida que la estructura se deforma por una acción lateral, las cargas gravitatorias, P , inducen un momento adicional que es proporcional al desplazamiento lateral, Δ (razón por la cual se lo denomina efecto P-Delta). Este efecto se puede representar en el análisis mediante una matriz de rigidez geométrica, que depende de la geometría de la estructura y de las cargas gravitatorias.

Si analizamos en más detalle, las causas de este efecto pueden desagregarse en dos partes, las que se refieren en la literatura técnica como $P-\Delta$ y $P-\delta$. Las diferencias entre estas dos fuentes de efectos no lineales se ilustran en la Figura 1-18 y se explican a continuación:

- $P-\Delta$: es el efecto relacionado con los desplazamientos nodales (en los extremos de los miembros estructurales). Se han implementado diversas metodologías, para formular la matriz de rigidez geométrica. La mayoría de los programas de análisis estructural usados comúnmente en la práctica profesional incluye un método simplificado para considerar este efecto mediante una matriz de rigidez geométrica que no requiere iteraciones ni procesos incrementales, de modo que es de simple aplicación ([Wilson, 2010](#), [Powell, 2010](#)).
- $P-\delta$: se produce como consecuencia de la deformación local del miembro estructural con respecto a su cuerda (recta definida por los extremos de la barra). Este efecto es menos significativo que el anterior y más complejo de modelar en los análisis.

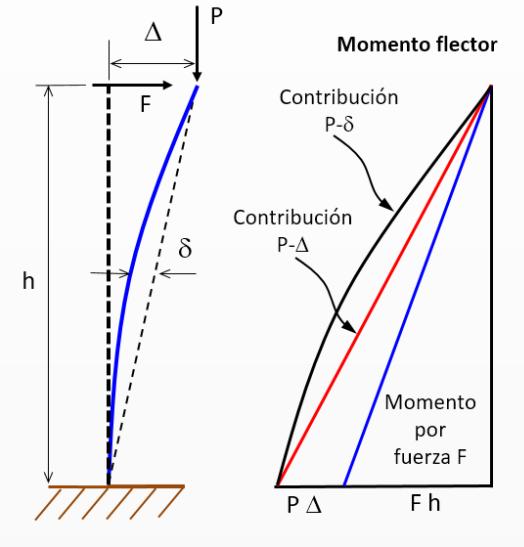


Fig. 1-18. Efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ en una columna en voladizo.

La influencia del efecto $P-\Delta$ en la respuesta global de la estructura, se presenta en la Figura 1-19 donde observamos que se produce una reducción de la resistencia como resultado del momento adicional generado por las cargas verticales. Este incremento del momento de vuelco es equivalente a la acción de una fuerza lateral adicional, igual a $P/h \Delta$. Además, se disminuye la rigidez lateral de la estructura, la que eventualmente puede tomar valores negativos en la zona de comportamiento inelástico. En este ejemplo simple, la rigidez geométrica es igual a $-P/h$.

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 1-19, 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.

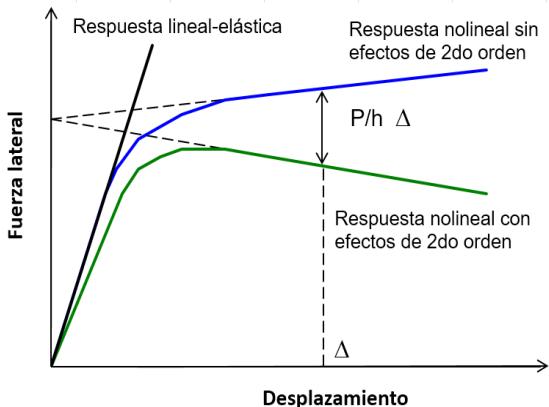


Fig. 1-19. Influencia del efecto P -Delta en la respuesta global de la estructura.

Las especificaciones [Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures](#) (ASCE, 2016) indican que el efecto P -Delta es despreciable cuando el índice de estabilidad, θ , evaluado en cada nivel de la construcción, cumple la siguiente condición:

$$\theta = \frac{P(\Delta_i - \Delta_{i-1}) I_e}{V h C_d} \leq 0.1 \quad (1-7)$$

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), $(\Delta_i - \Delta_{i-1})$ 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 los desplazamientos Δ y del factor C_d se presentan en el Capítulo 2. Es importante aclarar que el reglamento [Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures](#) (ASCE, 2016) usa una notación diferente a la empleada en este texto y en la bibliografía más aceptada, dado que designa a los desplazamientos laterales como δ y al desplazamiento relativo.

Se dispone de diversos procedimientos para considerar en el análisis estructural el efecto P -Delta, los que presentan distinto grado de complejidad y precisión. La mayoría de los programas de análisis estructural cuentan hoy con distintas opciones para considerar el efecto P - Δ . 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 solicitudes y desplazamientos resultante del efecto, tanto en análisis estáticos como dinámicos. La modelación del efecto P - δ es más compleja y no siempre se encuentra disponible en los programas de análisis estructural comúnmente usados en la práctica profesional. Las especificaciones [ANSI/AISC 360-16](#) incluyen un método simplificado que considera la amplificación de momentos obtenidos de dos análisis elásticos de primer orden, a partir de dos factores, B_1 y B_2 (definidos en el Apéndice 8 de ese reglamento). En las estructuras sismorresistentes, los efectos P - δ son, generalmente, poco significativos, debido a las limitaciones reglamentarias que limitan los desplazamientos laterales de cada piso ([Deierlein et al., 2010](#)). Finalmente, también se dispone de algoritmos más avanzados que plantean el problema como un caso general de no linealidad geométrica mediante procedimientos iterativos ([Wilson, 2010](#)).

1.6.3 Método de análisis directo

El reglamento [ANSI/AISC 360-16](#) incluyen en su Capítulo C un método para asegurar la estabilidad de las estructuras que se denomina método de análisis directo (*direct analysis method*), el que puede aplicarse en reemplazo del método de las longitudes efectivas, que se empleó tradicionalmente para construcciones de acero. El método de análisis directo considera que la estabilidad debe analizarse en forma global, incluyendo toda la estructura, y no a partir de analizar solamente los miembros comprimidos.

El modelo estructural y el método de análisis deben considerar los siguientes aspectos:

- **Deformaciones por flexión,** corte y axial en los miembros componentes y en las conexiones.
- **Efectos P-Δ y P-δ** (los cuales fueron descriptos en la sección anterior. El análisis con efectos de segundo orden debe incluir todas las cargas gravitatorias y de otro tipo que puedan afectar la estabilidad estructural y se realiza para combinaciones que incluyen cargas mayoradas (combinaciones LRFD).
- **Imperfecciones geométricas.** En el caso típico de edificios, se considera la falta de verticalidad de las columnas, es decir cambios en la posición de los puntos de intersección de los miembros componentes (imperfecciones del sistema) y se cuantifican como un desplome de $h_i/500$, donde h_i es la altura de cada piso. En general, no es necesario considerar imperfecciones locales de los miembros estructurales (imperfecciones de miembro) debidas a la falta de los miembros.

El efecto de las imperfecciones puede incluirse en el análisis estructural mediante dos procedimientos prácticos: (i) consideración directa de las imperfecciones mediante una modificación de la geometría del modelo, desplazando los nodos de su posición nominal, ver Figura 1-20 (a), y (ii) aplicación de cargas ficticias (*notational loads*), N_i , como se indica en la Figura 1-20 (b). Estas cargas ficticias se determinan como:

$$N_i = 0.002 Y_i \quad (1-8)$$

donde Y_i representa las cargas gravitatorias mayoradas actuantes en el nivel i para cada combinación de cargas. Consecuentemente, el valor de las cargas N_i puede variar en cada combinación. En el caso de edificios, las cargas ficticias N_i deben distribuirse en cada nivel o planta en la misma forma en que se distribuyen las cargas gravitatorias a las cuales están asociadas. Las cargas ficticias deben incluirse en todas las combinaciones especificadas por el reglamento. Sin embargo, en los casos en que la relación entre los máximos desplazamientos relativos de piso obtenidos por análisis estructural de segundo orden (efectos P-Delta) y de primer orden es menor que 1.7, las cargas ficticias pueden combinarse

soloamente con los estados de cargas gravitatorias. Para mayores precisiones ver sección C2 del [ANSI/AISC 360-16](#).

- **Reducción de la rigidez** por comportamiento inelástico, por ejemplo, debido a la fluencia parcial por efecto de las tensiones residuales, y para considerar incertidumbres en el cálculo de este parámetro. La reducción se realiza mediante un factor que, usualmente, es igual a 0.80.

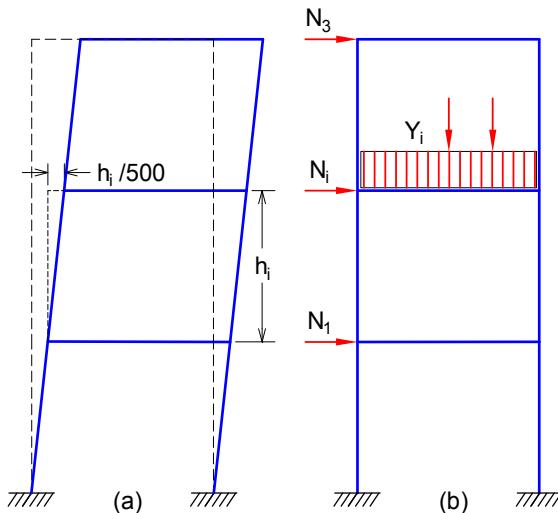


Fig. 1-20. Métodos prácticos para considerar las imperfecciones geométricas en el modelo estructural.

El método de análisis directo permite determinar la resistencia requerida para todos los componentes estructurales a los efectos de realizar la comparación con la resistencia de diseño, según los requerimientos generales del método LRFD. La resistencia de diseño de miembros comprimidos debe determinarse considerando la longitud no arriostrada, sin incluir el factor K de longitud efectiva. Es decir se asume en todos los casos $K=1$, debido a que la determinación de resistencia requerida incluye los efectos P-Delta y las imperfecciones geométricas.

El método de la longitud efectiva (factores K), usado por décadas para determinar la resistencia nominal de miembros comprimidos también puede aplicarse como método alternativo. Los criterios para su aplicación se definen en el Apéndice 7 del reglamento ANSI/AISC 360-16.

1.7 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 especificaciones 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.).

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 1-21).



Fig. 1-21. Edificio bajo inspección para observar los daños causados por el terremoto en las conexiones viga-columna ([Earthquake Engineering Research Institute, Slides on the January 17, 1994, Northridge Earthquake, Set I: An Overview](#)).

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos), donde se observó un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nudos viga-columna, con la ocurrencia de distintos tipos de falla por fractura de soldaduras y placas (ver Figuras 1-22 y 1-23).

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.



Fig. 1-22. 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. 1-23. 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).

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 1-24).

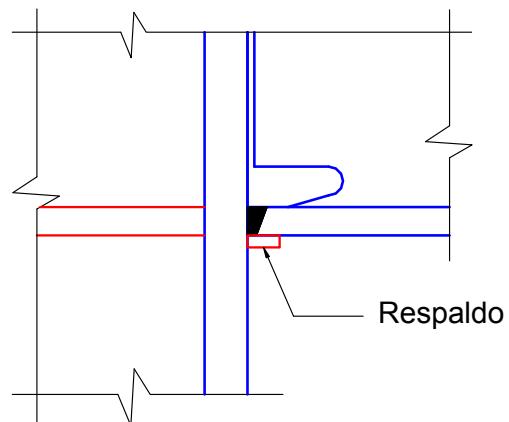


Fig. 1-24. Detalle de la soldadura entre el ala inferior de una viga y el ala de la columna.

- 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](#).

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 1-25, 1-26 y 1-27 se reproducen fotografías con ejemplos de estos tipos de fallas, observadas durante el terremoto de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995.



Fig. 1-25. Fractura de una ríostra en X en la sección neta (Naeim, 2001).



Fig. 1-27. Fractura en una conexión soldada (Naeim, 2001).



Fig. 1-26. Daño severo en la viga y conexión de un pórtico con arriostramientos en V invertida (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 1-28, 1-29 y 1-30 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. 1-28. Fractura de ríostras en la zona de conexión (Midorikawa et al., 2012).



Fig. 1-29. Pandeo local de una ríostra de acero (Midorikawa et al., 2012).

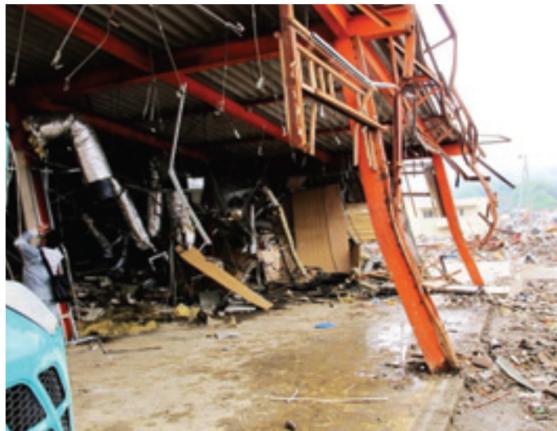


Fig. 1-30. Desplazamiento lateral excesivo del primer piso de una estructura aporticada ([Midorikawa et al., 2012](#)).

1.8 ESTRUCTURAS CON SECCIONES COMPUESTAS

1.8.1 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”.

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 distintas 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 1.31 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 1-31 (a). Luego, se continua 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 1-31 (b). En etapas sucesivas, Figura 1-31 (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.

1.8.2 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.

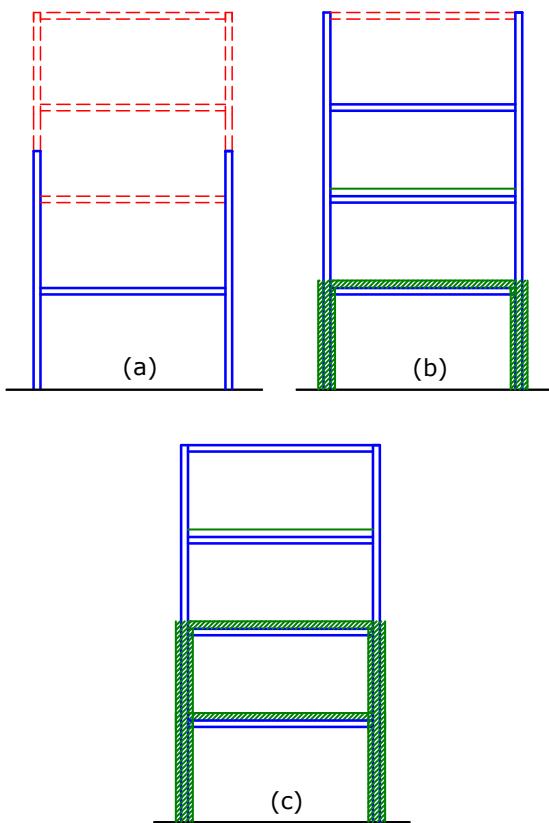


Fig. 1-31. Esquema del proceso constructivo en etapas de una estructura con miembros compuestos, el que permite reducir significativamente el tiempo de ejecución de la obra.

La Figura 1-32 (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 1-32 (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.

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 1-33. 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.

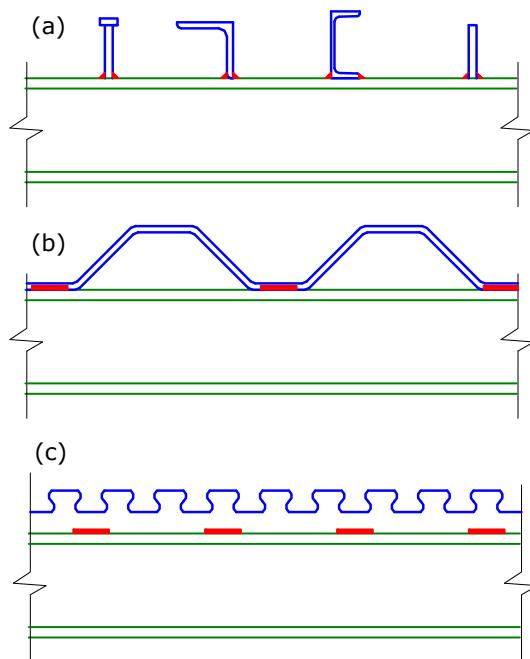


Fig. 1-32. Ejemplos de conectores de corte.



Fig. 1-33. Colocación de pernos soldados sobre el ala de una viga de acero.

1.8.3 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 nervadas de acero dispuestas longitudinal y trasversalmente). Los principales tipos de miembros compuestos son:

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

En las próximas secciones se discuten las características generales de los distintos tipos de miembros y se presentan ejemplos de cada uno de ellos.

1.8.4 Miembros embebidos

Los miembros compuestos embebidos (*encased composite members*) son aquellos en los que uno o más perfiles de acero se rodean de hormigón armado, como se indica en la Figura 1-34. 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.

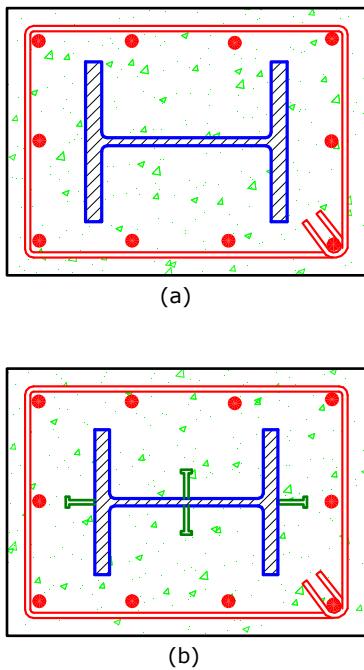


Fig. 1-34. Ejemplos de miembros compuestos embebidos, (a) sin conectores y (b) con conectores soldados al perfil.

1.8.5 Miembros llenos

Los miembros compuestos llenos (*filled composite members*) están formados por un elemento tubular de acero que se rellena con hormigón (ver Figura 1-35). 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 llenos puede aumentarse aún más si se disponen en el interior del tubo armaduras de refuerzo, como se indica en la Figura 1-36. Los miembros compuestos llenos también pueden usarse para muros.

Algunas soluciones estructurales usadas para columnas de sección compuesta representan situaciones intermedias que no se encuadran precisamente ni como miembros compuesto embebidos ni tampoco como miembros llenos. En la Figura 1-37 se presenta un ejemplo ([Elhashai y Di Sarno, 2008](#)), en el que las alas

del perfil I de acero están en la parte exterior de la sección (como en los miembros llenos), mientras que el alma del perfil está embebida en el hormigón.

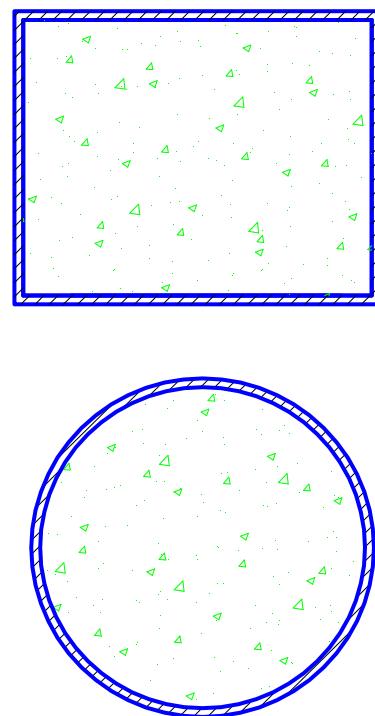


Fig. 1-35. Secciones típicas de miembros compuestos llenos.

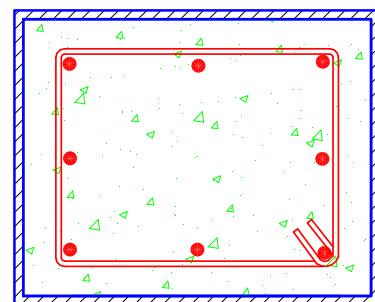


Fig. 1-36 Sección de un miembro compuesto lleno con armadura longitudinal de refuerzo.

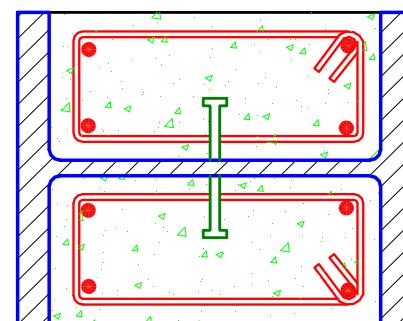


Fig. 1-37 Sección de un miembro compuesto lleno con armadura longitudinal de refuerzo.

1.8.6 Vigas compuestas

Las vigas compuestas con conectores de corte son miembros que surgen de la combinación de una viga de acero (usualmente secciones I o U) y de una losa de hormigón. La Figura 1-38 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.

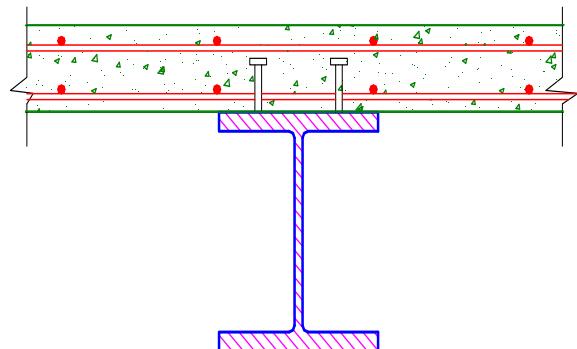


Fig. 1-38. Esquema de una viga compuesta con conectores de corte.

El uso de vigas compuestas con pernos de corte es usual no solo para estructuras de edificios sino también en puentes. La Figura 1-39 muestra una imagen correspondiente a este último caso, en el que la viga de acero está formada por un perfil I. En los casos en que se requiere disponer de una mayor rigidez (particularmente rigidez torsional), se pueden diseñar secciones compuestas con vigas tipo cajón. En la Figura 1-40 se muestra un ejemplo, en que las vigas de acero de sección cerrada se forman por placas soldadas entre sí.

1.8.7 Losas compuestas

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 1-40. 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 1-40 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. 1-39. Imagen de una viga de acero con pernos de corte para construcción de la viga compuesta de un puente.

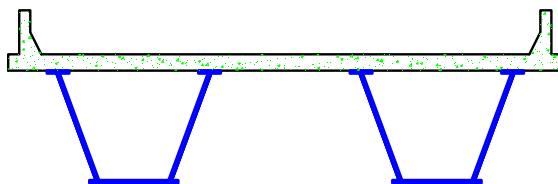


Fig. 1-40. Ejemplo de una viga compuesta para puentes.

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 1-40). 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/>).

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.

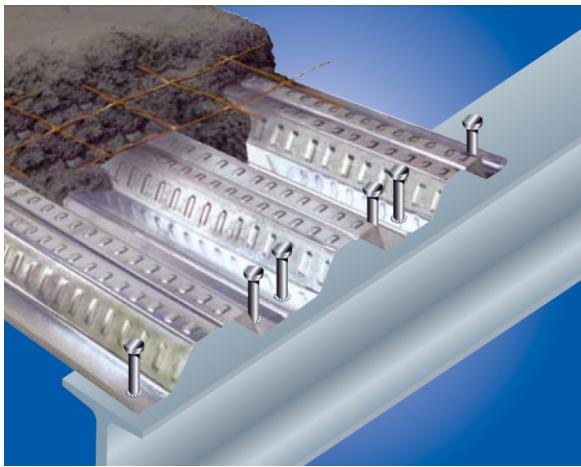


Fig. 1-40. Losa compuesta con chapa colaborante de acero (<http://www.alcor.com.ar>).

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 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.

La Figura 1-41 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. En la dirección en que los nervios están dispuestos perpendicularmente a la viga, ver Corte A-A, Figura 1-42, el contacto entre la viga y la losa es discontinuo, debido a la forma del plegado. En este caso el reglamento [ANSI/AISC 360-16](#) 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 1-42, 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 1-43. 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.

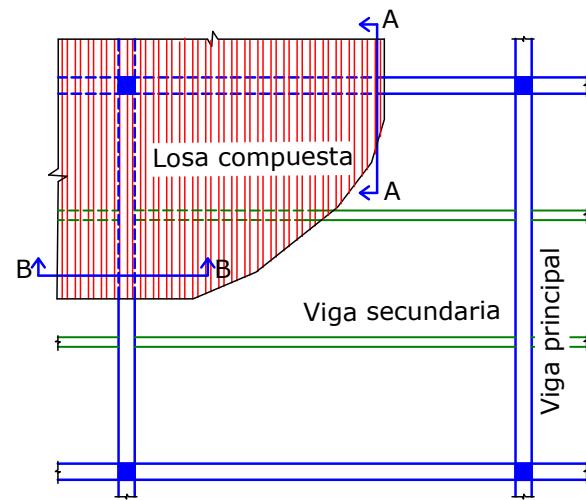


Fig. 1-41. Losa compuesta con chapa colaborante que apoya sobre vigas de acero.

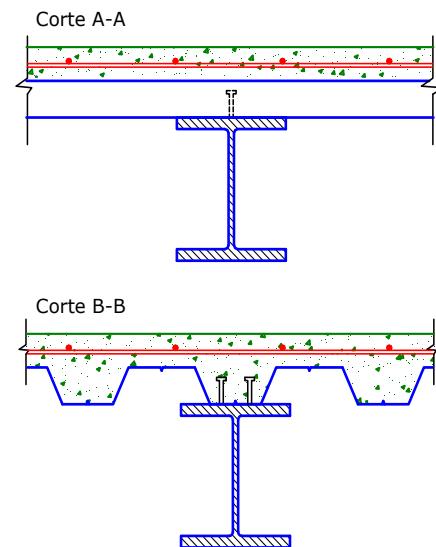


Fig. 1-42. Secciones de viga compuesta, Corte A-A: nervios perpendiculares a la viga, y Corte B-B: nervios paralelos a la viga.

1.8.8 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 360-16](#) 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](#).

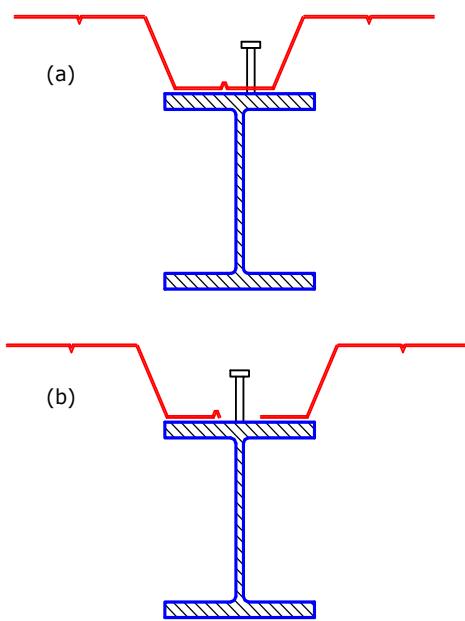


Fig. 1-43. Detalle del apoyo de las chapas plegadas sobre la viga de acero: (a) chapa continua sobre la viga, (b) chapa interrumpida.

La resistencia nominal de las secciones compuestas, acorde al reglamento [ANSI/AISC 360-16](#), 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 ([Grifos, 1992](#)) y el reglamento [ACI 318-14](#).

Como se mencionó previamente, en el caso de miembros compuestos llenos, 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 1-44 muestra las deformadas de pandeo para miembros compuestos llenos 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 1-45, 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 lleno se produce con deformadas de pandeo que requieren mayor energía, y por ende presentan una mayor carga crítica.

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 solicitudes 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.

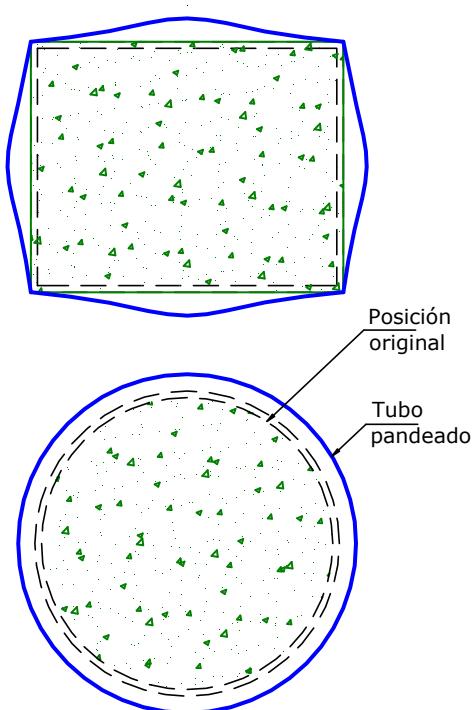


Fig. 1-44. Esquemas de la deformación por pandeo en miembros compuestos llenos de sección rectangular y circular.

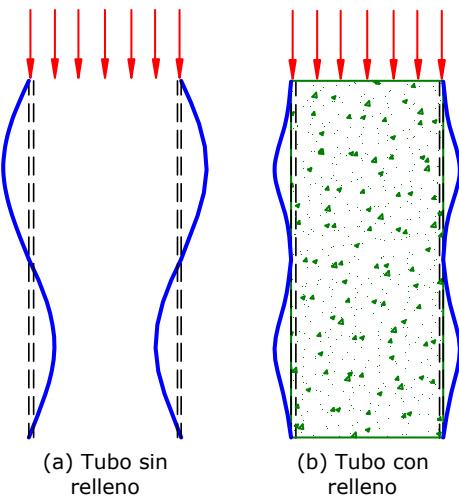


Fig. 1-45. Vista lateral de la deformada por pandeo local de (a) tubo sin relleno y (b) miembro compuesto lleno de hormigón.

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 solicitudes 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 360-16](#) 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,
- $\frac{1}{2}$ 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 INTRODUCCIÓN

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.

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 severa. En general los objetivos de diseño pueden resumirse en los siguientes:

- Para sismos de intensidad reducida: sin daños.
- Para sismos de intensidad moderada: daño limitado en los componentes estructurales
- Para sismos severos (sismo de diseño): prevención del colapso, si bien se aceptan daños en componentes estructurales, no estructurales y contenidos.

Si bien estos objetivos son generalmente aceptados, tanto por las reglamentaciones como los ingenieros estructurales, en la práctica no se define qué es un sismo de intensidad reducida o moderada. En general, la mayoría de los reglamentos sólo incluyen el sismo severo como condición para diseñar la estructura. La metodología de diseño por desempeño (ver [Sección 2.4](#)) busca revertir esta situación.

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.

Algunos terremotos relativamente recientes, como el de Maule, Chile, 2010, y el de Christchurch, Nueva Zelanda, 2011, y otros anteriores como el de Northridge, USA, 1994, han demostrado que la implementación y aplicación efectiva de reglamentos de diseño avanzados permite controlar el colapso y así proteger las vidas humanas. Si bien este es un logro significativo de la ingeniería sísmica, estos terremotos también revelaron

2.2 MÉTODOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.

2.2.1 Aspectos generales

Desde comienzos del Siglo XX, la ingeniería sismorresistente ha desarrollado e implementado distintos métodos de diseño, con un grado creciente de complejidad y precisión. En 1909, se dispuso en Italia que los edificios debían diseñarse para soportar una fuerza lateral igual a 1/12 del peso total del edificio. Luego, en 1912 se estableció que debía aplicarse un factor de 1/12 en el primer nivel y de 1/8 para el segundo y tercero, considerando que en ese momento se permitían edificios de hasta tres pisos. De esta forma se introduce el método de las fuerzas estáticas equivalentes, simplificando la naturaleza dinámica del problema y los efectos inerciales producidos por la vibración sísmica sobre la masa de la construcción. En 1927, apareció el primer reglamento UBC (*Uniform Building Code*) en Estados Unidos, el que es adoptado por distintas ciudades de ese país ([Anderson y Naeim, 2012](#)). En forma progresiva los métodos de diseño fueron avanzando mediante la mejora en la

estimación de la demanda sísmica y la incorporación de procedimientos más confiables para el análisis y verificación de componentes estructurales. Esto ha permitido reducir significativamente la vulnerabilidad de las construcciones sismorresistentes, en la medida que estos procedimientos se implementan en forma efectiva. En la actualidad se cuenta con una amplia variedad de procedimientos, ya sea de aplicación reglamentaria o como recomendaciones de diseño, para estructuras en general o para casos particulares. Si bien resulta difícil agrupar estos métodos de diseño sismorresistente, se puede plantear una clasificación general considerando tres tipos principales, de acuerdo al criterio utilizado para definir la demanda sísmica:

- Diseño basado en fuerzas: es el criterio más antiguo y empleado en la práctica, por el cual la demanda se define a partir de un espectro de aceleraciones considerando las propiedades dinámicas de la estructura. A partir del análisis estructural (estático o dinámico) se determinan las resistencias requeridas para verificar los miembros estructurales. Adicionalmente, se realiza una verificación de los desplazamientos laterales o distorsiones de piso para limitar el daño. Como ejemplo de la implementación de este método se puede mencionar los reglamentos [ASCE/SEI 7-16](#) y [ANSI/AISC 341-16](#). En la Introducción del Capítulo 10, donde se desarrolla un ejemplo numérico, se presenta un resumen de los pasos principales del diseño basado en fuerzas, ver [Figura 10-2](#).
- Diseño basado en desplazamientos: en este caso la demanda sísmica se define a partir de un espectro de desplazamientos ([Moehle, 1992](#)[Priestley et al., 2007](#), [Sullivan et al., 2012](#)). El diseño basado en desplazamiento, cuyo estudio detallado escapa a los alcances del presente trabajo, permite iniciar el proceso a partir de definir condiciones límites de desplazamientos (o deformaciones) que pueden vincularse directamente con niveles de daño o desempeño y luego se realizan las verificaciones vinculadas a la capacidad resistente de la estructura.
- Diseño basado en energía: en esta tercera alternativa, la demanda se define a partir de espectros de energía ([Uang y Bertero, 1988](#)). Este criterio, si bien resulta muy interesante y claro, desde el punto de vista conceptual, no ha tenido una aplicación difundida.

Para completar esta presentación general de los métodos de diseño sismorresistente es importante mencionar otros procedimientos como el diseño por capacidad (que se presenta en la [Sección 2.3](#)) y el diseño basado en desempeño (ver [Sección 2.4](#)). Éstos son complementarios a los métodos indicados previamente en la clasificación general. Es decir, que el diseño basado en desempeño puede utilizar el método de las fuerzas para cuantificar la acción sísmica e incluir también el diseño por capacidad.

2.2.2 Conceptos básicos: rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía

En esta sección discutiremos tres conceptos básicos de ingeniería estructural, que presentan fundamental importancia en el diseño de estructuras sismorresistentes y caracterizan la respuesta estructural: rigidez, resistencia y ductilidad. Es importante aclarar que estos tres parámetros pueden definirse a distintos niveles dentro de la estructura, ya sea que se considere el material, las secciones, los miembros y conexiones o el sistema estructural completo. En cada uno de esos niveles la respuesta puede representarse mediante una relación entre un parámetro estático y otro cinemático, como se indica en la Figura 2-1.

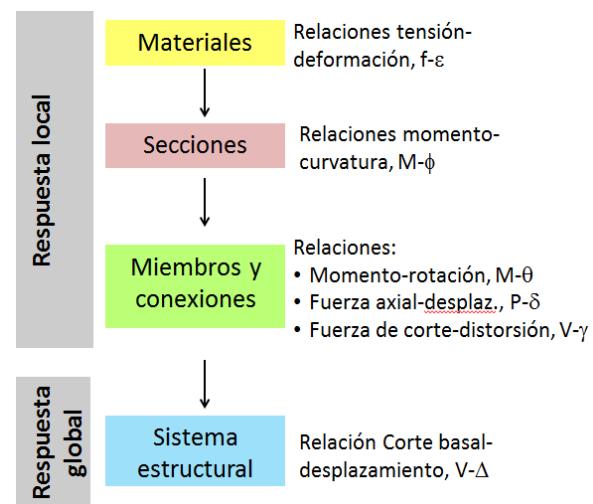


Fig. 2-1. Relaciones que definen la respuesta local y global de la estructura, considerando distintos niveles dentro del sistema estructural.

La rigidez estructural mide la mayor o menor capacidad para deformarse de un miembro, conexión o estructura y se cuantifica, en general, como la relación entre una fuerza (o momento) y un desplazamiento (o rotación). En estructuras sismorresistentes, resulta de particular interés la rigidez lateral de la estructura, esto es asociada a los desplazamientos de piso. En el caso general de sistemas o miembros con comportamiento no lineal, la definición de rigidez puede variar según el criterio que se use para su determinación, siendo tres los criterios más usuales (ver Figura 2-2):

- Rigidez inicial: se determina a partir del estado inicial de la estructura, y está dada por la pendiente de la recta tangente a la curva de respuesta en el punto inicial.
- Rigidez tangente: se determina mediante la pendiente de la recta tangente a la curva de respuesta en el punto determinado. La rigidez tangente varía desde un valor máximo inicial a medida que la estructura incursiona en rango no lineal.

- Rigidez secante: es la correspondiente a la de la recta secante definida por el punto inicial y un punto determinado de la curva de respuesta. Su valor varía dependiendo del punto considerado para su determinación, al igual que ocurre con la rigidez tangente.

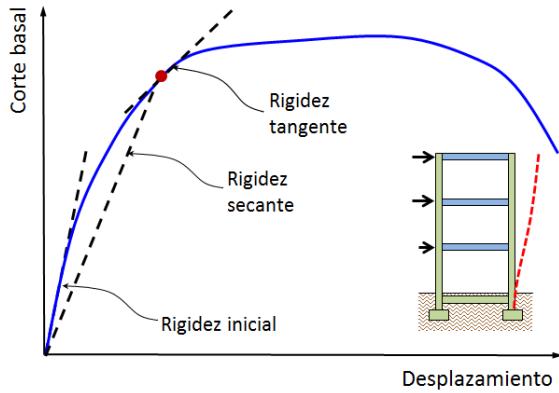


Fig. 2-2. Curva de respuesta global donde se indican distintos criterios para definir la rigidez lateral de la estructura.

La resistencia es una propiedad estructural que se vincula directamente con los estados límites últimos, es decir con la seguridad de la construcción. Según sea el tipo de solicitud la resistencia de los miembros se determina como una fuerza axial, fuerza de corte, momento fletor o momento torsor. Esta propiedad está relacionada con la capacidad de la estructura. Sin embargo, en los métodos modernos de diseño es usual denominar como resistencia requerida a las solicitudes, es decir en este caso la propiedad se vincula con la demanda. En resumen, se pueden distinguir los siguientes tipos de resistencia:

- Resistencia nominal: es el valor de resistencia obtenido mediante algún procedimiento racional (ecuaciones de diseño, análisis seccional, etc.) a partir de las propiedades mecánicas de los materiales y de la geometría de la sección.
- Resistencia de diseño: es igual a la resistencia nominal reducida por el factor de resistencia $\phi < 1.0$. En forma genérica, se puede designar también como resistencia disponible (ver [Sección 1.3.2](#)).
- Resistencia esperada: es el valor máximo probable que puede desarrollar una sección o miembro y se determina considerando la sobrerresistencia del material y las dimensiones reales de la sección o miembro estructural. Esta resistencia se usa en el diseño por capacidad (como se explica en la sección siguiente).
- Resistencia requerida: es el esfuerzo interno que solicita un miembro o componente estructural y que se obtiene mediante análisis estructural con las combinaciones de carga mayoradas por los factores de

carga, diseño por capacidad u otro procedimiento similar (ver [Sección 1.3.2](#)).

La ductilidad, μ , es una propiedad estructural que puede definirse como la capacidad de un material, sección, componente o sistema de deformarse inelásticamente sin pérdida de resistencia y se cuantifica como la relación entre la deformación o desplazamiento máximo y el correspondiente a fluencia. La ductilidad puede definirse a partir del desplazamiento máximo impuesto por el sismo (demanda de ductilidad), por ejemplo, para un sistema estructural se tiene que:

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (2-1)$$

donde Δ_{\max} es el máximo desplazamiento lateral de la estructura bajo la acción del sismo y Δ_y es el desplazamiento de fluencia. Alternativamente, también puede definirse para cuantificar la capacidad o ductilidad disponible. En este segundo caso, se determina como

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2-2)$$

donde Δ_u es el desplazamiento último que el sistema puede resistir.

Finalmente, analizaremos el concepto de energía disipada, debido a que es un aspecto de gran importancia en el diseño sismorresistente. En primer lugar consideramos un sistema lineal y elástico, Figura 2-3 (a) en el cual se aplica una determinada fuerza de modo de producir un desplazamiento Δ . En este proceso la estructura absorbe energía de deformación, la cual se representa gráficamente por el área OAB. Si descargamos la estructura, la misma vuelve a su posición inicial sin disipar energía. En segundo término, consideramos un sistema inelástico, Figura 2-3 (a), en el cual la estructura se deforma, siguiendo la trayectoria OAB hasta alcanzar el desplazamiento máximo, Δ_{\max} , absorbiendo energía de deformación que se representa por el área OABC. Al descargar la estructura, la trayectoria en este caso es diferente, debido a que han desarrollado deformaciones plásticas. Por esta razón, al eliminar la fuerza la estructura queda deformada y se tiene un desplazamiento permanente, Δ_p . Parte de la energía absorbida se recupera (área BCD) mientras que el resto es disipado por efecto de las deformaciones inelásticas (área OABCD). La energía disipada por un sistema es una variable importante en el diseño y es una de las razones por las cuales se pueden reducir las acciones elásticas de diseño, según se explica en la [Sección 2.6.4](#).

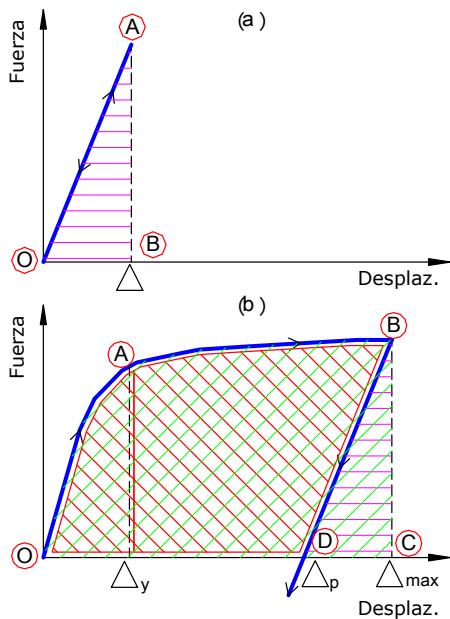


Fig. 2-3. Diagramas fuerza-desplazamiento de un sistema lineal y elástico y de un sistema inelástico para explicar los conceptos de energía absorbida y disipada.

Es importante aclarar ductilidad y energía disipada son conceptos que están relacionados, pero no son equivalentes. Esta afirmación puede comprenderse mejor si se analizan los ejemplos ilustrados en la Figura 2-4. En el caso (a) se representan dos sistemas estructurales que presentan los mismos desplazamientos máximos y de fluencia, razón por la cual la ductilidad desarrollada es la misma. Sin embargo, el sistema 2 exhibe el fenómeno de estrechamiento del ciclo (*pinching*) por lo que su capacidad de disipar energía es menor. En el caso (b) también se muestran dos sistemas con los mismos desplazamientos máximos y de fluencia, pero con diferente resistencia, de modo que el sistema 2 posee menor capacidad de disipar energía.

2.3 DISEÑO POR CAPACIDAD

El concepto del diseño por capacidad surgió en Nueva Zelanda, como una propuesta de [Hollings, 1969](#), para lograr una respuesta dúctil de las estructuras de hormigón armado. A partir de esta idea, Robert Park y Thomas Paulay, y posteriormente Nigel Priestley ([Paulay and Priestley, 1992](#)) y muchos otros investigadores, desarrollaron un método de diseño que en la actualidad se aplica a distintos tipos de estructuras.

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 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](#)). 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.

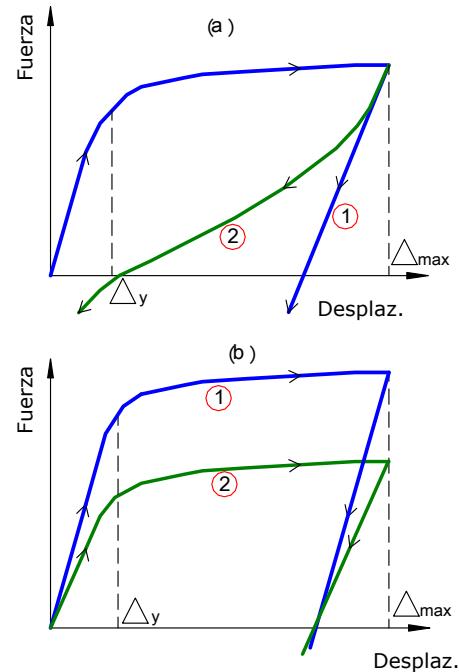


Fig. 2-4. Ejemplos de sistemas estructurales con igual ductilidad y diferente capacidad de disipación de energía.

El diseño por capacidad se basa en tres aspectos básicos y fundamentales:

- Selección de un mecanismo de deformación plástica para todo el sistema estructural, identificando los miembros o componentes en los que pueden desarrollarse deformaciones inelásticas. Este mecanismo no debe conducir a una demanda concentrada de deformaciones plásticas.
- Detallado adecuado de los miembros o componentes inelásticos para asegurar su comportamiento dúctil de la estructura.

- Diseño de los restantes miembros o componentes estructurales para resistir la acción sísmica en rango elástico, considerando la probable sobrerresistencia de los mecanismos dúctiles.

El concepto del diseño por capacidad puede expresarse en forma simple a través de la analogía de la cadena, Figura 2-5 (a), la cual se encuentra sometida a una fuerza axial P . Esta cadena cuenta con un eslabón dúctil que fluirá a un cierto nivel de fuerza, P_y . Los restantes eslabones, que presentan comportamiento frágil, se diseñan para resistir una fuerza mayor a P_y , con lo cual se asegura una respuesta dúctil.

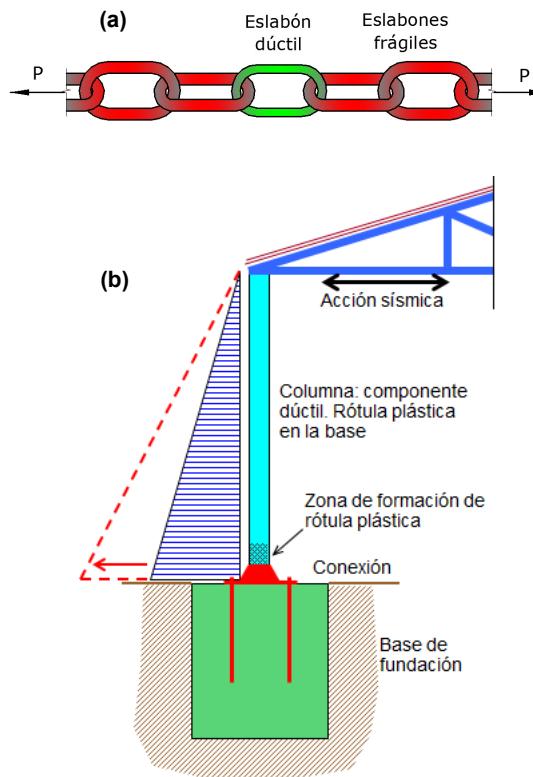


Fig. 2-5. (a) Analogía de la cadena para explicar el concepto de diseño por capacidad, y (b) ejemplo de la aplicación del diseño por capacidad en una estructura simple

Las zonas plásticas se denominaron inicialmente como “rótulas plásticas”, debido que el mecanismo dúctil considerado se basaba únicamente en la fluencia originada por la flexión (caso usual en pórticos no arrostrados, por ejemplo). Sin embargo, las zonas dúctiles pueden deformarse no solo por la acción del momento flector, sino también por efecto del corte o de la carga axial, dependiendo del tipo de estructura que se considera. Es por ello que el concepto de rótula plástica se ha generalizado y se emplea aún en los casos de riostras que fluyen en tracción o en placas de acero que lo hacen por corte.

Las partes componentes de la estructura se agrupan en dos tipos, según el concepto explicado previamente:

- zonas dúctiles o componentes o mecanismos dúctiles o componentes controlados por deformación, y
- componentes frágiles o componentes controlados por fuerza (su diseño depende de la resistencia probable de los componentes dúctiles) o componentes sensibles a la sobrerresistencia estructural o componentes protegidos por capacidad.

La Figura 2-5 (b) muestra un ejemplo para el caso de una estructura simple de acero. Las columnas de la nave industrial son los miembros dúctiles del sistema y se diseñan considerando que pueden formarse rótulas plásticas en la parte inferior de las mismas. La unión soldada entre la columna y la chapa de acero que la vincula a la fundación es un componente frágil que debe diseñarse para resistir en rango elástico la acción sísmica, aun cuando las solicitudes (momento flector) aumenten como consecuencia de la sobrerresistencia probable del acero al formarse una rótula plástica en la columna. La conexión debe diseñarse para resistir el momento máximo probable en la columna (representado por el diagrama en líneas de trazos).

En los párrafos anteriores se han descriptos los aspectos conceptuales (también llamado “filosofía”) de diseño por capacidad. Estos conceptos, en su aplicación práctica, se implementan mediante un método claramente definido con requerimientos reglamentarios. Las especificaciones [ANSI/AISC 341](#), en forma conjunta con el reglamento [ASCE/SEI 7](#), incorporaron los conceptos del diseño por capacidad en ediciones anteriores a la vigente. El método implementado difiere significativamente al propuesto originalmente en Nueva Zelanda para estructuras de hormigón armado. La diferencia principal radica en la determinación de la resistencia requerida de los componentes protegidos por capacidad, la cual se realiza a través de dos estados de acciones sísmicas adicionales, los que se denominan:

- Acciones sísmicas con sobrerresistencia, E_{mh} .
- Acciones sísmicas limitadas por capacidad, E_{cl} .

Es decir que los componentes frágiles se diseñan a partir de acciones sísmicas que consideran la sobrerresistencia de la estructura (definida a partir de un factor global promedio, según el tipo estructural) o bien de la sobrerresistencia real obtenida de considerar los valores máximos probables de los componentes dúctiles. Estas acciones se explican y definen en la [Sección 2.6.7](#), luego de describir detalladamente el procedimiento general para la determinación de la acción sísmica de diseño.

2.4 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 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 raro: 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno $T_R = 475$ años.
- Sismo muy raro: 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 2-6 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.

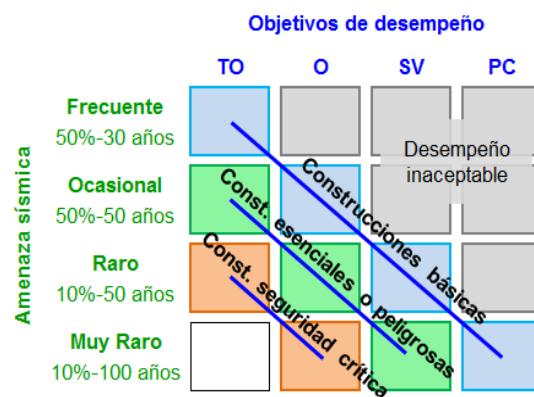


Fig. 2-6. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 (SEAOC, 1995). TO: totalmente operativo, O: Operativo, SV: seguridad de vidas y PC: prevención de colapso.

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 7-16](#), lo que facilita su aplicación práctica. En este caso, el sismo frecuente corresponde a 50% de probabilidad de excedencia en 50

años, periodo de retorno $T_R = 72$ años y el sismo MCE, 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno $T_R = 2475$ años. 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 2-7 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.

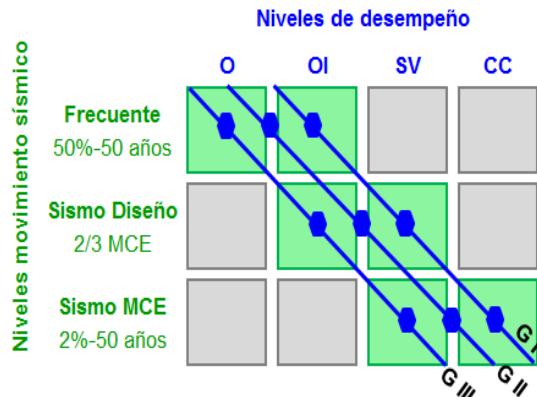


Fig. 2-7. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según FEMA 350. O: Operativo, OI: Ocupación inmediata, SV: seguridad de vidas y CC: casi colapso.

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 consideran como parámetro principal la distorsión de piso (definida como el desplazamiento lateral relativo dividido por la altura del piso, ver [Sección 2.7](#)). Así por ejemplo, en la Tabla 2-1 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 2-1. 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 2-8. El límite de servicio implica que la estructura permanece prácticamente en rango elástico, con daño despreciable y el comportamiento es controlado principalmente 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.

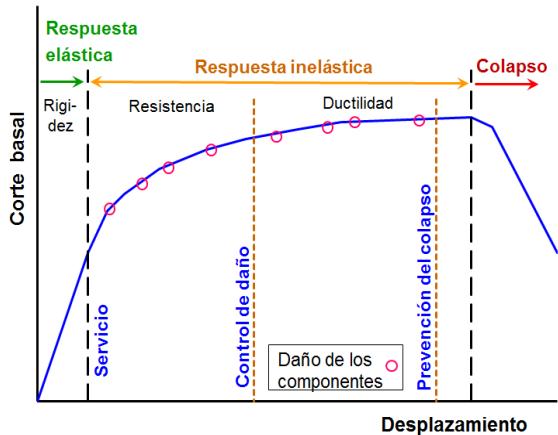


Fig. 2-8. Respuesta estructural y definición de los niveles de desempeño o prestación.

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 edificio 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.

2.5 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SEGÚN NORMATIVA ASCE/SEI 7

Las normativas ASCE/SEI 7, en conjunto con la ANSI/AISC 341 para estructuras de acero, no sólo se emplean en Estados Unidos sino también que sirven de referencia en muchos países de Latinoamérica. Estas normas definen un procedimiento de diseño que se encuadra en un método basado en fuerzas (ver [Sección 2.2.1](#)) y que incluye la aplicación del diseño por capacidad (ver [Sección 2.3](#)). En la Figura 2-9, a modo de resumen, se presentan las etapas del proceso de diseño con indicación de los pasos principales. Este resumen debe interpretarse como una guía general, resultado de la experiencia profesional del autor, y no como un procedimiento riguroso que debe seguirse sin posibilidad de otras alternativas.

El procedimiento que se explica en la Figura 2-9 considera dos etapas bien definidas: (i) etapa conceptual y (ii) etapa reglamentaria. La primera depende fundamentalmente de los conocimientos y experiencia del autor y en ella es aspecto principal es la selección de los materiales y tipos estructurales más convenientes para el caso considerado, así como la organización especial del sistema para lograr una estructura adecuada. Es una etapa de “lápiz y papel”, que requiere de imaginación para proponer y evaluar distintas alternativas. Resulta de gran importancia que el diseñador desarrolle una adecuada capacidad para analizar las ventajas y limitaciones de estas alternativas, con el objeto de llegar a una solución compatible con los requerimientos estructurales y los requisitos propios de la construcción que se estudia.

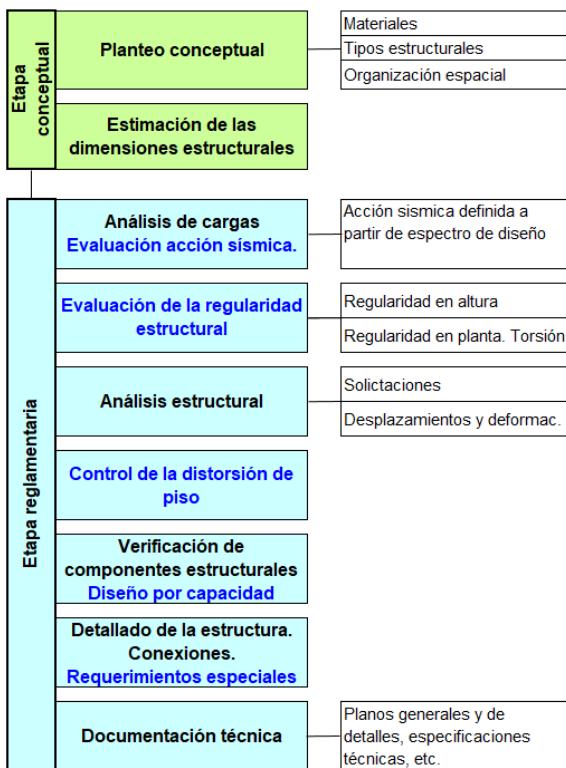


Fig. 2-9. Etapas del procedimiento de diseño sismorresistente.

La segunda etapa abarca los distintos pasos que aseguran que la estructura cumple los requisitos de seguridad y funcionalidad, de acuerdo con las reglamentaciones vigentes. Se requiere de la aplicación de métodos específicos para la evaluación de acciones, análisis estructural, dimensionamiento y verificación de componentes estructurales, cálculo de conexiones y fundaciones, etc. Es una etapa analítica, donde las herramientas computacionales representan una ayuda de gran importancia para simular el comportamiento estructural y realizar las distintas verificaciones. Es importante destacar, sin embargo, que las herramientas computacionales deben utilizarse en forma racional, conociendo las hipótesis de cálculo y asegurando que los datos ingresados representan en forma aceptable la estructura que se analiza. Las simulaciones computacionales arrojan una gran cantidad de resultados, los que deben revisarse para asegurar su validez. Para ello es necesario comprender conceptualmente el comportamiento de la estructura, aplicar juicio crítico y realizar verificaciones manuales de los resultados numéricos obtenidos.

En las próximas secciones se analizan algunos de los pasos del proceso indicados en la Figura 2-9, como son la determinación de las acciones sísmicas de diseño, el

control de las distorsiones de piso y la aplicación del diseño por capacidad para las estructuras de acero.

2.6 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA PARA DISEÑO

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. 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 mayora 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.

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:

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.

2.6.1 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 importantes para el diseño sismorresistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración (ver Figura 2-10). 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 2-10 se presenta el gráfico correspondiente a un espectro de aceleración.

El concepto de los espectros comenzó a gestarse gracias a una idea Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokio, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes períodos 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.

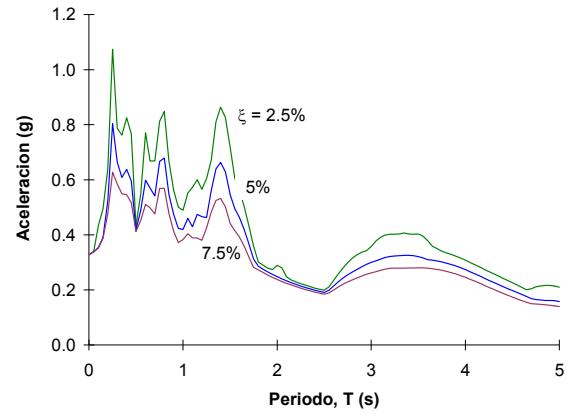


Fig. 2-10. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999, registro YPT.

2.6.2 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 7-16](#) 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 2-11).

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 7-16](#) 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 (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.

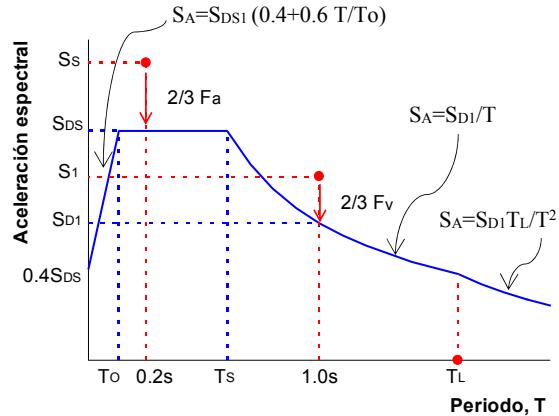


Fig. 2-11. Espectro de diseño considerado por las especificaciones [ASCE/SEI 7-16](#).

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:

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

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 una 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*).

Las modificaciones indicadas de los parámetros de referencia S_s y S_1 se representan esquemáticamente en la Figura 2-11 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

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](#)).

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 2-11) se determinan los períodos de transición T_0 y T_s mediante las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} \quad (2-4)$$

En la Figura 2-12 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 desplazamiento 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 ANSI/AISC 341-16) asegura que la estructura presenta una adecuada ductilidad para evitar el colapso ante la ocurrencia de un sismo severo.

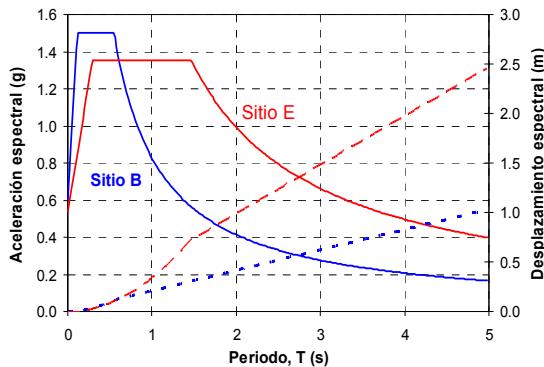


Fig. 2-12. Ejemplos de espectros de aceleración para diseño según [ASCE/SEI 7-16](#) y los espectros de desplazamiento calculados a partir de los primeros.

2.6.3 Acción vertical del sismo

Los espectros descriptos previamente se utilizan para definir la acción sísmica horizontal. Los reglamentos de diseño, normalmente, incluyen también requerimientos para considerar el efecto de la acción sísmica vertical. Esta consideración se debe a que el movimiento del suelo, resultante de la propagación de las ondas

sísmicas, presenta también una componente en la dirección vertical. En el caso de las normas [ASCE/SEI 7-16](#) 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 la interface suelo-estructura de las fundaciones.

El reglamento también incluye un procedimiento, aplicable en ciertos casos particulares, en el cual se determina una aceleración espectral a partir del periodo de vibración vertical de la estructura.

2.6.4 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 períodos largos, el desplazamiento máximo en rango no lineal es similar al desplazamiento máximo del sistema elástico (ver Figura 2-13), 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:

⁴ Recordar que los valores de desplazamiento espectral, S_D , pueden derivarse de la aceleración espectral

(estrictamente es la seudo-aceleración), S_A , mediante la relación: $S_D = \frac{T^2}{4\pi^2} S_A$.

$$R = V_E / V_y = \mu \quad (2-5)$$

donde V_E es la fuerza sísmica en el sistema elástico, V_y la fuerza de fluencia en la estructura inelástica y $\mu = \Delta_{\max}/\Delta_y$ es la ductilidad definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia).

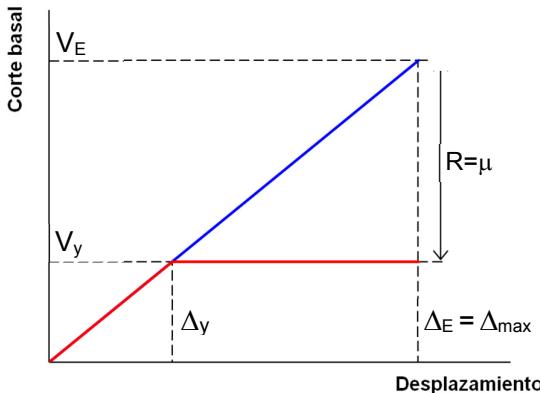


Fig. 2-13. Regla o concepto de igual desplazamiento entre un sistema elástico y otro elasto-plástico.

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 2-14; 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:

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2-6)$$

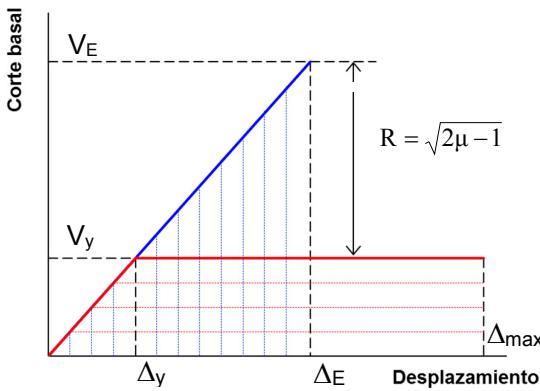


Fig. 2-14. Regla o concepto de igual energía entre un sistema elástico y otro elasto-plástico.

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 influido significativamente el diseño sismorresistente. En la Figura 2-15 se grafica la variación del factor R en función del periodo fundamental, T, que resulta de considerar las Ecuaciones 2-5 y 2-6 combinadas con tramos de variación lineal para cubrir todo el rango de interés. En esa figura se presentan los resultados para dos valores de ductilidad, $\mu = 3$ y 6. También se incluyen, con líneas de trazo, un criterio simplificado en el cual se asume una variación lineal entre $R=1$, para $T=0$, y $R=\mu$. Este criterio fue adoptado por muchos códigos de diseño durante varias décadas.

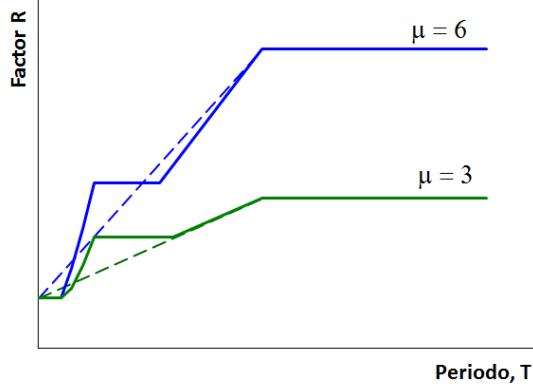


Fig. 2-15. Factores de respuesta (o de reducción) propuesto por Newmark y Hall.

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. \(2006\)](#). Las recomendaciones NERPH del año 1988 (según indica [Uang 1991](#)) propusieron modificaciones importantes para el cálculo del factor R, considerando el efecto de la ductilidad y de la sobrerresistencia estructural de todo el sistema. En la actualidad el reglamento [ASCE/SEI 7-16](#), al igual que los reglamentos de varios países de Latinoamérica, especifican que:

$$R = R_\mu \Omega_0 \quad (2-7)$$

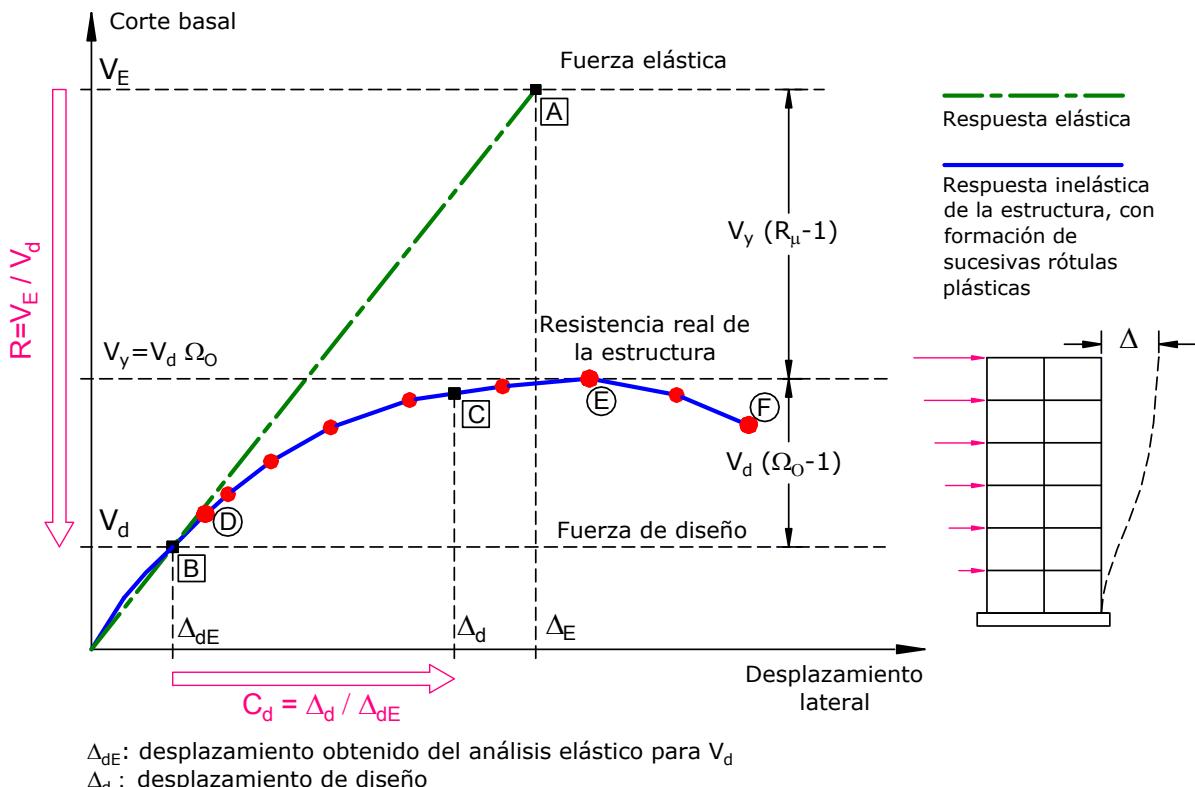
donde R_μ es el factor de reducción por ductilidad y Ω_0 es el factor de sobrerresistencia.

Para explicar los conceptos involucrados en la Ecuación 2-7 resulta útil analizar la respuesta estructural mediante un diagrama corte basal-desplazamiento lateral, como se muestra en la Figura 2-16. En este gráfico se muestra la respuesta lineal y elástica (línea de trazo) y la respuesta real esperada de la estructura (línea continua). El nivel de fuerza definido por el espectro de diseño se representa mediante el corte basal elástico, V_E (punto A del gráfico), mientras que el nivel de diseño se

indica mediante el corte basal V_d (punto B). A este nivel se realiza el análisis estructural y se determinan la resistencia requerida (solicitudes) y los desplazamientos elásticos, Δ_{dE} . Para obtener los desplazamientos de diseño (punto C). En resumen, el procedimiento considera tres aspectos principales:

- Determinación de las acciones elásticas (punto A).

- Cálculo de las acciones de diseño (punto B) mediante el factor de reducción R . En este nivel se calculan la resistencia requerida y los desplazamientos elásticos.
- Determinación de los desplazamientos de diseño, Δ_d (punto C), mediante el factor de amplificación C_d . Con estos desplazamientos realiza el control reglamentario de las distorsiones de piso.



La respuesta real de la estructura, en su fase inicial, presenta una rigidez mayor que la rigidez considerada en el análisis, debido a que reglamentariamente se consideran factores de rigidez efectiva (por efectos de fisuración, tensiones residuales, etc.). Al aumentar la acción lateral se produce la formación de sucesivas zonas de fluencia (rótulas plásticas para componentes controlados por flexión), lo cual se indica en la curva de la Figura 2-16 con los círculos en rojo. La primer rótula se produce, al menos teóricamente, para una fuerza un poco mayor que la acción de diseño V_d (punto D). Ello se debe a que en el diseño de los componentes se han considerado los factores de resistencia, que reducen la capacidad nominal, ver [Ecuación 1-1](#). Luego, se desarrolla la respuesta inelástica de la estructura, hasta alcanzar su máxima resistencia (punto E) y a partir de ese punto se inicia la degradación de resistencia que lleva al colapso (punto F). Es importante destacar que el hecho de que la

resistencia máxima real de la estructura sea mayor que la resistencia de diseño resulta como consecuencia de la sobrerresistencia del sistema (según se explica más adelante en esta sección) y se tiene en cuenta en el diseño explícitamente a través del factor Ω_0 . Si luego de realizar el diseño estructural con el procedimiento reglamentario, se realizará un análisis inelástico considerando la estructura con sus dimensiones y propiedades reales se debería obtener una resistencia mayor que la de diseño, en forma similar a lo indicado en la Figura 2-16.

La respuesta real de la estructura puede aproximarse mediante una respuesta bilineal equivalente, a los efectos de definir el nivel de fluencia (con corte basal V_y). El factor R_μ considera la ductilidad del que proporcionan los componentes dúctiles del sistema estructural. Este cuantifica la diferencia entre el nivel de respuesta elástica, V_E , y la resistencia V_y de la estructura, de modo que

$$R_\mu = V_E / V_y. \quad (2-8)$$

La ductilidad y capacidad de disipación de energía pueden 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 2-17 muestra dos ejemplos típicos de comportamiento histerético. El primero, Figura 2-17 (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 2-17 (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.

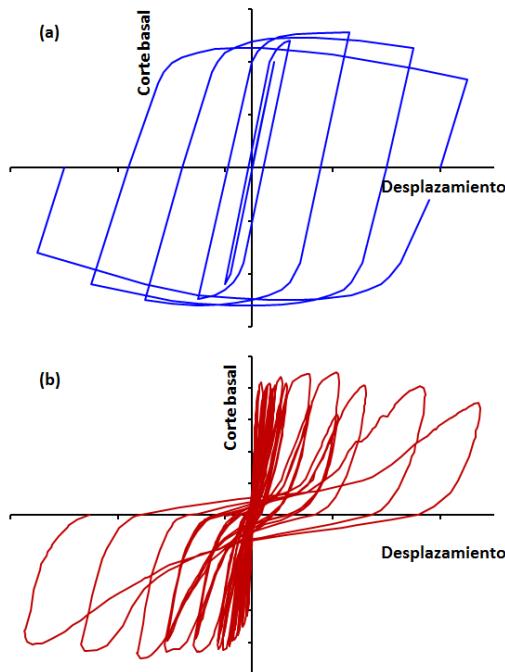


Fig. 2-17. Ciclos de histéresis típicos de: (a) estructura dúctil y (b) estructura con estrechamiento de los ciclos

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:

- sobrerresistencia de diseño, Ω_D
- sobrerresistencia del material, Ω_M
- sobrerresistencia del sistema, Ω_S

de modo que

$$\Omega_o = \Omega_D \Omega_M \Omega_S \quad (2-9)$$

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 $V_d = V_c/R$. 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 está controlado 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. Los requerimientos torsionales, que incluyen en el análisis la torsión accidental, también contribuyen a incrementar la sobrerresistencia de diseño. 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 sobreresistencia Ω_o se utiliza luego en el diseño de ciertos componentes estructurales al definir las acciones sísmicas con sobreresistencia.

2.6.5 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_{DE} , 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 2-17).

2.6.6 Tabla de factores R, Ω_o y C_d

Los valores del factor de modificación de respuesta R, del factor de sobreresistencia 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 2-2 presenta los valores correspondientes a estos factores para distintos tipos de estructuras metálicas, de acuerdo con las especificaciones [ASCE/SEI 7-16](#), mientras que la Tabla 2-3 presenta los mismos factores pero para el caso de estructuras compuestas de acero y hormigón armado.

Del análisis de las Tablas 2-2 y 2-3 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 económicos.

Tabla 2-2. Valores de los factores R, Ω_o y C_d para estructuras de acero según [ASCE/SEI 7-16](#).

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 arriostrado intermedios capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño.			
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2.5	5

Tabla 2-3. Valores de los factores R , Ω_0 y C_d para estructuras compuestas o mixtas de acero y hormigón según [ASCE/SEI 7-16](#).

Sistema sismorresistente	R	Ω_0	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

También se deduce de dicha tabla que la reducción por ductilidad ($R_\mu = R / \Omega_0$, 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 (ver Tabla 2-2), el factor de reducción por ductilidad es $R_\mu = 1$.

Es importante considerar el caso de construcciones que presentan combinaciones de tipos estructurales en una misma dirección de análisis. El reglamento [ASCE/SEI 7-16](#) indica que, en estos casos, deben adoptarse los factores de diseño R , Ω_0 y C_d correspondientes al tipo de estructura que presenta el menor valor de R . Este requerimiento no es aplicable para edificio de uno o dos pisos con diafragmas flexibles. También se incluyen criterios para definir los factores de diseño cuando se combinan dos tipos estructurales distintos en una misma estructura vertical (plano estructural).

2.6.7 Acciones sísmicas para el diseño por capacidad

En la [Sección 2.3](#) se presentaron los conceptos fundamentales del diseño por capacidad, los que se han aplicado para implementar distintos métodos de aplicación práctica. En esta sección se analizar el procedimiento implementado por la normativa norteamericana para el caso de estructuras de acero. En la [Sección 2-5](#) se analizó el proceso de diseño sismorresistente, en términos generales y se presentó un resumen de los pasos del proceso divididos en dos etapas. En la Figura 2-18 se muestran los pasos de la etapa reglamentaria y su relación con el procedimiento de diseño por capacidad. Como puede observarse, la verificación o dimensionamiento de los componentes estructurales se realiza distinguiendo claramente entre los componentes o mecanismos dúctiles y los frágiles que deben protegerse por capacidad. En el primer caso, la resistencia requerida se obtiene de las combinaciones de cargas reglamentarias, incluyendo la acción sísmica derivada del espectro de diseño. Sin embargo, para los componentes frágiles o protegidos por capacidad, la resistencia requerida se determina considerando dos acciones sísmicas adicionales:

- **Acciones sísmicas con sobrerresistencia, E_{mh} :** definidas a partir del factor de sobrerresistencia global de la estructura

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \quad (2-10)$$

donde Q_E representa el efecto de la acción sísmica determinada a partir del espectro de diseño y reducida por el factor R . El factor de sobrerresistencia Ω_0 se determina para los distintos tipos estructurales como un valor promedio o aproximado para condiciones usuales y no considera las características particulares de la estructura analizada.

- **Acciones sísmicas limitadas por capacidad, E_{cl} :** estas acciones se definen como las máximas solicitudes obtenidas de un análisis plástico racional,

considerando los valores esperados de la resistencia de los materiales. Estas acciones sísmicas permiten determinar valores más precisos de la resistencia requerida de los componentes que deben permanecer en rango elástico, dado que en su determinación se consideran las características propias de cada estructura, tales como propiedades geométricas, secciones utilizadas, materiales, etc. De modo que la determinación de la sobrerresistencia es más precisa. Es por ello que se reglamentariamente se considera que las acciones limitadas por capacidad representan un límite superior, esto es:

$$E_{mh} \leq E_{cl} \quad (2-11)$$

Los criterios para definir la acción sísmica limitada por capacidad se indican para cada tipo estructural (según se explica en el Capítulo 4 y sucesivos). Estos criterios se pueden agrupar en dos principales: definición a nivel global o definición a nivel local. En el primer caso, se debe considerar toda la estructura y realizar un análisis plástico o bien un análisis no lineal, mientras que en el segundo caso se considera un mecanismo local, por ejemplo plastificación de los extremos de una viga, y se determina el corte inducido en esa situación a partir de consideraciones de equilibrio.

Una vez definidas las acciones sísmicas para el diseño por capacidad se obtiene la resistencia requerida a partir de las combinaciones reglamentarias, que en

forma genérica se pueden representar mediante la siguiente ecuación:

$$R_u = \sum \lambda_i Q_i + (E_{mh} \text{ o } E_{cl}) \quad (2-12a)$$

donde $\lambda_i Q_i$ representa, en forma genérica, los distintos estados de cargas con sus correspondientes factores de carga, según la combinaciones reglamentarias. En el caso del método LRFD, las ecuaciones de combinación (Ec. 1-2) se pueden expresar como:

$$6. \quad 1.2D + E_v + E_{mh} \text{ o } E_{cl} + L + 0.2S$$

$$7. \quad 0.9D - E_v + E_{mh} \text{ o } E_{cl} \quad (2-12b)$$

Con la resistencia requerida así determinada se verifican o dimensionan los componentes protegidos por capacidad, a partir de los criterios reglamentarios indicados para cada estado límite último según el tipo de solicitud.

El método de diseño por capacidad se completa con el detallado de los componentes dúctiles para asegurar dicho comportamiento mediante distinto tipo de requisitos, como por ejemplo: límites en la relaciones ancho/pesos para ductilidad moderada y elevada, conexiones viga-columna precalificadas, arriostramientos lateral de vigas, enlaces y nudos viga-columna, rigidizadores para controlar pandeo local, etc. En los componentes controlados por capacidad, si bien se asume que se comportarán en rango elástico, también se plantean requerimientos de detallado.

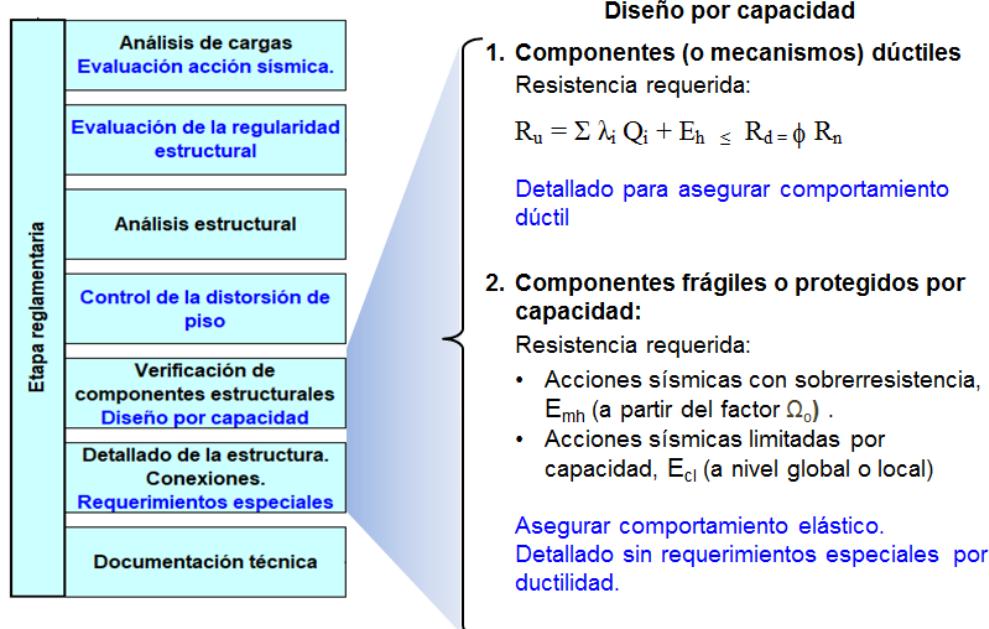


Fig. 2-18. Etapa reglamentaria del diseño sismorresistente y la aplicación del diseño por capacidad.

2.7 DESPLAZAMIENTO LATERAL Y DISTORSIÓN DE PISO

El desplazamiento lateral que experimentan las estructuras por acciones como viento o sismo es una variable de importancia en el diseño, debido a

su vinculación con tres aspectos: (i) la estabilidad estructural y el daño, (ii) el control de daño en elementos no estructurales, y (iii) el confort de los usuarios de la construcción. En el caso de la acción sísmica, el tercer aspecto no se relaciona con el objetivo primario del diseño, que es evitar la pérdida de vidas humanas, pero resulta importante para asegurar condiciones de servicio de la construcción. En esta sección analizaremos tres parámetros que se relacionan entre sí:

- Desplazamientos o deflexiones laterales de piso, Δ : representan los desplazamientos horizontales medidos en correspondencia con los entrepisos, techo u otros puntos característicos de la estructura..
- Desplazamientos relativos de piso (*story drift* o *interstory drift*): se definen como la diferencia entre el desplazamiento lateral en un determinado nivel y el nivel inferior.
- Distorsiones de piso (*story drift angle* o *story drift ratio* o *story drift index*), θ : igual al desplazamiento relativo de piso dividido por la altura de ese piso.

Los desplazamientos laterales esperados en estructuras sometidas a la acción sísmica de diseño son mayores que los desplazamientos obtenidos del análisis elástico, Δ_{dE} , por el desarrollo de la ductilidad, como ya se explicó previamente. Es por ello que el desplazamiento lateral de diseño, Δ_d , se determina como:

$$\Delta_d = \frac{C_d \Delta_{dE}}{I} \quad (2-13)$$

donde I es factor de importancia, cuyo valor se encuentra tabulado (para el reglamento [ASCE/SEI 7/16](#) varía entre 1.0 y 1.5).

En los procedimientos de diseño basados en fuerza, el control de desplazamientos se plantea como una verificación adicional, que en el caso de estructuras flexibles, como los pórticos no arriostrados, puede resultar en una modificación del diseño. Como parámetro de control usualmente se considera la distorsión horizontal de piso, θ_i , definida por (ver Figura 2-19):

$$\theta_i = \frac{(\Delta_{di} - \Delta_{di-1})}{h_i} \quad (2-14)$$

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

$$\theta_T = \frac{\Delta_T}{h_T} \quad (2-15)$$

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

categoría de ocupación, las características de los componentes no estructurales, etc.

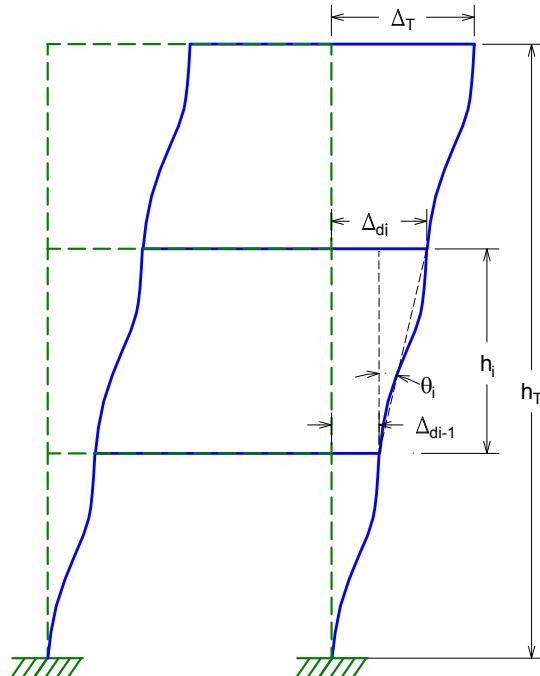


Fig. 2-19. Deflexión lateral de la estructura y definición de la distorsión de piso.

Es importante aclarar que la notación empleada por la normativa ASCE/SEI 7 para los desplazamientos laterales difiere de la utilizada en este texto, por ejemplo en las Ecuaciones 2-13 a 2-15. Ello se debe a que se ha priorizado la notación más usual en la bibliografía técnica que define a los desplazamientos laterales con la letra griega, Δ . En la mencionada normativa, los desplazamiento totales se designan como δ , mientras que para los desplazamientos relativos se emplea Δ .

2.8 ESTADOS DE CARGA Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.8.1 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 rostra o la pérdida de resistencia de las conexiones de una viga resultan 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:

$$R = R_{\mu} \Omega_0 / \rho \quad (2-16)$$

2.8.2 Combinaciones de carga con acción sísmica

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 7-16, ver Ecuaciones 1-2 y 1-4). Adicionalmente, cuando se aplican los criterios de diseño por capacidad, deben considerarse las acciones sísmicas con sobrerresistencia y las acciones sísmicas limitadas por capacidad, según se explicó previamente.

En la consideración de la acción sísmica debe incluirse el efecto de la vibración vertical, E_v , según se explicó previamente en la [Sección 2.6.3](#) y el factor de redundancia estructural, ρ , definido en la Sección previa. Es por ello que se aplica el siguiente criterio:

- En la combinación de carga 6 del método del LRFD ([Ecuaciones 1-2](#)) y en las combinaciones 8 y 9 del método ASD ([Ecuaciones 1-4](#)), el efecto de la carga sísmica se determina como:

$$E = E_h + E_v \quad (2-16)$$

- En la combinación de carga 7 del método del método LRFD ([Ecuaciones 1-2](#)) y en la combinación 10 del método LRFD ([Ecuaciones 1-4](#)), el efecto de la carga sísmica se determina como:

$$E = E_h - E_v \quad (2-17)$$

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.

2.8.3 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 modalpectral” 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 (solicitudes y desplazamientos) son funciones temporales y deben seleccionarse sus valores máximos a los efectos del diseño. El código [ASCE/SEI 7-16](#) 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 341-16](#) 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 internos 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 granrealismo, 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 \(2010\)](#).

2.9 TÉCNICAS AVANZADAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

2.9.1 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 2-20 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 comportamiento estructural es adecuado, pero el desarrollo de la ductilidad originó plastificación y pandeo local, lo que representa daño y ocasiona pérdidas económicas.

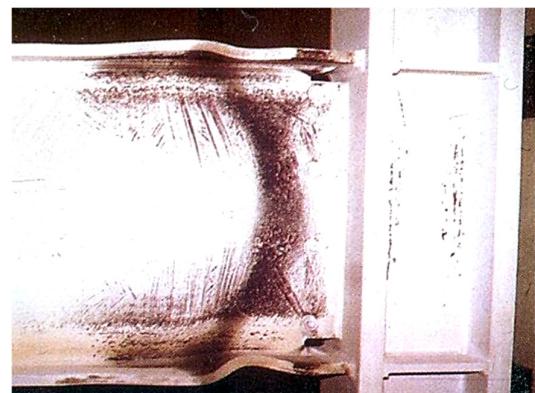


Fig. 2-20. Imagen de la rótula plástica en el extremo de una viga luego de la realización de un ensayo de laboratorio.

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 semiactivo. La Figura 2-21 muestra esquemáticamente, a modo de resumen, la 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 funcionamiento, esto es, (i) el asilamiento sísmico y (ii) la disipación adicional de energía (o amortiguamiento adicional).



Fig. 2-21. Clasificación de los distintos sistemas de protección sísmica.

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 trasmisida 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 2-22 (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 2-22 (b). Es por ello que usualmente los aisladores sísmicos incorporan en el mismo dispositivo o en forma separada disipadores de energía.

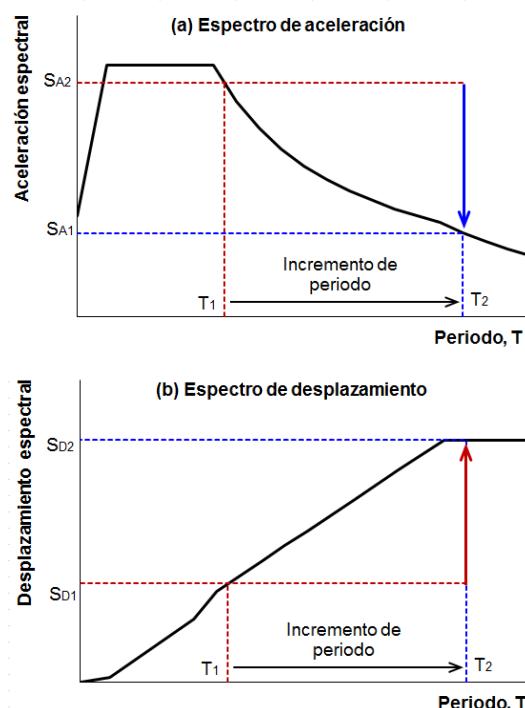


Fig. 2-22. Efecto del aislamiento sísmico en la demanda de aceleración y desplazamiento.

Al evaluar las características de los dispositivos de control pasivo es necesario considerar:

- Aspectos estructurales: rigidez, resistencia, capacidad de desplazamiento, capacidad de disipar energía o amortiguamiento (en el caso de los disipadores). Adicionalmente, la capacidad de recentrado, esto es la capacidad de volver a la posición inicial de equilibrio luego de finalizado el terremoto, es una propiedad que mejora las prestaciones de los dispositivos.
- Otras propiedades: durabilidad, resistencia al fuego, costo, posibilidad de inspección y eventual reemplazo (en caso de que resulte necesario), requerimientos de mantenimiento, etc.

El control activo, híbrido o semiactivo 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 Seiya Building, de once pisos, construido en 1989) y algunos casos aislados en Estados Unidos, Taiwán y China ([Soong y Spencer, 2000](#)).

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 2-23). 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 iniciales, f_i , la fuerza de amortiguamiento, f_d , y la fuerza restitutiva f_s ([Uang y Bertero, 1988](#)):

$$f_i + f_d + f_s = m \ddot{v}_t + c \dot{v} + f_s = 0 \quad (2-19)$$

donde m es la masa del sistema, c el amortiguamiento viscoso, \ddot{v}_t es la aceleración total y \dot{v} la velocidad.

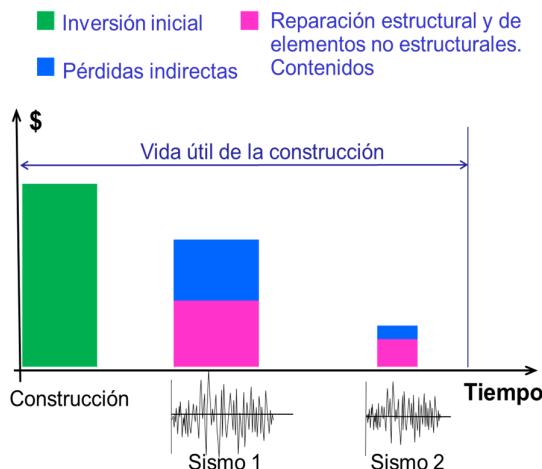


Fig. 2-23. Esquema de la distribución de costos por inversión inicial, por reparación y pérdidas indirectas a lo largo de la vida útil de una construcción.

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 $\ddot{v}_t = \ddot{v}_g + \ddot{v}$, de modo que:

$$m \ddot{v} + c \dot{v} + f_s = m \ddot{v}_g \quad (2-20)$$

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):

$$E_i = E_k + E_d + E_s + E_h \quad (2-21)$$

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 2-21) 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 2-24 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 2-24(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 (histéresis).

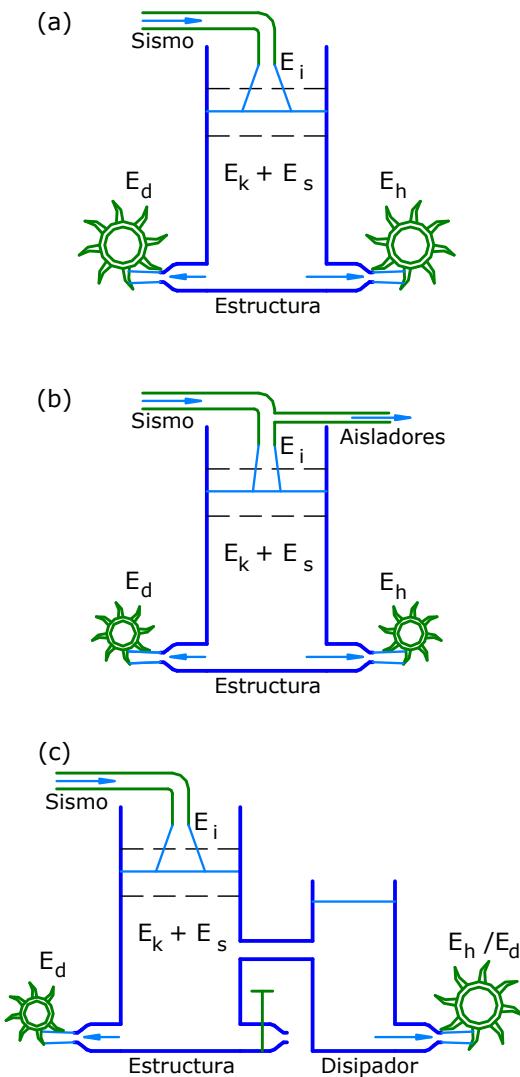


Fig. 2-24. Analogía hidráulica para explicar los criterios de diseño (a) convencional, (b) con aisladores y (c) con disipadores.

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 2-24(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 incurse en rango inelástico y desarrollen ductilidad. En la Figura 2-24(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 Filiatral \(2006\)](#), [Kelly y Konstantinidis \(2011\)](#), [Liang et al. \(2012\)](#), entre otros.

2.9.2 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 2-25 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 341-16 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	Disipadores activados por velocidad	Disipadores activados por movimiento
<ul style="list-style-type: none"> metálicos de fricción auto-centrantes 	<ul style="list-style-type: none"> viscosos 	<ul style="list-style-type: none"> masa sintonizada líquido sintonizado

Fig. 2-25. 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 2-26 (a). Como ejemplo de estos disipadores pueden mencionarse los dispositivos ADAS (por las siglas en inglés de *added damping and stiffness*) y TADAS (por las siglas en inglés de *triangular-plates added damping and stiffness*) ([Tsai, 1993](#)). La Figura 2-27 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. \(2002\)](#)).

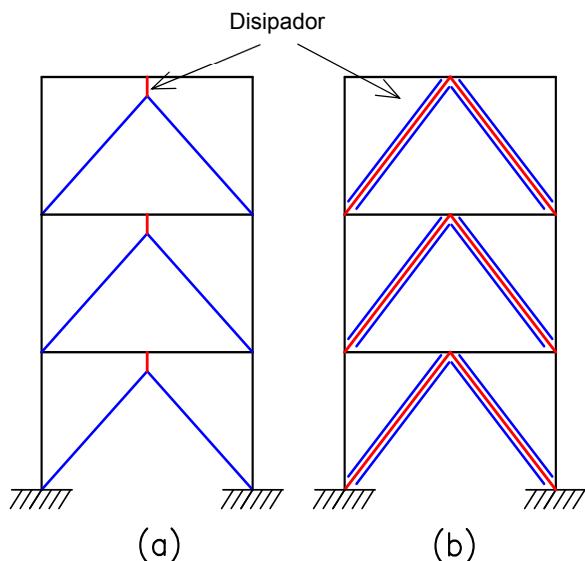


Fig. 2-26. Esquema de la ubicación de disipadores de energía en combinación con riostras de acero.

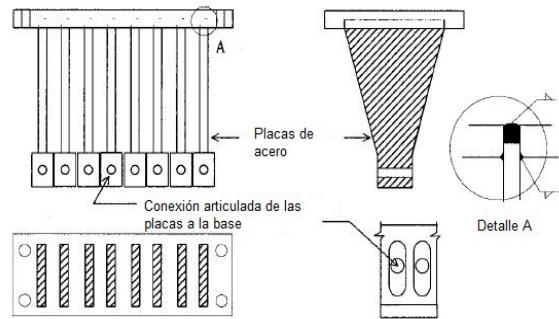
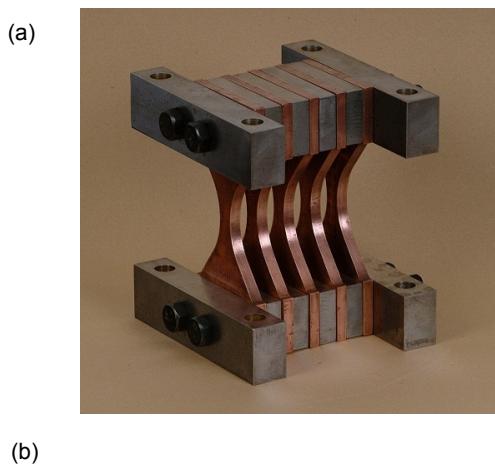


Fig. 2-27. Ejemplos de disipadores por fluencia, (a) ADAS y (b) TADAS.

En otros casos, la disipación se produce en la misma ristra, ver Figura 2-26(b), tal como ocurre en las ristras 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 2-28 presenta dos disipadores de energía por fluencia del acero para ser incorporados en ristras. 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 ristra 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 ristra. El disipador cuenta con una serie de elementos de acero (“fingers”) que fluyen en flexión.

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.

2.10 REHABILITACIÓN SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES

2.10.1 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.

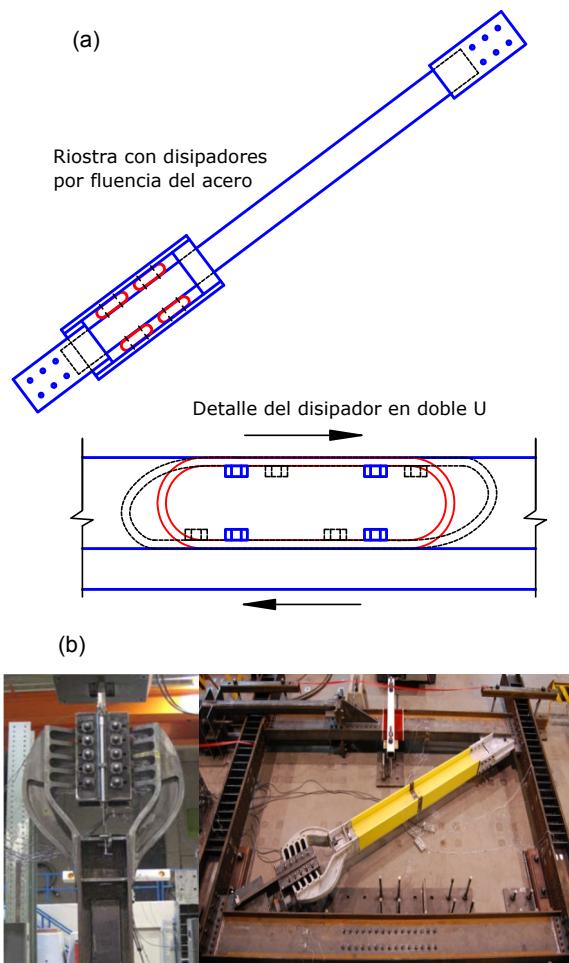


Fig. 2-28. Disipadores por fluencia del acero en extremo de riestras (a) disipador en forma de doble U y (b) disipador desarrollado por Cast Connex (<http://www.castconnex.com/>).

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 2-29 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. 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](#)).

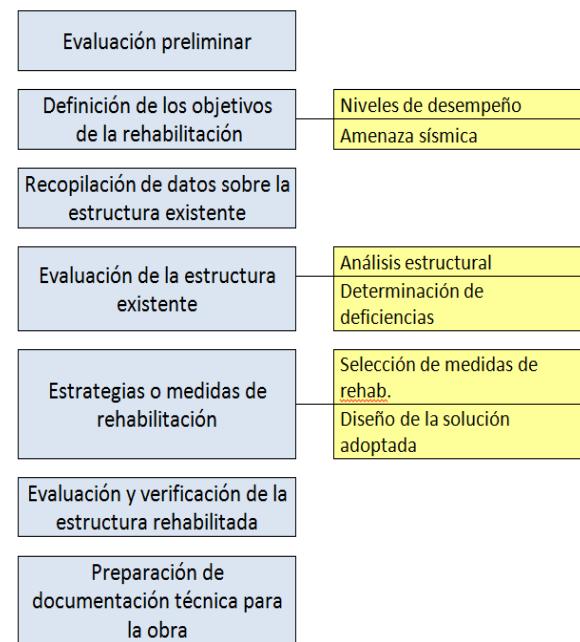


Fig. 2-29. Esquema del proceso de rehabilitación sísmica.

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.

2.10.2 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 descriptos 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 discontinuidades en la estructura que pueden corregirse, por ejemplo mediante la incorporación de ríostras 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 ríostras 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 medios) y con relaciones alto-ancho 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 fricionales, histeréticos o visco-elásticos, 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 ríostras, 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.

2.10.3 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 Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings](#) y [Steel Design Guide 12: Modification of Existing welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance](#) (Gross et al., 1999), entre otros.

Capítulo 3

Sistemas estructurales para construcciones de acero y construcciones compuestas

3.1 TIPOS ESTRUCTURALES USUALES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO

3.1.1 Introducción

La estructura puede definirse como el conjunto de componentes adecuadamente vinculados entre sí, en forma monolítica o mediante conexiones de distinto tipo, para resistir la acción de las cargas que la solicitan a lo largo de toda su vida útil. Se desprende de esta definición que la función principal de la estructura se relaciona con la condiciones de seguridad, lo que implica cumplir con criterios bien definidos de resistencia, rigidez, ductilidad y estabilidad. Sin embargo, debemos destacar que el objeto principal de una construcción no es soportar cargas, sino cumplir con el fin para el cual fue propuesta. El sistema estructural es una parte importante de la construcción pero no la única, la cual integran también instalaciones de servicios, cerramientos, revestimientos, carpintería, equipamiento, etc., dependiendo del destino de la misma. De modo que el diseño estructural queda totalmente condicionado al cumplimiento de una serie de requerimientos que no son de carácter estructural, pero que resultan prioritarios. En otras palabras, la estructura es una parte imprescindible de la construcción, pero el diseño de la estructura está condicionado por los requerimientos propios de la misma.

Las estructuras pueden clasificarse según distintos criterios. Uno de ellos, por ejemplo, es considerar como criterio de clasificación el destino o función de la construcción, en base a lo cual se tienen: puentes, edificios, torres, depósitos o contenedores, presas, muros de contención, túneles y plataformas. Otra alternativa es considerar como criterio de clasificación la geometría de los componentes estructurales. De este modo se pueden dividir las estructuras en tres grupos: estructuras de barras, de superficie y volumétricas. Esta clasificación puede servir con una primera ayuda para la modelación de la estructura, que en la actualidad se realiza usualmente con distintos programas de computación basados en el método de los elementos finitos. Así por ejemplo, una estructura de barras, como un pórtico, se modela usualmente con elementos tipo viga (elemento lineal de dos nodos). Los modelos para representar estructuras de superficie y volumétricas usualmente se implementan

utilizando elementos finitos planos (por ejemplo de 3 o 4 nodos) y elementos sólidos, respectivamente.

El estudio de los tipos estructurales, o morfología estructural, es un tema que en general no se trata con frecuencia en la bibliografía propia de la ingeniería estructural, si bien tiene una importancia significativa desde el punto de vista conceptual. Estos textos usualmente se concentran en temas específicos de análisis, cálculo y dimensionamiento. Por el contrario, en diversos textos sobre estructuras destinados a arquitectos se encuentran clasificaciones y estudios sobre los tipos estructurales. La ingeniería estructural, como cualquier disciplina técnica, emplea una terminología bien definida que permite expresar con precisión y sin ambigüedades los distintos conceptos, variables y métodos que le son propios.

En esta publicación, se presenta una clasificación de las estructuras, ver Figura 3-1, en la que las mismas se agrupan según dos criterios bien definidos: en primer lugar se dividen en tres grupos principales, considerando una condición geométrica (estructuras con elementos lineales, superficiales o volumétricos), y luego cada uno de esos grupos se subdividen teniendo en cuenta el tipo de esfuerzos que en ellos se desarrollan. De esta forma, la clasificación propuesta contribuye a comprender conceptualmente el comportamiento estructural, con una terminología clara y acorde a la disciplina.

Con respecto a las estructuras de acero, éstas 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 341-16](#) clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero en dos grupos, según se indica en la Figura 3-2 (las siglas que se indican en cada caso corresponden con la denominación en inglés adoptada por el reglamento).

Tipos de estructuras			Ejemplos	Materiales más usuales
1. Estructuras de barras o miembros prismáticos	Estructuras de tracción o compresión pura	Tracción	Cables y redes	Acero
		Compresión	Arcos	Acero, hormigón estructural, mampostería
	Estructuras de tracción y compresión simultánea predominante		Reticulados, pórticos arriostrados	Acero, madera, hormigón estructural
	Estructuras de flexión predominante		Vigas, pórticos planos o espaciales, emparrillados	Acero , hormigón estructural, madera
2. Estructuras laminares o de superficie	Membranas: esfuerzos axiales y tangenciales	Planas	Muros con carga en su plano Membranas textiles tensadas	Acero, hormigón estructural, mampostería armada, madera. Polímeros
		Curvas	Cúpulas y bóvedas con condiciones de vínculo adecuadas	Acero , hormigón estructural, mampostería
	Placas: esfuerzos de flexión	Planas (losas)	Losas Muros en general	Acero , hormigón estructural, madera, mampostería
		Curvas (cáscaras)	Cúpulas y bóvedas en general	Acero, hormigón estructural, mampostería
3. Estructuras masivas o volumétricas			Presas de gravedad, bases de fundación, terraplenes, escolleras	Hormigón estructural, suelos, rocas

Fig. 3-1. Clasificación general de los sistemas estructurales.

Los sistemas del primer grupo son, en general, más flexibles lateralmente y se caracterizan porque el comportamiento está controlado principalmente por la flexión. El segundo incluye sistemas de mayor rigidez cuyo comportamiento 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 341-16. Posteriormente, en los Capítulos 4 al 9 se presentan los aspectos particulares del diseño de cada uno de ellos.

3.1.2 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 3-3). 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 341-16](#) consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios.

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. 3-2. Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero, según ANSI/AISC 341-16.



Fig. 3-3. 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 341-16 contemplan un caso particular: los pórticos con vigas reticuladas (ver Figura 3.4). 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 3-5 se muestra la imagen de un caso real.

El mecanismo de deformación plástica se indica esquemáticamente en la Figura 3-6 para los dos tipos de segmentos especiales descriptos 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 3-4(a). Las partes restantes de la viga y las columnas se diseñan para permanecer en rango elástico.

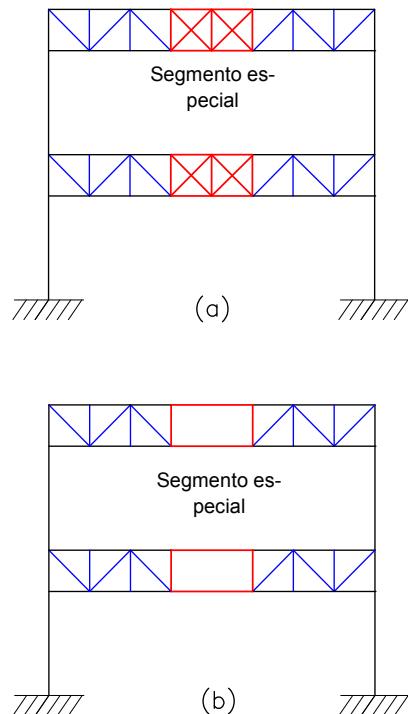


Fig. 3-4. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas, (a) segmento especial con reticulado en X, y (b) segmento con panel Vierendeel.



Fig. 3-5. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas, que incluyen 2 segmentos con panel Vierendeel ([Chao y Goel, 2006](#)).

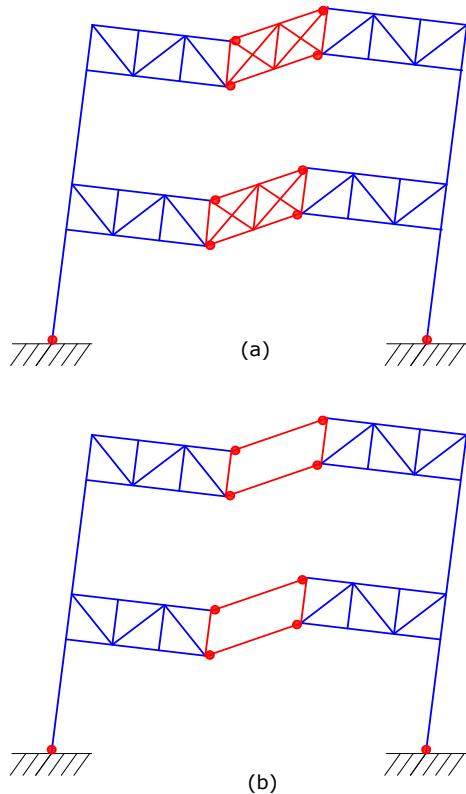


Fig. 3-6. Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de pórticos no arriostrado con viga reticulada.

De acuerdo a las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#), 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

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%.

3.1.3 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 3-7).



Fig. 3-7. Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.

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 3-8 se han marcado con líneas de trazo los ejes baricéntricos de las barras para mostrar que la conexión es concéntrica.

Las riostras se pueden disponer según diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la Figura 3-9. La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos

estéticos. Este aspecto se discute con más detalle en el [Capítulo 5](#).



Fig. 3-8. Detalle del nudo de un pórtico arriostrado con una conexión concéntrica (sin excentricidad).

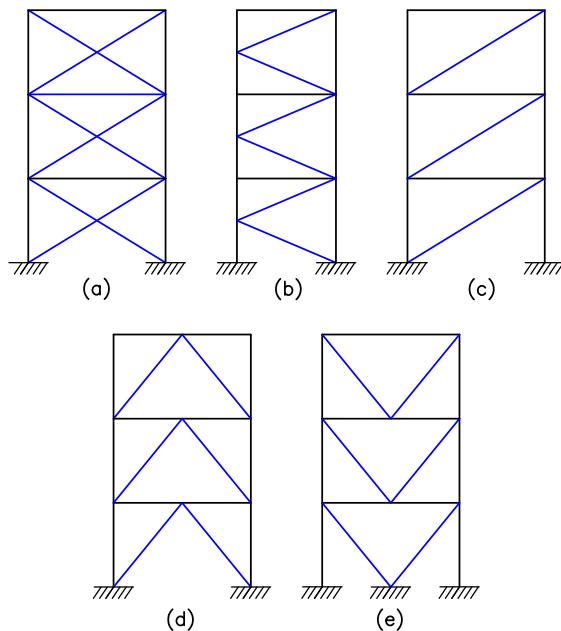


Fig. 3-9. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riestras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

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 riestras 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 riestras influye en las solicitudes 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 3-10, en la cual se presentan los resultados de un ejemplo en el que se analizan las solicitudes internas dos pórticos, uno con articulaciones (caso de la izquierda) y el otro con conexiones rígidas (caso de la derecha).

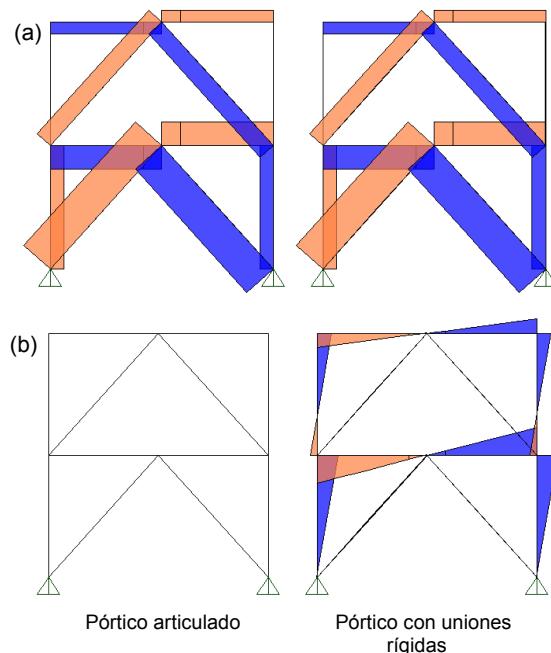


Fig. 3-10. Solicitaciones de (a) carga axial y (b) momentos flectores en un pórtico arriostrado con articulaciones o conexiones rígidas.

Los diagramas de carga axial, Figura 3-10(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 3-10(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 3-11.

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 3.12). 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 3-13.



Fig. 3-11. Edificio "Hearst Tower", en Nueva York y Tokyo Sky Tree.



Fig. 3-12. Vista de un pórtico arriostrado de acero utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de hormigón armado.



Fig. 3-13. Ejemplo de rehabilitación mediante el agregado de riostras de acero a una estructura de hormigón armado.

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: 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.

3.1.4 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 3-14) 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.

La Figura 3-15 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 3-15(a) muestra un pórtico arriostrado con enlace interior, esto es en la parte central de la viga, mientras que las Figura 3-15(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 solicitudes 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.

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 distintos tipos de construcciones sismorresistentes, incluso en casos de rehabilitación de estructuras existentes.

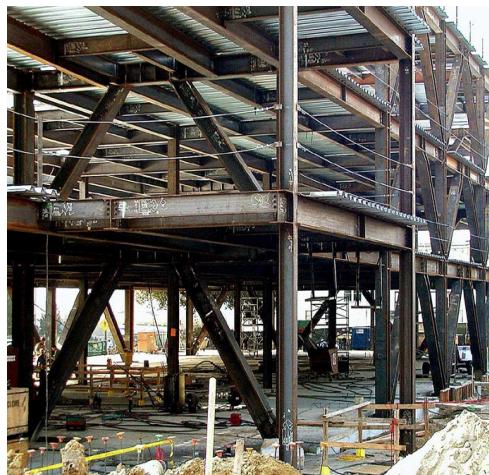
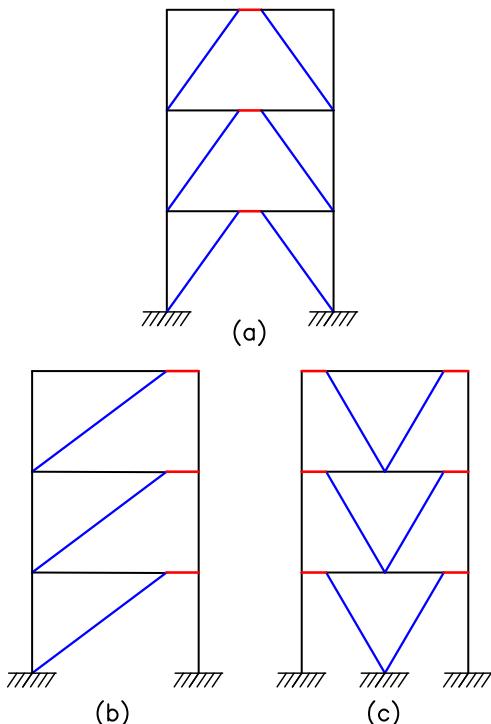


Fig. 3-14 Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley).

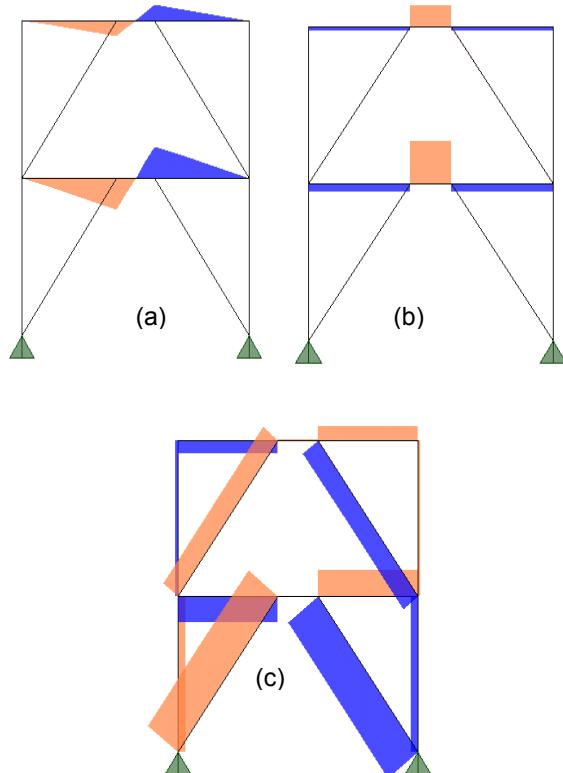
Los esfuerzos típicos que la acción sísmica induce en este tipo de pórticos se presentan en la Figura 3-16, para el caso de una estructura simple de dos pisos, con el enlace en la parte central de la viga. Se observa claramente cómo la conexión excéntrica genera esfuerzos elevados de flexión y corte 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.



El enlace debe diseñarse y detallarse en forma adecuada para asegurar una respuesta dútil y estable, para lo cual es importante controlar los problemas de inestabilidad por pandeo local. Los ensayos de laboratorio muestran 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 3-17 muestra el detalle típico de un enlace, donde se observan los rigidizadores de extremo de enlace y otros intermedios.

3.1.5 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 3.18 se muestra el esquema de una columna en voladizo y se representan los diagramas de solicitudes 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 3.19 se presenta algunos ejemplos de construcciones que incorporan este sistema estructural.



3.1.6 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 que permite hacer uso de la ductilidad del acero fluyendo tanto en tracción como en compresión. Las Figuras 3-20 y 3-21 muestran ejemplos de las aplicaciones de este sistema estructural ([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 341-16 incluyen estos dispositivos como sistema estructural: los pórticos con riestras de pandeo restringido (BRBF, *buckling-restrained braced frames*).

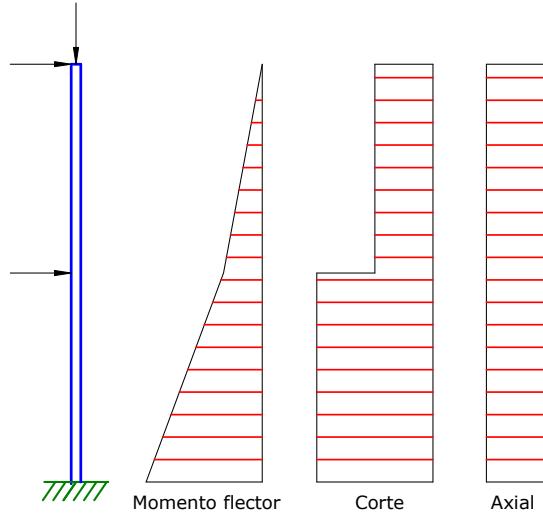


Fig. 3.18. Esquema de una columna en voladizo y diagramas de solicitudes.

Las riestras 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 3-22. 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 riestras de pandeo restringido frente a una riestra 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.

3.1.7 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 3-23. 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 viugas. 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 3-24 se muestra un ejemplo de este sistema estructural en un edificio en construcción.



Fig. 3-19. Ejemplos del sistema estructural de columnas en voladizo.



Fig. 3-20. Pórtico de acero con riestras de pandeo restringido.



Fig. 3-21. Vista de una riostra de pandeo restringido utilizada en nuevo edificio de la Universidad de California, Berkeley (Cortesía de EERC, University of California, Berkeley).

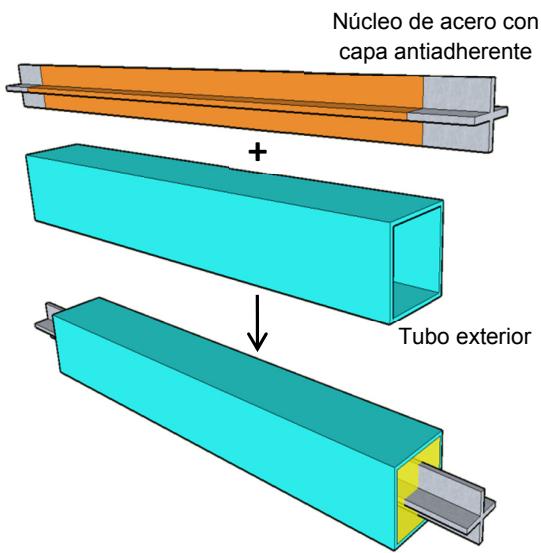


Fig. 3-22. Detalle de una riostra de pandeo restringido.

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 341-16](#). 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](#)).

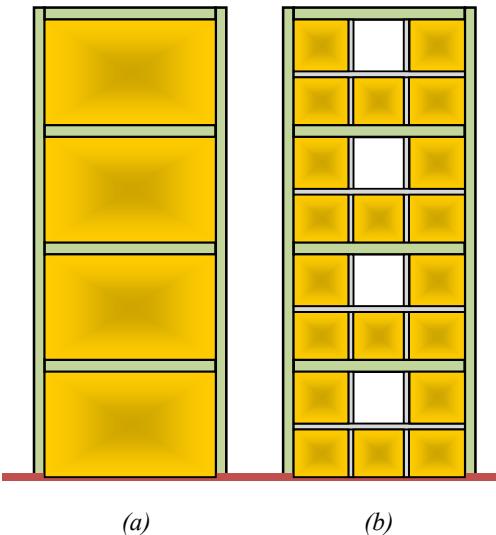


Fig. 3-23. Esquema de muros de corte con placas de acero (a) sin aberturas y (b) con aberturas.



Fig. 3-24. Ejemplo de muros de corte con placas de acero en un edificio en construcción.

[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 distintas 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 341-16](#). 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 3-25 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 2-2 y 2-3 reproducen los valores de los factores R , Ω_o y C_d indicados por el reglamento [ASCE/SEI 7-16](#), 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.

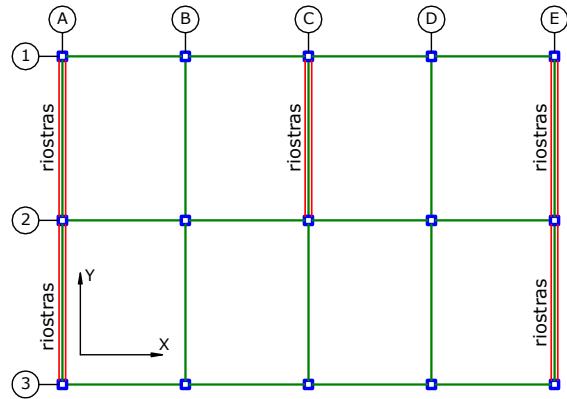


Fig. 3-25. Planta de un edificio con sistemas duales, con la combinación de pórticos no arriostrados y arriostrados.

3.2.2 Pórticos a momento con ríostras de esquina

Los pórticos a momento con ríostras de esquina o con tornapuntas (en inglés, *knee-braced moment frames, KBMF*) son pórticos con ríostras que vinculan parcialmente las vigas con las columnas, como se muestra en la Figura 3-26. La presencia de la ríosta origina que la rigidez lateral del pórtico se incremente (porque disminuye la longitud de las vigas y columnas) y modifica los diagramas de solicitudes (ver Figura 3-27). En general, la comparación de resultados indica que los valores máximos de los momentos flectores en vigas y columnas del pórtico con ríostras 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 arriostramiento. Es importante destacar, que el momento flector en los extremos de las vigas, donde se realizar la conexión vigacolumna, son reducidos, lo que simplifica el diseño de dicha conexión.

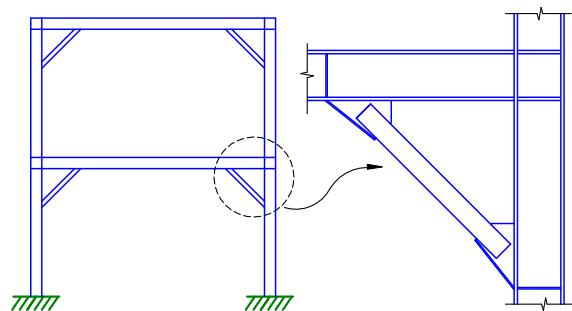


Fig. 3-26. Configuración general de un pórtico con ríostras de esquina y detalle de la conexión de la ríosta.

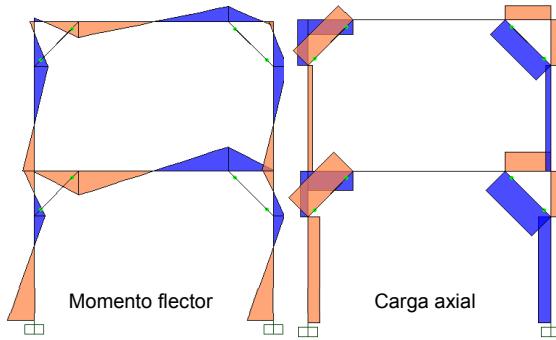


Fig. 3-27. Diagramas de solicitudes correspondientes a un pórtico con riostras de esquina bajo carga lateral.

Estas estructuras pueden desarrollar una respuesta dúctil a partir de un mecanismo de deformación plástica que implica la formación de rótulas plásticas en las vigas y la fluencia por tracción y el pandeo en las riostras de esquina ([Leelataviwat et al., 2011](#)). La Figura 3-28 representa esquemáticamente este mecanismo.

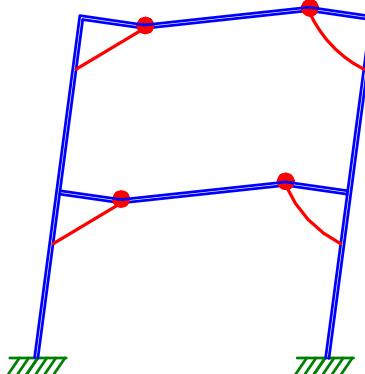


Fig. 3-28. Mecanismo de deformación plástica de un pórtico con riostras de esquina.

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 3-29 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 excéntricamente, 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.

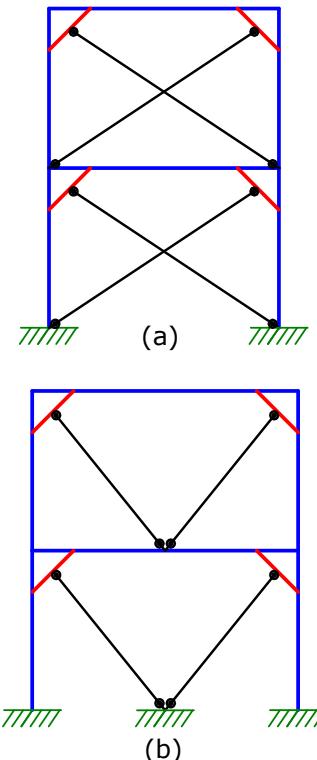


Fig. 3-29. Mecanismo de deformación plástica de un pórtico con riostras de esquina.

3.2.4 Pórticos arriostrados con estabilizadores

Los pórticos arriostrados concéntricamente, 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 3-30. Los estabilizadores son vigas reticuladas cuya altura se corresponde con uno o dos pisos del edificio, para tener la adecuada rigidez y resistencia ([Choi et al., 2012](#)). 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.

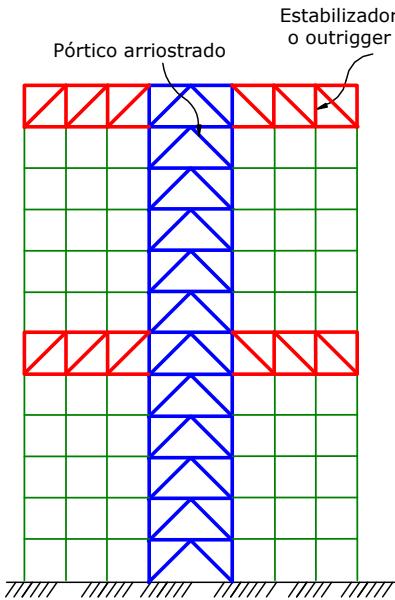


Fig. 3-30. Ejemplo de un pórtico arriostrado de 12 pisos, con dos niveles de estabilizadores.

Para explicar el comportamiento estructural se muestra en la Figura 3-31 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 3-31, indica que se logra una importante reducción de los desplazamientos laterales, que en este ejemplo alcanza a un 52%.

El trabajo conjunto entre el núcleo arriostrado y las columnas adyacentes contribuye también a una mejor distribución de las solicitudes. Es por ello que los esfuerzos en el pórtico arriostrado disminuyen por el efecto estabilizante de los brazos. La Figura 3-32 permite comparar los esfuerzos axiales que induce la carga lateral para el mismo ejemplo presentado previamente. Se observa que las solicitudes 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 3-31).

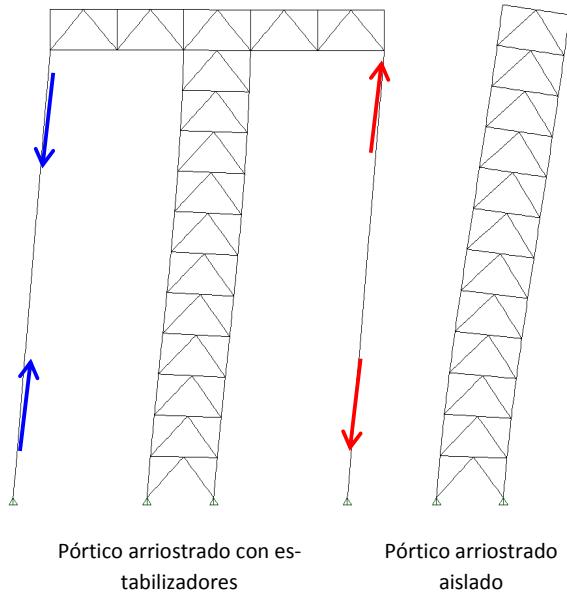


Fig. 3-31. Comparación de la deformada por carga lateral de un pórtico arriostrado de 10 pisos, con y sin estabilizadores en el nivel superior.

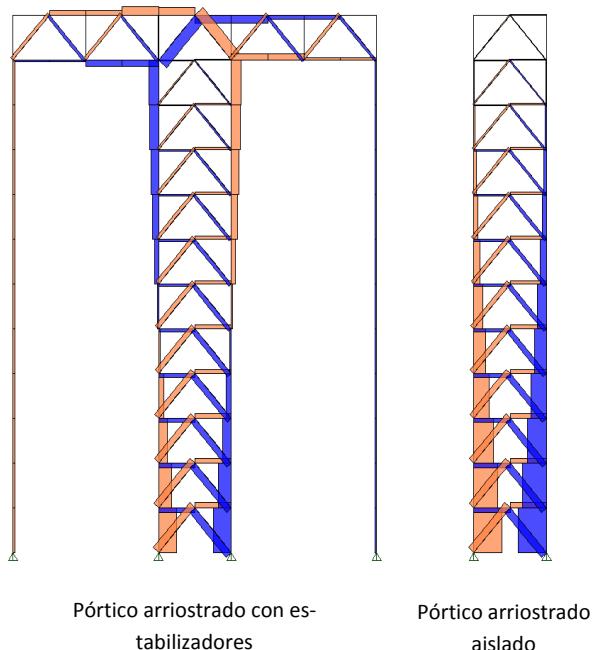


Fig. 3-32. Comparación los diagramas de cargas axiales por carga lateral en un pórtico arriostrado de 10 pisos, con y sin estabilizadores en el nivel superior.

El efecto estructural de los estabilizadores también puede analizarse, desde un punto de vista global,

considerando el momento de vuelco producido por las cargas laterales. En la Figura 3-33 se presenta una comparación del momento de vuelco en el pórtico arriostrado central en una estructura con un estabilizador en el nivel superior y otra con dos estabilizadores. En ambos casos se muestra el diagrama de momentos de vuelco y se indica también en línea de trazo el diagrama correspondiente a la estructura sin estabilizadores ([Bayati et al., 2008](#)). Se observa claramente el efecto de los estabilizadores que reducen el momento y por ende las solicitudes en el pórtico arriostrado central, como se discutió en los párrafos previos de esta sección.

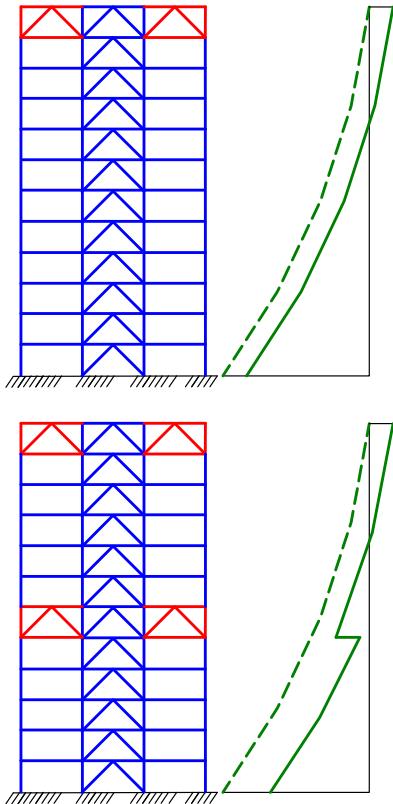


Fig. 3-33. Diagramas de momento de vuelco sobre el pórtico arriostrado central para dos configuraciones de estabilizadores (la línea de trazo representa el diagrama para la estructura sin estabilizadores).

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 3-34 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).

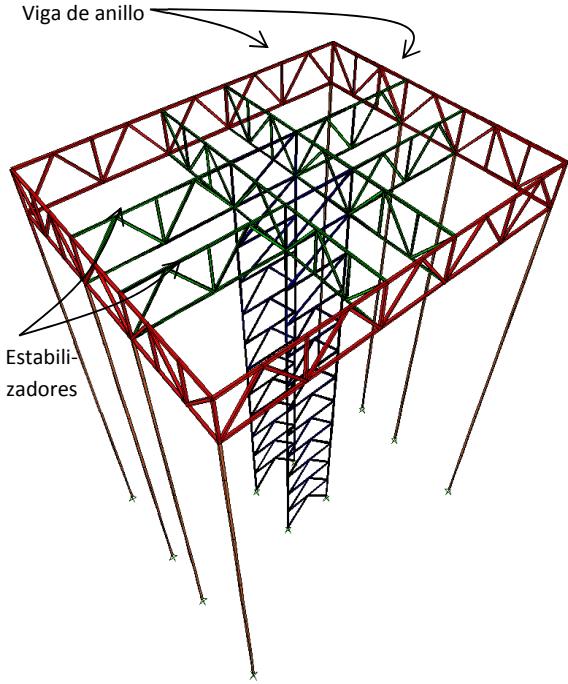


Fig. 3-34. Estructura con núcleo central con brazos laterales y viga de anillo para conectar con las columnas periféricas.

Como ejemplo de una construcción real, se presenta en la Figura 3-35 una imagen del edificio *First Wisconsin Center*, el que tiene 42 pisos de altura y cuenta con sistema estructural similar al descripto. 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. Otros ejemplos de edificios con estabilizadores pueden encontrarse en la publicación de [Choi et al., 2012](#).

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 rectangular, destinados a viviendas, hoteles u oficinas. Este sistema consiste en una serie de vigas reticuladas, dispuestas

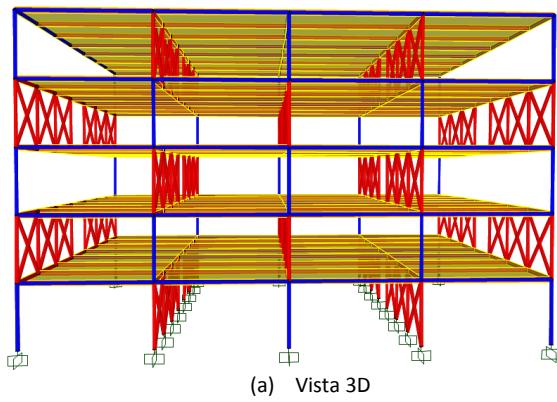
todas en la misma dirección (usualmente, en la dirección más corta de la planta del edificio) las que se van escalonando o alternando en la dirección vertical, ver Figura 3-36. Las losas de los entrepisos y cubierta apoyan en los cordones superior e inferior de estas vigas, que tienen una altura definida 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 3-36(b) se muestra el caso de la viga reticulada con un tramo Vierendeel en el centro.



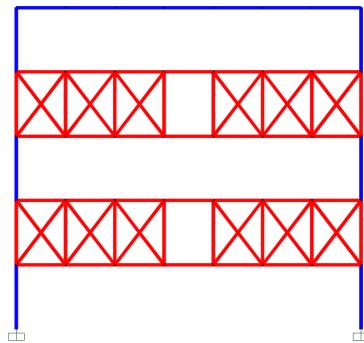
Fig. 3-35. Vista del edificio First Wisconsin Center, en Milwaukee, USA.

Las vigas reticuladas cumplen una doble función. En primer lugar, sirven para soportar las losas de los entrepisos 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 3-37. 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 3-36(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 3-38 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.



(a) Vista 3D



(b) Plano resistente con vigas reticuladas

Fig. 3-36. Ejemplo de la estructura de un edificio 5 niveles con reticulados escalonados.(a) Vista general, y (b) elevación de un plano vertical

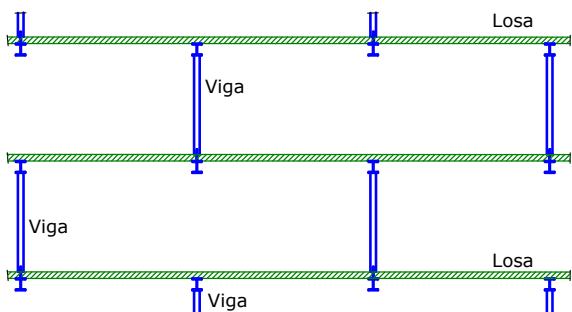


Fig. 3-37. Corte del edificio en la dirección perpendicular a las vigas reticuladas.

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.

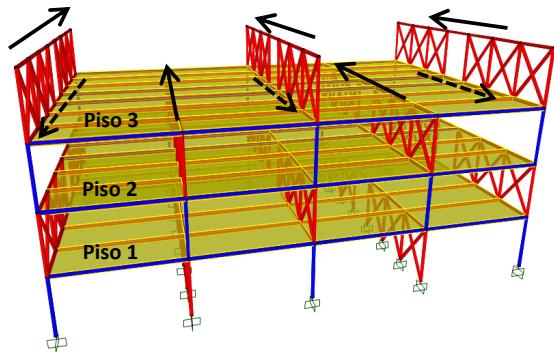


Fig. 3-38. Mecanismo de transferencia de carga lateral de un piso a otro a través de las losas.

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 las 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 cerramientos 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 3-398, 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.

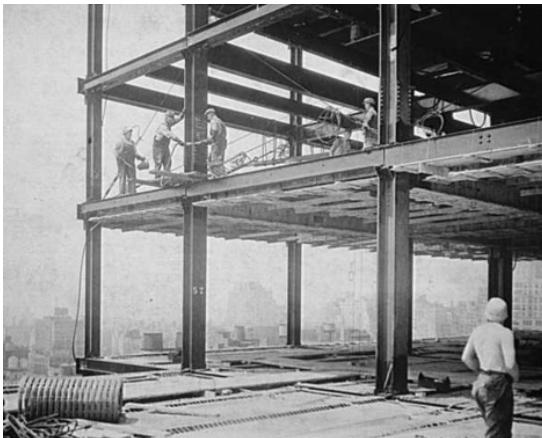


Fig. 3-39. Fotografías de la construcción del Empire State Building.

Otro ejemplo interesante es la *Millennium Tower*, en Austria, un edificio de 51 pisos para uso comercial y residencial ([Huber, 2001](#)), Figura 3-409. 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 3-41. 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.



Fig. 3-40. Imagen del edificio Millenium Tower, en Viena, Austria.

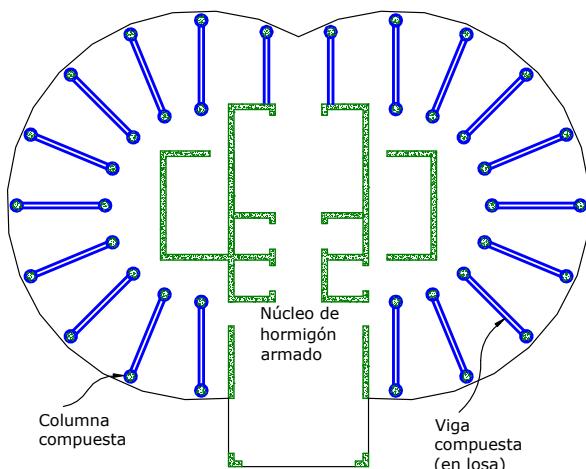


Fig. 3-41. Planta típica del edificio Millenium Tower.

En el caso de edificios de altura, una solución muy conveniente desde el punto de vista estructural y constructivo ha sido el uso de “supercolumnas” 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 3-42. 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. 3-42. Edificio Norwest Center (ahora Wells Fargo Center), Minneapolis, con supercolumnas compuestas.

También se han usado supercolumnas 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 llenas 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 3-43 presenta un esquema estructural de la planta tipo del edificio. Usualmente, las supercolumnas se construyen con pernos soldados en la cara interior del tubo de acero, de modo de vincular el tubo con el hormigón de relleno, ver Figura 3-44.

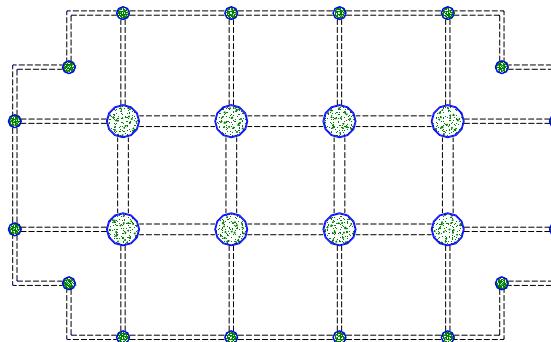


Fig. 3-43. Planta típica del edificio Pacific First Center.

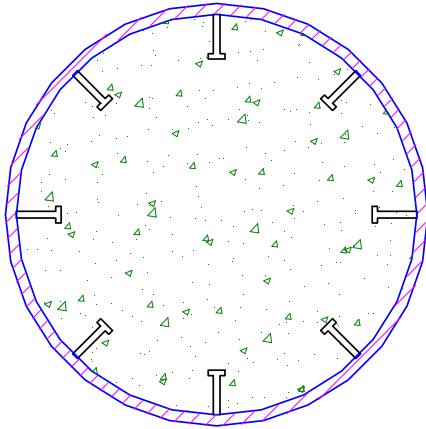


Fig. 3-44. Columna compuesta de sección circular de acero con pernos de vinculación.

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, descriptos previamente en la [Sección 1.8](#). 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.

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 3-45, 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).

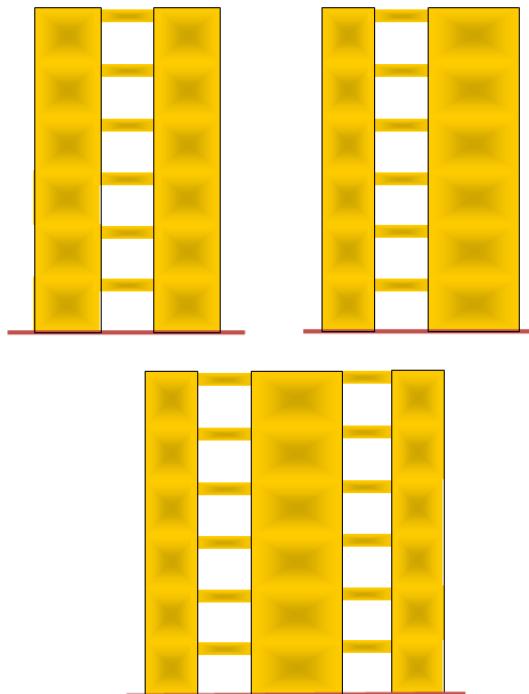


Fig. 3-45. Ejemplos de muros acoplados

Las principales ventajas de los muros acoplados 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 rigididades 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 3-46. 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 reforzamiento diagonal, lo que complica y demora el proceso constructivo.

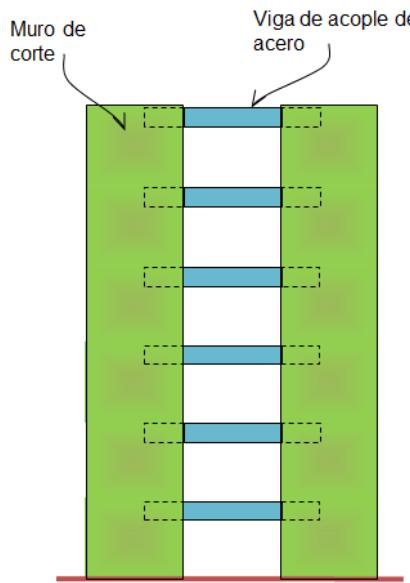


Fig. 3-46. Muros compuestos acoplados con vigas de acero.

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 3-47 muestra la imagen, tomada durante la construcción, de muros de hormigón armado acoplados con vigas de acero. Estas vigas de acople presentan ventajas constructivas frente a vigas similares de hormigón armado, debido a que estas últimas deben diseñarse usualmente con armadura longitudinal, transversal y diagonal para resistir adecuadamente los esfuerzos que en ellas se generan.

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, según se indicó en la [Sección 1.2](#). En las

próximas secciones se presentan, en forma general, algunos aspectos relevantes de las partes principales de los sistemas sismorresistentes para edificios. Luego, en los capítulos subsiguientes se analizan en detalle los distintos tipos estructurales y sus conexiones.



Fig. 3-47. Muros compuestos acoplados con vigas de acero ([Lehmkuhl, 2002](#)).

3.4.1 Componentes o planos verticales – Configuración espacial

Los componentes o planos verticales son las partes de la estructura diseñadas para resistir las acciones gravitatorias y/o laterales y trasmitirlas a las fundaciones. En el caso de estructuras de edificios, los planos verticales pueden diseñarse utilizando uno cierto tipo estructural (pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados, muros, etc.) o bien una combinación de ellos, de modo de conferir al sistema adecuada rigidez, resistencia y ductilidad.

La selección del o de los tipos estructurales a utilizar en cada caso, así como su disposición espacial representan un aspecto muy importante del diseño estructural, como se indicó al describir dicho proceso a partir de la [Figura 2-9](#). La organización estructural debe plantearse y optimizarse para lograr una solución adecuada y segura, que además sea constructiva y económicamente factible de realizar. Desde el punto de vista estructural, alguno de los aspectos principales son:

- Evitar irregularidades de masa, rigidez y resistencia en altura. En el caso de edificio, esto implica evitar discontinuidades de un piso con respecto al siguiente.
- Evitar irregularidades de masa, rigidez y resistencia en planta, con el objeto de reducir de la excentricidad de rigidez y resistencia⁵. De esta forma se logra reducir o eliminar los efectos torsionales que la vibración sísmica puede inducir en la estructura.

⁵ La excentricidad de rigidez se define como la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez de la estructural. Con similar criterio, la excentricidad de resistencia se define

como la distancia entre el centro de masas y el centro de referencia.

- Diseñar el sistema de manera de contar con adecuada redundancia estructural.
- Lograr la transferencia de cargas, desde el punto donde se generan a las fundaciones, en forma directa y simple.

Algunos de estos criterios se encuentran explícitamente considerados en los reglamentos de diseño, por ejemplo en lo que respecta a la evaluación de la regularidad en elevación y planta, mientras que otros son conceptuales y dependen del criterio del diseñador y de los condicionantes de cada caso particular. El análisis y estudio de la organización estructural, más allá de su relevancia, escapa a los alcances de este texto.

3.4.2 Diafragmas horizontales

Los diafragmas horizontales son planos estructurales que representan un parte importante de los sistemas estructurales, no solo para edificios, sino también en naves industriales, puentes, etc. Estos diafragmas pueden estar formados por losas de distintos tipo (diafragma tipo membrana) o por un sistema de arriostramientos (diafragma reticulado), y cumplen varias funciones [Sabelli et al. \(2011\)](#):

- Resistir las cargas gravitatorias actuantes en los entrepisos y cubierta de la construcción.
- Transferir las fuerzas de inercia originadas por la acción sísmica desde el punto donde se generan a los planos verticales del sistema sismorresistente. Es importante recordar que, en construcciones de edificios, gran parte de la masa del sistema está vinculada a los entrepisos.
- Interconectar los planos verticales del sistema sismorresistente formando así un sistema tridimensional. De esta forma es posible redistribuir las fuerzas adicionales debidas a la vibración torsional.
- Proveer estabilidad lateral a los planos verticales, disminuyendo así las longitudes de pandeo de las columnas y la longitud no arriostrada de las vigas.
- Resistir y transferir las fuerzas de inercia que se generan en cerramientos y otros elementos no estructurales.

Los diafragmas están formados por varios componentes, según sean las características y materiales del diafragma considerado. En general, se pueden distinguir los siguientes componentes:

- a) Losa (en el caso de diafragmas tipo membrana)
- b) Cordones: son los miembros de borde que resisten fuerzas de tracción y compresión como resultado de las fuerzas de inercia distribuidas en el diafragma (considerar que el diafragma puede idealizarse como una viga horizontal).
- c) Riostras o barras diagonales y montantes (en el caso de diafragmas reticulados)
- d) Colectores: miembros cuya función es transferir fuerzas del diafragma a los elementos resistentes

verticales, función que usualmente induce fuerzas de tracción y compresión.

- e) Conectores: su función es vincular el diafragma, por ejemplo una losa de hormigón armado, con los cordones y vigas de los elementos resistentes verticales.

El diseñador debe prestar especial atención en aquellos casos en los que los diafragmas presentan aberturas para escaleras o ascensores, debido a que en esos casos los cordones y colectores pueden presentar una longitud no arriostrada que debe verificarse como tal. En el ejemplo de la Figura 3.48 se muestra la planta de un edificio con diafragmas formados por losas con una abertura. Esta situación genera que uno de los cordones o un colector (según la dirección de la fuerza sísmica) estén no arriostrados en la zona central.

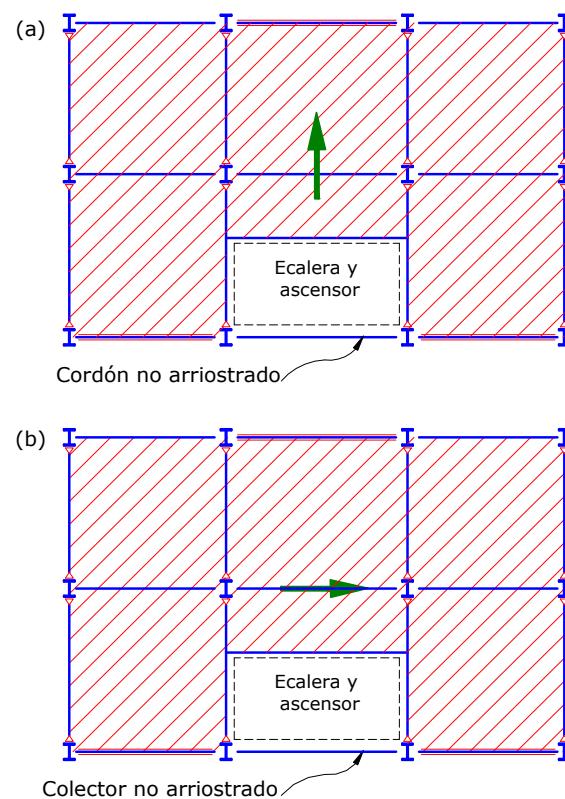


Fig. 3-48. Diafragma con aberturas.

Es importante mencionar que el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#), Sección B5, indica que los diafragmas y cordones deben diseñarse para resistir los estados de carga reglamentarios y sus combinaciones, mientras que para el caso de los colectores debe considerarse también las acciones sísmicas con sobrerresistencia. Igual criterio debe aplicarse para todos los miembros cuando se emplean diafragmas reticulados (con algunas excepciones, por ejemplo, cuando se emplean pórticos ordinarios arriostrados o no). Los cordones de diafragmas reticulados cumplen una función análoga a la de las columnas en pórticos especiales arriostrados concéntricamente, y como tal deben cumplir los requerimientos de miembros con alta ductilidad. Para mayor información

sobre el diseño de los diafragmas puede consultarse la guía preparada por [Sabella et al. \(2011\)](#).

Los diafragmas forman parte del sistema sismorresistente y, por lo tanto, deben ser adecuadamente representados en el modelo estructural para el análisis de solicitudes y deformaciones, en los casos en que su efecto no es despreciable. La modelación de los diafragmas depende principalmente de la rigidez de los mismos, pudiendo distinguirse tres casos principales:

a) Diafragmas rígidos: es el caso de losas de hormigón armado, de distintos tipos, o lasas compuestas, que por su gran rigidez pueden considerarse como indeformables a los efectos de la modelación. Esta condición implica que la losa puede desplazarse y girar respecto a un eje perpendicular a su plano, pero la distancia entre dos puntos cualesquiera del diafragma no experimenta desplazamiento relativo. Esto implica que se consideran tres grados de libertad por diafragma. La mayoría de los programas de análisis estructural permite definir esta condición mediante una opción de “*constrain*”.

Los reglamentos de diseño sismorresistente usualmente incluyen requerimientos para definir la condición de diafragma rígido, los cuales consisten en límites para la relación de dimensiones en planta (por ejemplo relación de lados menor que 3), para las aberturas presentes en el diafragma, para entrantes o salientes que pudieran existir, etc.

b) Diafragmas flexibles: son diafragmas que presentan una rigidez reducida y por lo tanto su efecto puede despreciarse en el modelo estructural. Este es el caso de diafragmas formados por entrepisos de madera o chapas de acero sin capa de hormigón.

c) Diafragmas semirígidos: representan una condición intermedia entre los dos casos anteriores y deben representarse en el modelo estructural según sean sus características. Por ejemplo, una losa de forma se puede modelar mediante elementos planos tipo membrana a los efectos de considerar su deformabilidad. En el caso de un diafragma reticulado formado por vigas, correas y riostras (caso típico de una nave industrial, ver [Figura 1-2](#)) se deben modelar los miembros componentes con sus propiedades mecánicas.

3.4.3 Conexiones para estructuras de acero

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) 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 y de ranura corta perpendiculares a la fuerza aplicada debe calcularse como pernos tipo

aplastamiento según [ANSI/AISC 360](#)), Sección J.3.10.

- 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). Se permiten agujeros holgados o de ranura corta cuando los efectos de la acción sísmica se transmiten por tracción en los pernos, y no por corte.
- Los pernos deben instalarse como pernos de alta resistencia pretensados.

b) Conexiones soldadas

No se indican requerimientos especiales, salvo la aplicación del Capítulo J del [ANSI/AISC 360-16](#).

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.

3.4.4 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 341-16](#) 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-318-14](#).

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 3-49. 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 armados (según reglamento [ACI-318-14](#)). 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).

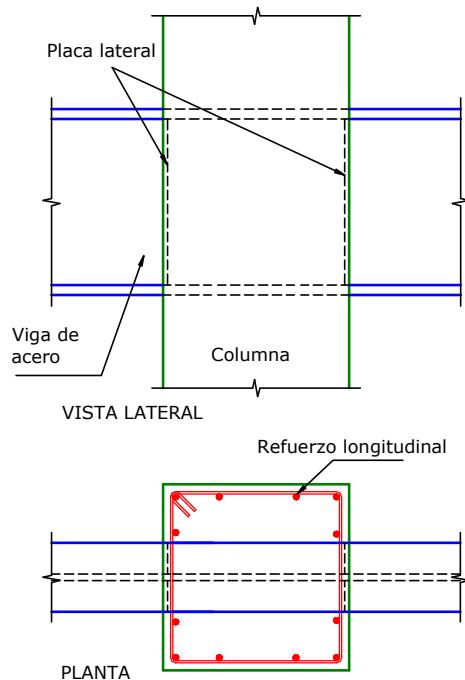


Fig. 3-49. Conexión de una columna de hormigón armado con una viga de acero que atraviesa el nudo.

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 3-50 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.

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 disminuye 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 341-16 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.

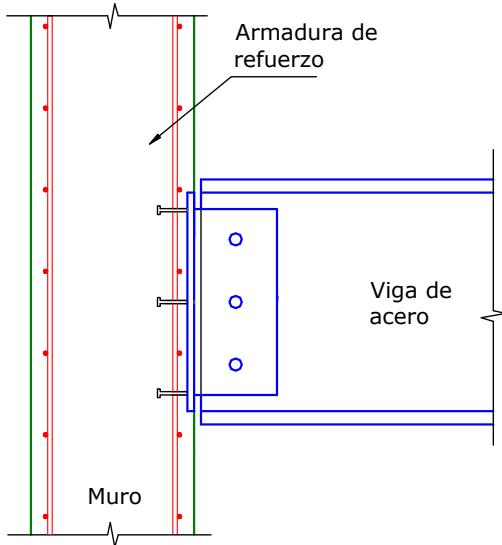


Fig. 3-50. Conexión de una viga de acero con un muro de hormigón armado.

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 341-16](#) 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 341-16 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 341-16](#) 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, salvo cuando está contemplado en conexiones indicadas por el reglamento [ANSI/AISC 358/16](#).
- 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. El reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) indica para los distintos tipos de estructuras cuales son las zonas protegidas a considerar en el diseño.

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, descriptos en la [Sección 1.7](#). 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 360-16 y AWS 1.1 *Structural Welding Code-Steel*.
- Soldaduras sísmicas: incluye todas las soldaduras de sistemas sismorresistentes ($R>3$) y deben

ajustarse a las especificaciones [ASIC 341-16](#) 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 [ASIC 341-16](#) 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 ANSI/AISC 341-16 (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 3-51.

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](#)).

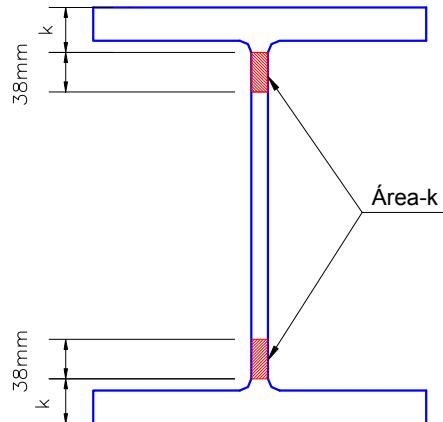


Fig. 3-51. Definición del "área-k" en perfiles laminados.

En los Comentarios de las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) se recomienda usar cortes en las esquinas de las placas y rigidizadores para evitar el contacto en las áreas-k. En la Figura 3-52 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 341-16, mediante ensayos con partículas magnéticas.

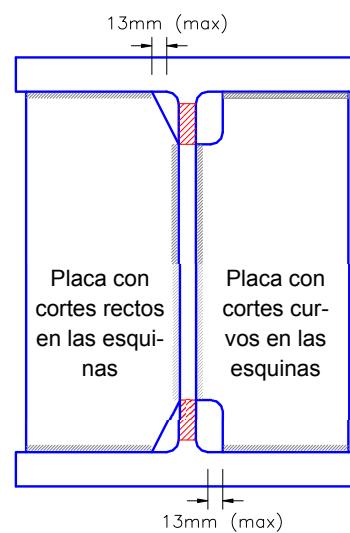


Fig. 3-52. Detalle de placas de continuidad con cortes rectos y curvos en las esquinas.

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 3-53.

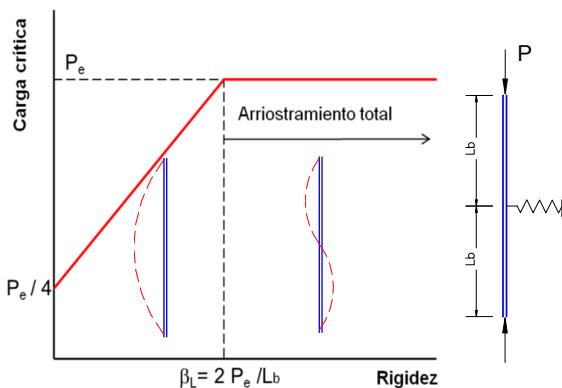


Fig. 3-53. Efecto de la rigidez del arriostramiento en la carga crítica de una columna.

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 approxima a la carga crítica.

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: arrastamiento lateral y torsional. En la Figura 3-54 se muestra la clasificación de los arriostramiento y en la Figura 3-55 se presenta un ejemplo de cada uno de ellos. El primer grupo, como su nombre lo indica, impide el desplamiento 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 arrostrando 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 arrostrar el ala superior.

Arriostramiento lateral	De panel
	Puntual
	Continuos
	De apoyo o <i>lean-on</i>

Arriostramiento torsional	Puntual
	Continuo

Fig. 3-54. Clasificación de los arriostramientos.

Los arriostramientos laterales, a su vez, se pueden subdividir en cuatro tipos: de panel (anteriormente denominado como relativo), puntual (anteriormente denominado como nodal), continuo y de apoyo o *lean-on*. Los arriostramientos de panel controlan los desplazamientos laterales relativos mediante un sistema de riestras 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 riestras.

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.

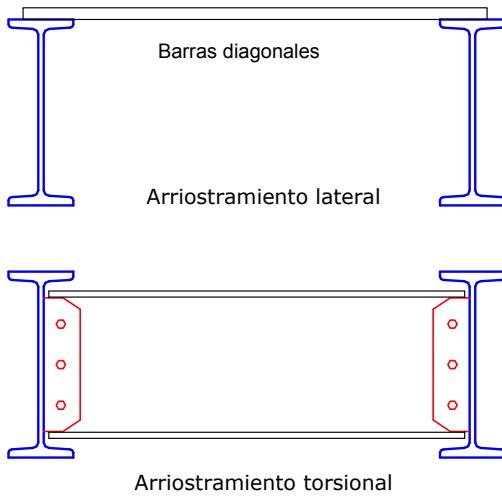


Fig. 3-55. Tipos de arriostramiento para la estabilidad de vigas.

Los arriostramientos laterales puntuales 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 3-56. 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.

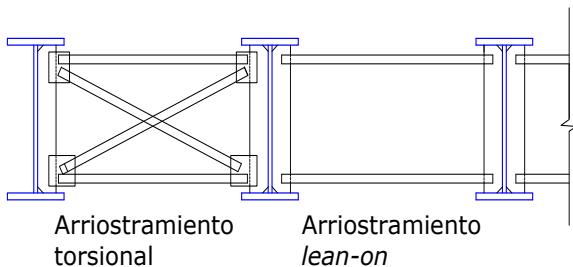


Fig. 3-56. Arriostramiento tipo "lean-on", donde los puntales se apoyan en un arriostramiento torsional.

El reglamento [ANSI/AISC 360-16](#), en el Apéndice 6, solo considera el caso de arriostramientos lateral de panel y puntual, para los cuales se indican los valores de resistencia requerida, V_{br} , y rigidez mínima, β_{br} . Para arriostramiento lateral de panel:

$$V_{br} = \frac{0.01 M_r C_d}{h_o} \quad (3-1)$$

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

donde M_r es la resistencia requerida a flexión dentro del panel considerado, h_o es la distancia entre los centros de gravedad de las alas del perfil y L_{br} es la longitud no arriostrada lateralmente. 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 puntual, se requiere:

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

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

donde P_{br} es la resistencia requerida en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga.

Los arriostramientos torsionales (como el ejemplo que muestran en la Figura 3-57) se dividen puntuales y continuos, con igual criterio que el indicado previamente para los arriostramientos laterales. El reglamento [ANSI/AISC 360-16](#), en el Apéndice 6, Sección 3.2 presenta los requerimientos de estos arriostramientos en términos de resistencia y rigidez.



Fig. 3-57. 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.

Las condiciones que debe cumplir el arriostramiento lateral de vigas dependen del tiempo de miembro que se considere, distinguiéndose dos casos:

- a) **Miembros de ductilidad moderada:** en este caso, las alas superior e inferior de las vigas deben

arriostarse lateralmente, o bien la sección transversal deber arriostarse torsionalmente. Además, la máxima separación entre arriostamientos debe ser igual o menor al valor L_b definido por la siguiente ecuación:

$$L_b = 0.19 r_r \frac{E}{R_y F_y} \quad (3-5)$$

- b) **Miembros de alta ductilidad:** se requiere cumplir con los criterios definidos para el caso anterior, pero la longitud máxima entre arriostamiento se reduce a:

$$L_b = 0.095 r_r \frac{E}{R_y F_y} \quad (3-6)$$

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 solicitudes 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 3-58 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 solicitudes por cargas gravitatorias y acciones laterales se van reduciendo). En las Figuras 3-59 y 3-609 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.

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#), 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.



Fig. 3-58. Empalme en columna sin cambio de sección.

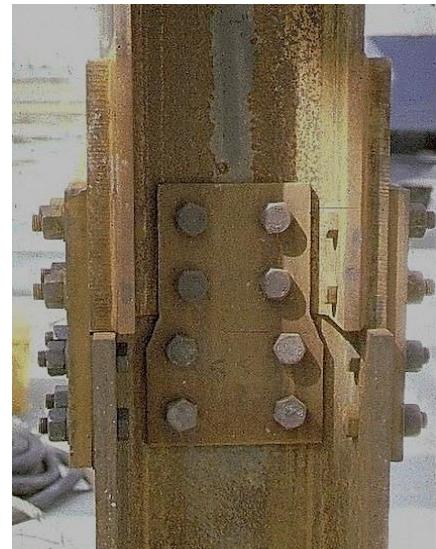


Fig. 3-59. Empalme en columna con cambio de sección.

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 la acción sísmica con sobrerresistencia (ver [Ecuación 2-10](#)). 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 341-16](#)).

- 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 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. 3-60. Empalme en columna con alas soldadas

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 [ANSI/AISC 341-16](#)). 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.

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 solicitudes

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 solicitudes predominantes son la carga axial y corte. En la Figura 3-61 se muestran las solicitudes típicas en ambos casos. Es importante mencionar que en estructuras cuyo diseño está controlado por la acción sísmicas las solicitudes indicadas pueden ser alternativas (es decir, cambian de signo).

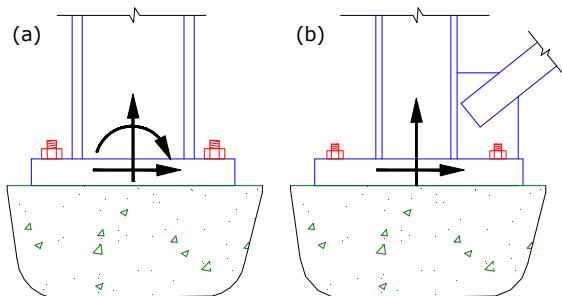


Fig. 3-61. Solicitaciones típicas en conexiones de base de columna, (a) pórticos no arriostrados y (b) pórticos arriostrados.

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 3-62(a), o bien se emplean rigidizadores o placas auxiliares, como se muestra en las Figuras 3-62 (b) y (c).
- 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 3-63 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.

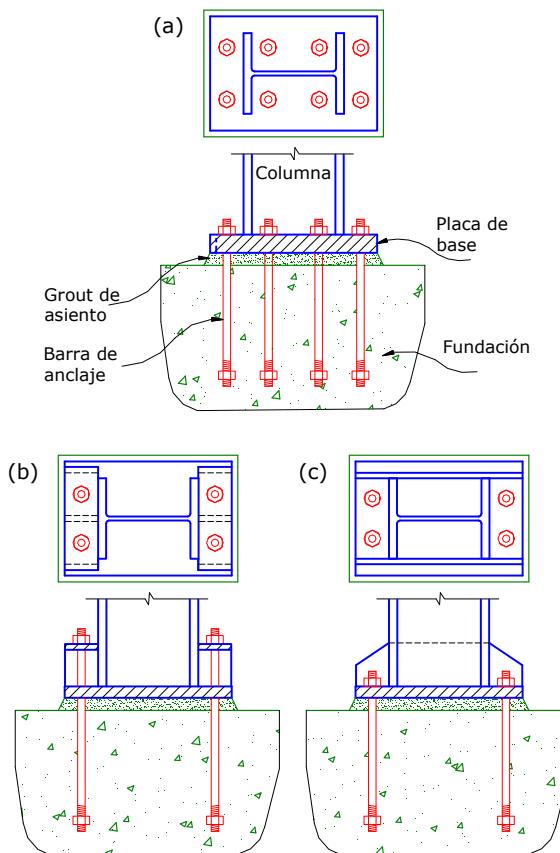


Fig. 3-62. Ejemplos de conexiones rígidas entre base de columna y fundación.

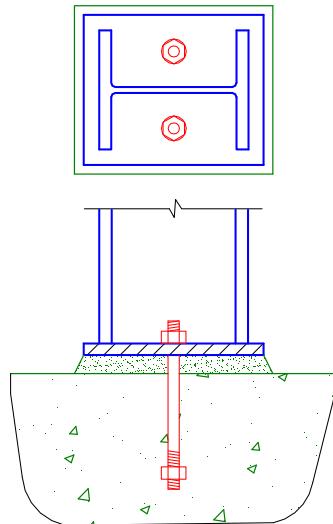


Fig. 3-63. Detalle de una conexión ‘articulada’ en la base de la columna.

- 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 3-64. 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.

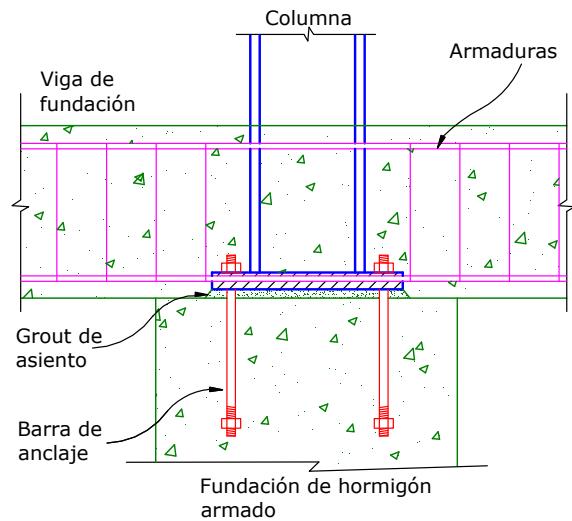


Fig. 3-64. Ejemplo de base de columna embebida en una viga de fundación de hormigón armado.

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 3-65 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 3-66 presenta otro ejemplo con cuatro barras de anclaje, donde se observan los ganchos en el extremo inferior.

Alternativamente, las barras de anclaje pueden colocarse 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 3-67 muestra dos ejemplos de esta alternativa.



Fig. 3-65. Ejemplo de base de columna embebida en una viga de fundación de hormigón armado (<http://www.structuremag.org>).



Fig. 3-66. Barras de anclaje previo a su colocación en las fundaciones.

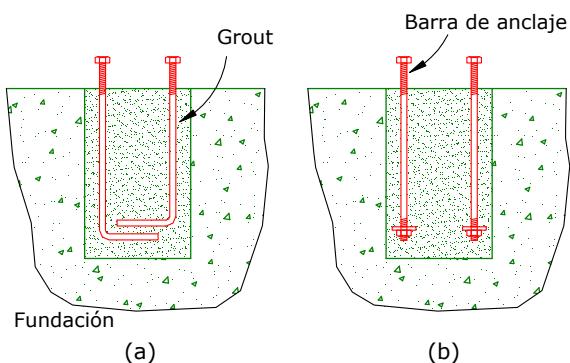


Fig. 3-67. Ejemplos de barras de anclajes colocadas luego del hormigonado de las fundaciones, (a) barra con ganchos y (b) barra con tuercas en el extremo inferior.

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.

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 341-16](#), 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 con sobrerresistencia (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 riestras diagonales en ambos lados de la columna se debe considerar el efecto del pandeo en la riestra comprimida. De esta forma se considera el desbalance de fuerzas que se produce cuando se desarrolla la resistencia a tracción de una riestra mientras la otra padea en compresión (ver Sección F2.3 del [ANSI/AISC 341-16](#)).

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 riestras diagonales: la componente horizontal se determina a partir de la resistencia requerida de la conexión de la riestra.
- Para las columnas: la componente horizontal se determina como el menor valor entre la resistencia requerida con acción sísmica con sobrerresistencia y el valor $2 R_y F_y Z/H$.

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

En la Figura 3-68 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.

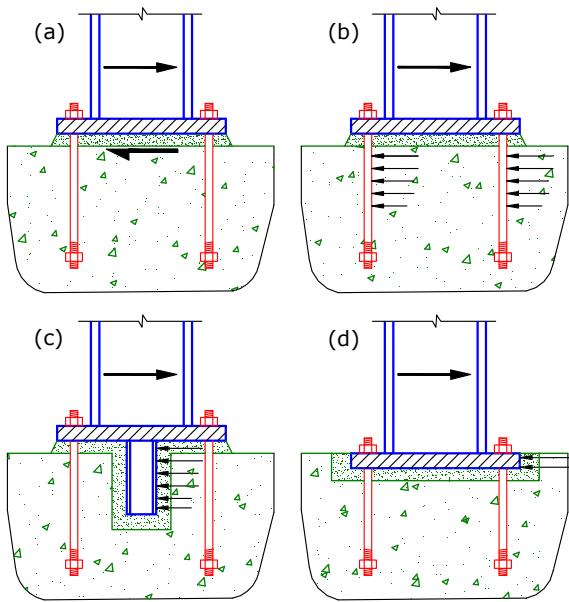


Fig. 3-68. Mecanismos de transferencia de corte: (a) por fricción, (b) a través de las barras de anclaje, (c) con llave de corte, y (d) a través de la placa base.

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 ríostras 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) $1.1R_yF_yZ$ (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 acción sísmica con sobrerresistencia.

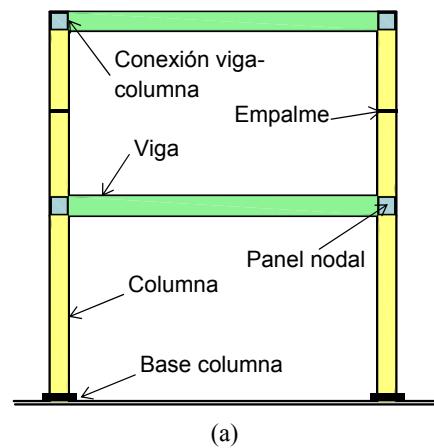
Capítulo 4

Pórticos no arriostrados

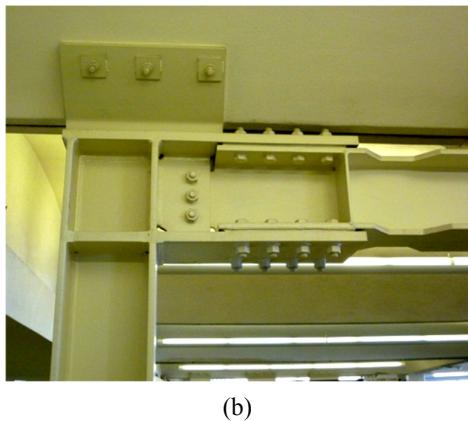
4.1 INTRODUCCIÓN

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



(a)



(b)

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 continuas en la zona de los nudos, con empalmes ubicados en la zona central de las mismas. Las vigas se vinculan a las columnas en la etapa de montaje mediante las conexiones correspondientes, que representan uno de los componentes más 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 solicitudes 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.

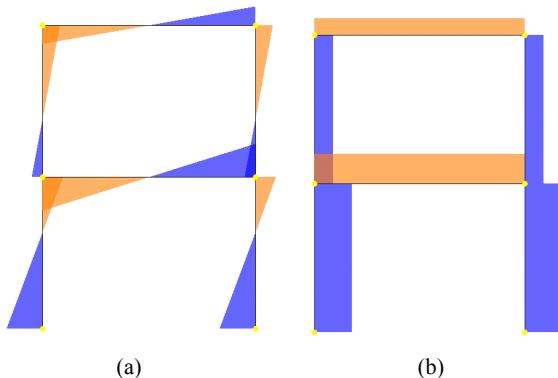


Fig. 4-2. Diagramas típicos de (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica.

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 un 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).

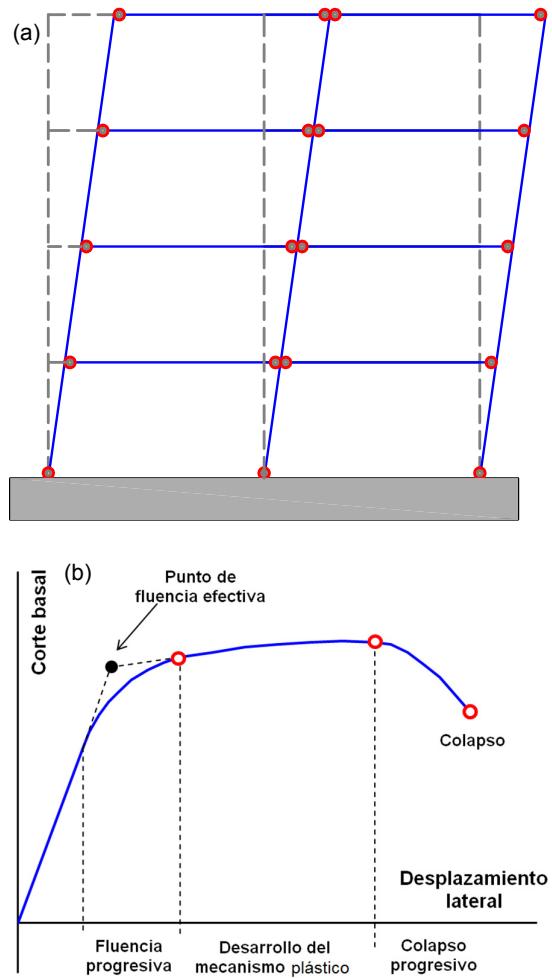


Fig. 4-3. Comportamiento estructural, (a) mecanismo de deformación plástica y (b) respuesta corte basal-desplazamiento lateral.

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) 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 3.1.2](#)) por tratarse de un tipo estructural muy particular, con aplicación limitada a casos especiales.

4.1.2 Conexiones viga-columna. Conexiones pre-categorizadas

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:

- Conexión totalmente restringida (FR, siglas por la denominación en inglés *fully restrained*)
- Conexión parcialmente restringida (PR, *partially restrained*)
- Articulaciones

El primer grupo está constituido por las conexiones totalmente restringidas, 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 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. En esta figura, las dos líneas de punto representan los límites (definidos por la rigidez relativa entre la conexión y la viga). Los pórticos no arriostrados sismorresistentes deben construirse con conexiones parcial o totalmente restringidas.

En los modelos para análisis estructural las conexiones totalmente restringidas se representan asumiendo que la conexión es rígida, esto es que el nudo puede girar y desplazarse, pero el ángulo relativo entre las barras que concurren al mismo se mantiene constante. Para el caso de las articulaciones, estas se representan liberando el extremo de la viga (usualmente en los programas se denomina “release”). Finalmente, las conexiones parcialmente restringidas pueden modelarse a partir de definir la rigidez rotacional de la conexión mediante un resorte equivalente que se introduce entre el extremo de la viga y la columna a la cual se conecta.

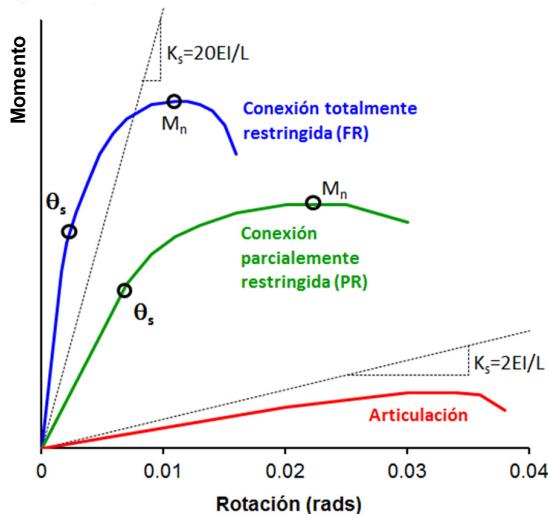


Fig. 4-4. Diagramas momento-rotación típicos de conexiones totalmente restringidas, parcialmente restringidas y articuladas.

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.

El Capítulo K del reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) presenta todos los requerimientos para el proceso de precalificación de conexiones, incluido el procedimiento para realizar los ensayos cíclico de calificación de dichas conexiones. Adicionalmente, el reglamento [ANSI/AISC 358-16](#) presenta los detalles y procedimiento de

diseño correspondientes a nueve conexiones precalificadas. En la [Sección 4.6](#) se describen las características principales de algunas de estas conexiones.

4.1.3 Análisis estructural y resistencia requerida en columnas

En los pórticos arriostrados, las columnas son miembros protegidos por capacidad, esto es se designan para responder en rango elástico (criterio de viga débil-columna fuerte). La resistencia requerida de las columnas debe determinarse, en general, a partir de análisis estructural para las combinaciones reglamentarias. Para la determinación de la resistencia requerida a carga axial, los requerimientos del [ANSI/AISC 341-16](#) indican que debe calcularse a partir de las acciones sísmicas con sobrerresistencia. Además, hay requerimiento especiales, según el tipo de miembro a verificar, para asegurar el comportamiento asumido al plantear el mecanismo de deformación plástica (según se indica posteriormente para distintos componentes).

En el caso particular de columnas que forman parte de pórticos que se interceptan, la determinación debe realizarse considerando la posibilidad del desarrollo simultáneo de la inelasticidad (formación de rótulas plásticas) en todos los pórticos. No es necesario aplicar este último requisito cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- La resistencia requerida se determina mediante análisis dinámico no lineal tridimensional de la estructura sometida a la acción simultánea de dos movimientos sísmicos aplicados en direcciones perpendiculares.
- Columnas de pórticos no arriostrados ordinarios.

4.2 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES

4.2.1 Aspectos generales y análisis

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.

La resistencia requerida a carga axial en las columnas debe determinarse según el criterio indicado en la [Sección 4.1.3](#).

4.2.2 Conexiones viga-columna

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

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas 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 plastificación 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 sísmicas limitadas por capacidad, considerando:

$$E_{cl} = 2 M_{pr} / L_h \quad (4-1a)$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (4.1b)$$

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{F_y} \leq 1.20 \quad (4.1c)$$

donde M_{pr} es el momento máximo probable en la rótula plástica, L_h es la distancia entre rótulas plásticas en la viga, R_y es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia (ver [Sección 1.5.1](#)) y C_{pr} un factor que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación. La Ecuación 4-1a se deduce a partir de consideraciones de equilibrio, tomando en cuenta la sobrerresistencia flexional (ver Figura 4-5).

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.

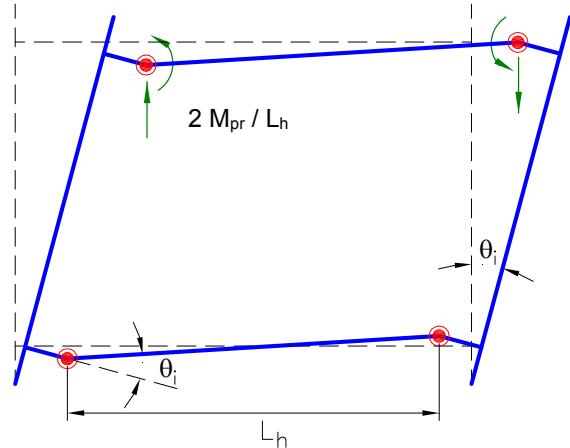


Fig. 4-5. Mecanismo de deformación plástica con rotación en vigas.

La Figura 4-6 muestra el detalle de una conexión viga-columna típica, donde las alas de la viga se sueldan al ala de la columna. Se indica en esa figura la zona las placas de continuidad que usualmente deben colocarse (según se explica en el próximo sección) y la zona panel.

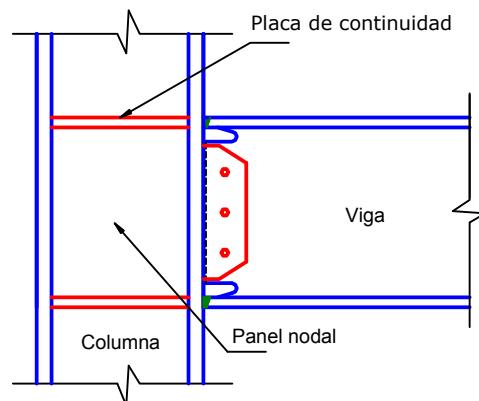
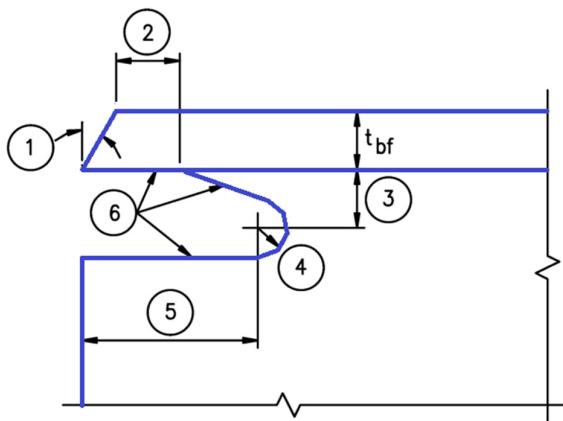


Fig. 4-6. Detalle de una conexión viga-columna

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- $3/4t_{bf}$ a t_{bf} (mínimo 19mm).
- 4- Radio mínimo 10mm.
- 5- $3 t_{bf}$.

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

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, rigidizar la zona panel de 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 en los siguientes casos

- Cuando la resistencia requerida en la cara de la columna excede la resistencia de diseño para los estados límites por carga concentrada en alas y almas, según se define en [ANSI/AISC 360-16](#), Sección J10.
- Cuando el espesor del ala de la columna es menor que el valor límite indicado a continuación:
 - Si el ala de la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil W o a un perfil I:

$$t_{lim} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (4-2a)$$

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

- Si la el ala de la viga se suelda al ala de una columna formada por perfil I en sección cajón (perfil I con dos placas laterales, en inglés se denomina *boxed wide-flange*):

$$t_{lim} \geq \frac{b_{bf}}{12} \quad (4-2b)$$

No es necesario colocar las placas de continuidad si así se indica explícitamente en una conexión precalificada.

El ancho de las placas debe determinarse según el siguiente criterio:

- En columnas formadas por perfiles tipo W, las placas deben extenderse, como mínimo, desde el alma de la columna hasta el extremo del ala de la viga más ancha que llega al nudo.
- En columnas cuya sección está formada por un perfil I en sección cajón, las placas deben extenderse desde el alma de la columna hasta las placas laterales.

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

- En nudos exteriores (*one-sided connections*) el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- En nudos interiores (*two-sided connections*) el espesor de las placas deben ser como mínimo igual al 75% del 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 360-16](#), 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 a las alas 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 341-16](#).

4.2.4 Panel nodal

La zona nodal de las conexiones viga-columna se define, geométricamente, 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 solicitudes que puede ocasionar deformaciones excesivas sino se diseñan adecuadamente, como se muestra en la Figura 4-8.

Las especificaciones sismicas 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 solicitudes en vigas y columnas pero no definen las solicitudes en el panel nodal.



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

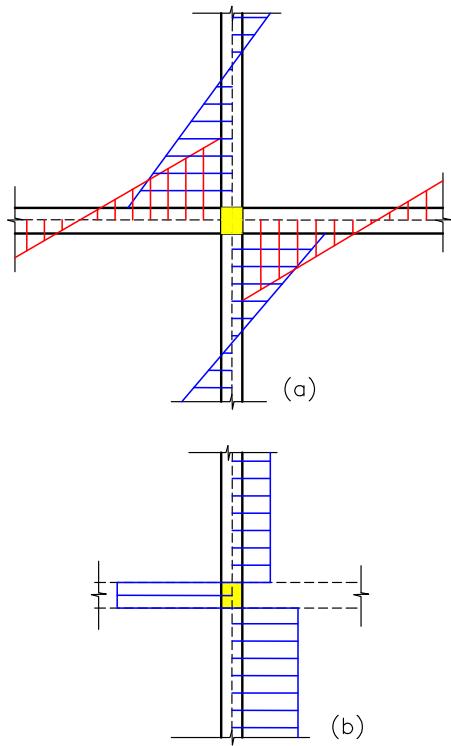


Fig. 4-9. Solicitaciones en componentes adyacentes a un nudo viga-columna por acción sísmica, (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte.

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.

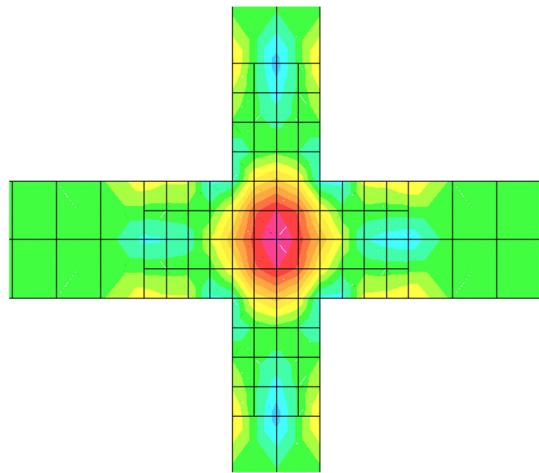


Fig. 4-10. Tensiones de corte en un nudo viga-columna modelado mediante elementos finitos bidimensionales.

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 pareja 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.

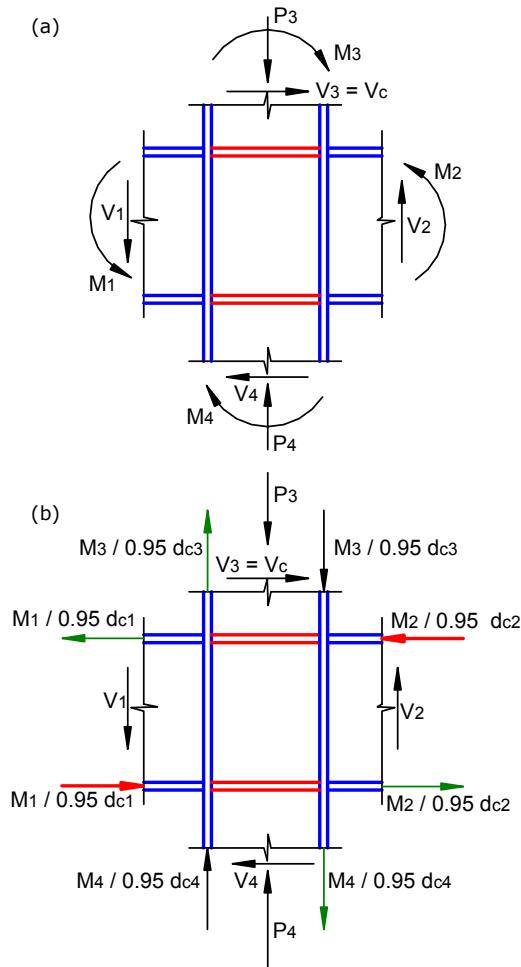


Fig. 4-11. Esfuerzos en el panel nodal, (a) M , N y V , y (b) esfuerzos donde los momentos han sido reemplazados por cuplas equivalentes.

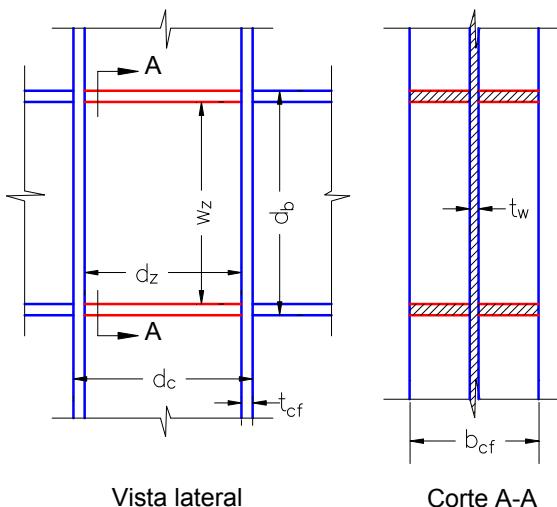


Fig. 4-12. Geometría de la conexión viga-columna, con indicación de las dimensiones y espesores.

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

$$V_p = \frac{\sum M}{(d_b - t_f)} - V_c \approx \frac{\sum M}{(d_b - t_f)} \quad (4-4)$$

donde $\sum M = M_1 + M_2$ es el momento total en los extremos de 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 máximo probables respecto de las caras de las columnas. Es decir, que al aplicar la Ecuación 4.4 debe considerarse $\sum M = \sum M_{pr}$. Mediante la aplicación de este criterio se busca controlar los problemas de inestabilidad y otro efectos negativos por deformación plástica excesiva del panel nodal (ver Figura 4.13).

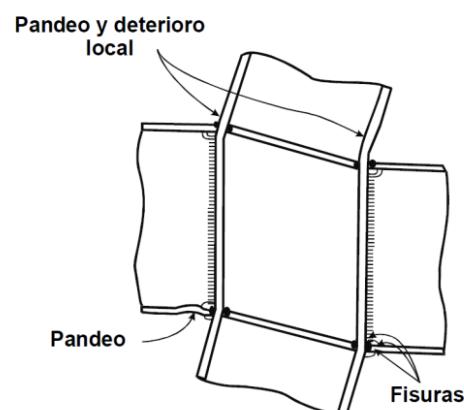


Fig. 4-13. Deformación del panel nodal y los efectos por deformación excesiva ([INPRES-CIRSOC, 2000](#)).

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 2016b](#)):

- 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 $P_r > 0.4 P_c$:

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

- 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 $P_r > 0.75 P_c$:

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

donde $0.6F_y$ representa la tensión de fluencia por corte, P_r es la carga axial requerida, $P_c = 0.6 P_y A_g = 0.6 F_y A_g$, t_p es el espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo, (si no hay placas de refuerzo $t_p = t_w$) y los restantes parámetros geométricos se definen en la Figura 4-12. Las Ecuaciones 4-5 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 el espesor total del panel nodal, t_p , y por ende la resistencia nominal, como se indica en la Figura 4-14 (donde se muestran cortes de la columna en la zona del panel nodal). El espesor de las placas de refuerzo no debe ser inferior a 6mm. Las placas se unen mediante soldadura de ranura con penetración parcial (PJP) o de filete, en el caso que las placas estén en contacto con el alma de la columna; si están separadas se emplea soldadura de penetración completa (CJP) o de filetes. 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](#)).

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.

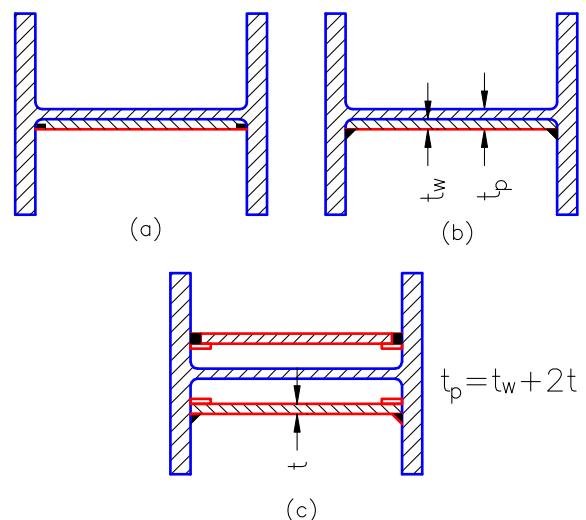


Fig. 4-14. Placas nódales de refuerzo con soldadura de ranura o soldadura de filete.

La Ecuación 4-6 verifica en forma individual el espesor del alma de la columna o de las placas nódales de refuerzo, el que sea menor, para controlar efectos de pandeo local. En los casos en que se usan placas nódales de refuerzo y la condición definida por la Ecuación 4-6 no se verifica, se puede usar soldadura de tapón para conectar las placas entre sí, como se muestra en la Figura 4-15. De esta forma se puede considerar el espesor total ($t = t_p$) para verificar la condición de espesor límite. Se recomienda colocar las soldaduras de tapón de modo de dividir la placa en paneles rectangulares. Otra alternativa sería el uso de rigidizadores diagonales como una solución válida para reforzar y restringir las deformaciones en el panel nodal. Sin embargo, esta alternativa no ha sido completamente validada en forma experimental, de modo que no se incluye en las especificaciones AISC.

En los casos en que no es necesario colocar placas de continuidad (según se indicó en la anterior), pero si se requieren placas nódales de refuerzo, las mismas deben extenderse 150 mm como mínimo, por encima y por

debajo de la altura tolá de las vigas que llegan al nudo. Esta situación se ilustra en la Figura 4-16.

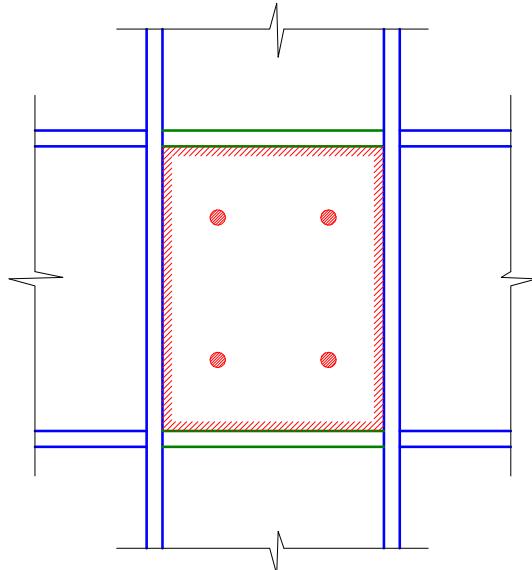


Fig. 4-15. Placas nodales de refuerzo con soldadura de tapón.

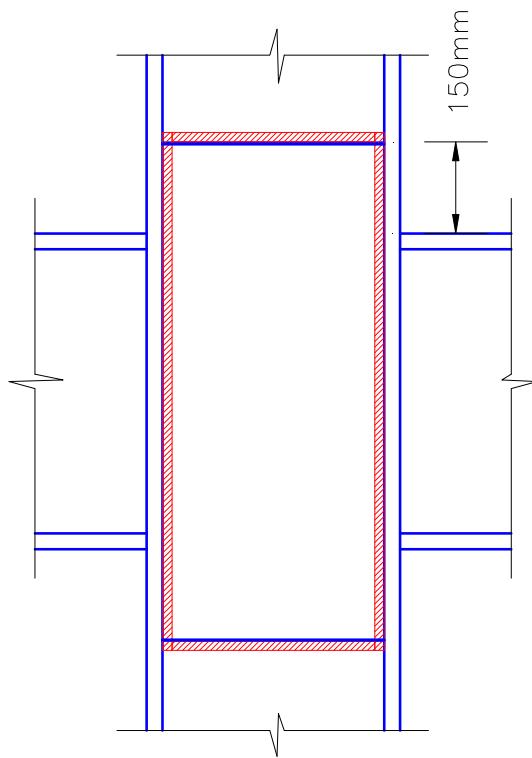


Fig. 4-16. Placas nodales de refuerzo en el caso en que no es necesario colocar placas de continuidad.

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/AISC 341-16](#) para controlar los problemas de pandeo local. Estos valores límites se encuentran tabulados para elementos rigidizados y no rigidizados, considerando además el tipo de solicitación actuante en los elementos. 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 1.5.5](#)).

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 358-16](#) 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:

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

$$M_{pb}^* = M_{pr} + M_v \quad (4-9)$$

donde Z_c y Z_b son los módulos plásticos de columna y viga, respectivamente, P_r es la resistencia requerida a compresión de la columna, M_{pr} es el momento máximo probable en la viga y M_v es el momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna (ver Figura 4-17). 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.

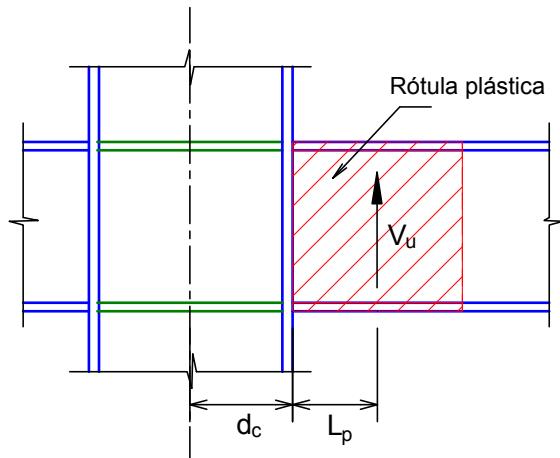


Fig. 4-17. Criterio para la determinación del momento adicional M_{uv} originado por el corte actuando en el centro de la rótula plástica.

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 341-16](#).
- 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 nolineales 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, riostros 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 requieren condiciones especiales a verificar.

Los detalles de la verificación y requisitos para asegurar la estabilidad de la conexión viga-columna se presentan en la Sección E3.4c de [ANSI/AISC 341-16](#).

4.2.8 Restricción lateral en vigas

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 360-16](#), cuyos aspectos principales se presentan en la [Sección 3.5.4](#). Adicionalmente deben disponerse arriostramientos laterales en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y zonas donde el análisis indique que se pueden localizar rótulas plásticas.

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 (ductilidad limitada), a partir de la formación de rótulas plásticas y de la fluencia de la zona panel en las columnas. Acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales ($R=4.5$ en los reglamentos norteamericanos).

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 acción sísmica limitada por capacidad:

$$E_{cl} = 2 (1.1 R_y M_p) / L_h \quad (4-10)$$

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](#)).

4.3.4 Panel nodal

No se requieren verificaciones o criterios adicionales para los paneles nódulos de pórticos intermedios, salvo lo indicado como en las especificaciones [ANSI/AISC 360-16](#) 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/AISCE 341-16](#).

4.3.6 Restricción lateral en vigas

Los elementos de arriostramiento lateral deben diseñarse para cumplir con los requerimientos de miembros de ductilidad moderada. De modo que deben aplicarse las condiciones de resistencia y rigidez definidas en el Apéndice 6 de las especificaciones [ANSI/AISC 360-16](#), cuyos aspectos principales se presentan en la [Sección 3.5.4](#). Adicionalmente deben disponerse arriostramientos laterales en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y zonas donde el análisis indique que se pueden localizar rótulas plásticas.

4.4 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS

4.4.1 Aspectos generales

Los pórticos no arriostrados ordinarios o convencionales se diseñan con una mínima capacidad de deformación inelástica, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios. Por esta razón, muchas de las restricciones y condiciones descriptas previamente no se aplican a los pórticos ordinarios. El factor de modificación de respuesta es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos. Los reglamentos norteamericanos adoptan $R=3.5$. No se designan zonas protegidas en este tipo de pórticos no arriostrados.

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 resistencia mediante procedimientos analíticos y detalles constructivos indicados en las especificaciones, de modo que no es necesaria la validación experimental.

Las conexiones totalmente restringidas son aquellas que pueden transferir el momento flector con una rotación despreciable entre los componentes conectados. Cuando estas conexiones forman parte del sistema sismorresistente, la resistencia requerida se puede determinar por alguno de los siguientes criterios:

- La resistencia requerida a flexión se determina a partir de la resistencia esperada como $1.1 R_y M_p$. La resistencia a corte requerida de la conexión, por efecto sísmico, debe determinarse a partir de la acción sísmica limitada por capacidad:

$$E_{cl} = 2 (1.1 R_y M_p) / L_{cf} \quad (4-10)$$

donde L_{cf} es la luz libre de la viga.

- 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 341-16](#).

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 a partir de la resistencia requerida que surge del análisis estructural con las combinaciones de carga reglamentarias
- La resistencia nominal a flexión no debe ser menor que el 50% del momento de plastificación, M_p , de la viga.
- La rigidez y resistencia de la conexión debe ser considerada en el diseño, incluyendo el análisis de la estabilidad global del pórtico.

En cualquiera de los casos, los cordones de penetración completa en soldaduras que conectan las alas de viga a la columna deben considerarse como soldaduras de demanda crítica.

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.

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

4.6 CONEXIONES VIGA-COLUMNAS

4.6.1 Aspectos generales

Como consecuencia del terremoto de Northridge de 1994, y según lo explicado previamente en la [Sección 1.7](#), se incrementaron significativamente los requisitos que deben cumplir las conexiones vigas-columnas en estructuras dúctiles de acero, particularmente en los pórticos no arriostrados, con el objeto de evitar las fallas observadas luego de ese terremoto. Para el diseño de las nuevas conexiones y el refuerzo de las existentes se consideraron dos criterios principales:

- Re-ubicar la rótula plástica en las vigas alejándolas de la cara de las columnas (ver Figura 4-18).
- Incrementar la relación entre la capacidad flexional de la conexión y la resistencia de la viga (momento de plastificación, M_p).

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 verificada experimentalmente	Precalificada o verificada experimentalmente	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	Si	No
Restricción lateral en vigas	Si $L_b = 0.095 r_y E/F_y$	Si $L_b = 0.19 r_y E/F_y$	No

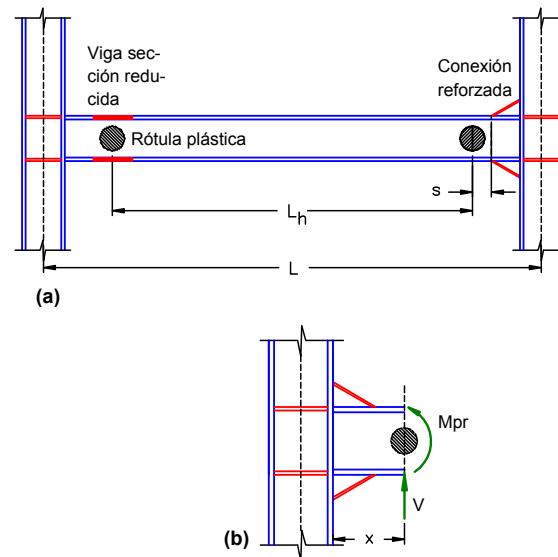


Fig. 4-18. Ubicación de rótulas plásticas en vigas con distinto tipo de conexiones.

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

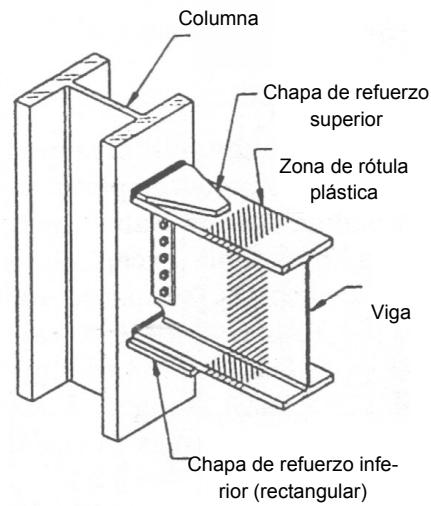
alas, por ejemplo) y por ende el momento plástico de la misma.

En las conexiones reforzadas la rótula plástica se produce a una distancia s (ver Figura 4-18) 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, $M_f = M_p + x \cdot V$, de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre indicado en la Figura 4-18 (b).

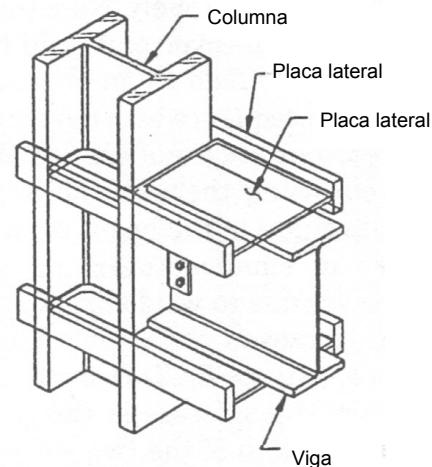
Es importante aclarar que la configuración de rótulas plásticas ilustrada en la Figura 4-18 es válida en pórticos donde el efecto de la carga gravitatoria sobre las vigas es reducido. Puede considerarse, aproximadamente, que esta situación se cumple cuando la demanda flexional en la viga debida a la 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.

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, según se detalla más adelante.

Luego del terremoto de Northridge, USA, 1994, se propusieron numerosas alternativas, algunas de las cuales se muestran en las Figuras 4-19 y 4-20, en las que se usaron juntas apernadas y soldadas, con distintos tipos de placas de refuerzo (*cover plates*), cartelas o rigidizadores para reforzar la conexión viga-columna y se desplazar la rótula plástica desde el extremo hacia el interior de la viga. En el caso particular de la Figura 4-19 (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.



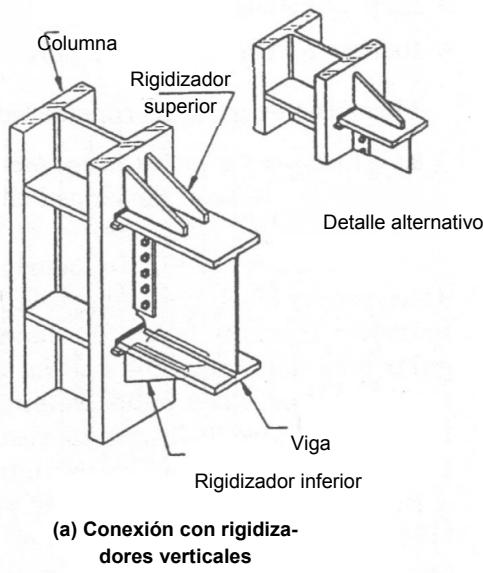
(a) Conexión con placas de refuerzo



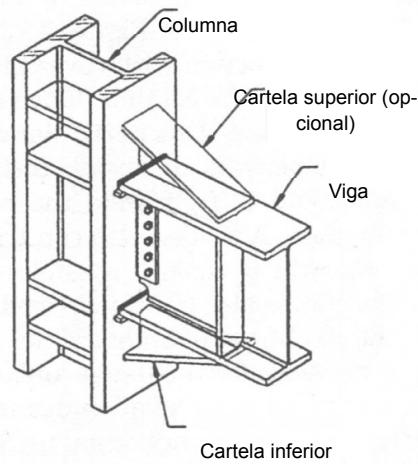
(b) Conexión con placas laterales

Fig. 4-19. Ejemplos conexiones con placas de refuerzo propuestas inicialmente ([Bruneau et al., 1998](#)).

Las conexiones con rigidizadores y cartelas triangulares, como la mostrada en la Figura 4-20 (a) y (b) fueron propuestas no solo para construcciones nuevas sino también para la rehabilitación de pórticos existentes. En las situaciones usuales el uso de la cartela o rigidizadores en el ala superior representa una complicación que dificulta la construcción de los entrepisos. Se han desarrollado también conexiones similares a las indicadas en la Figura 4-20, 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.



(a) Conexión con rigidizadores verticales



(b) Conexión con cartelas

Fig. 4-20. Ejemplos de conexiones con cartelas propuestas inicialmente ([Bruneau et al., 1998](#))

Muchas de las soluciones propuestas inicialmente no se aplican en la actualidad por diversas razones, como por ejemplo, no se realizaron suficientes ensayos cílicos para su calificación, no mostraron un adecuado comportamiento, presentaron dificultades constructivas (aumentando su costo), etc. Es por ello hoy se requiere el uso de las conexiones precalificadas que se describen en la próxima sección.

4.6.2 Conexiones precalificadas ANSI/AISC 358

El reglamento [ANSI/AISC 358-16, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications \(AISC, 2016c\)](#), indica los criterios de diseño, detallado y fabricación para conexiones precalificadas. Los miembros a conectar deben cumplir con estrictos requerimientos para asegurar que se pueden desarrollar las deformaciones inelásticas necesarias. Este reglamento, en su última versión del año 2016,

incluye diez conexiones precalificadas diferentes, las que pueden usarse en pórticos especiales e intermedios:

- Conexión viga reducida (RBS, *Reduced Beam Section*).
- Conexión con placa de extremo extendida apernada no rigidizada (BUEEP, *Bolted Unstiffened Extended End Plate*).
- Conexión con placa extrema extendida apernada rigidizada (BSEEP, *Bolted Stiffened Extended End Plate*)
- Conexión con placa apernada al ala (BFP, *Bolted Flange Plate*).
- Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W, *Welded Unreinforced Flange-Welded web*).
- Conexión “Kaiser” apernada (KBB, *Kaiser Bolted Bracket*), sistema patentado.
- Conexión “ConXtech ConXL”, sistema patentado.
- Conexión a momento con placas laterales “Side-Plate”, sistema patentado.
- Conexión “Simpson-Tie Strong Frame”, sistema patentado.
- Conexión a momento Doble T (*Double-tee momento connection*).

Todas las conexiones se consideran que son totalmente restringidas, con excepción de la conexión “Simpson-Tie Strong Frame” que es del tipo parcialmente restringida. En este último caso, se debe considerar en el modelo para el análisis estructural la relación fuerza-deformación característica de la conexión.

Los miembros que se vinculan mediante conexiones precalificadas pueden estar formados por perfiles laminados tipo W (secciones de ala ancha), o por secciones armadas, cuyas dimensiones y forma deben ser similares a la de una sección tipo W.

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 4-21, y se especifican requerimientos particulares para cada uno de ellos.

El uso de secciones tubulares (*hollow structural section*, HSS) solo está permitido si se emplean conexiones “ConXtech ConXL” o “SidePlate”.

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 \(AISC, 2016c\)](#). 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. En las secciones siguientes se presentan las características generales de algunas de las conexiones precalificadas definida por el [ANSI/AISC 358-16](#).

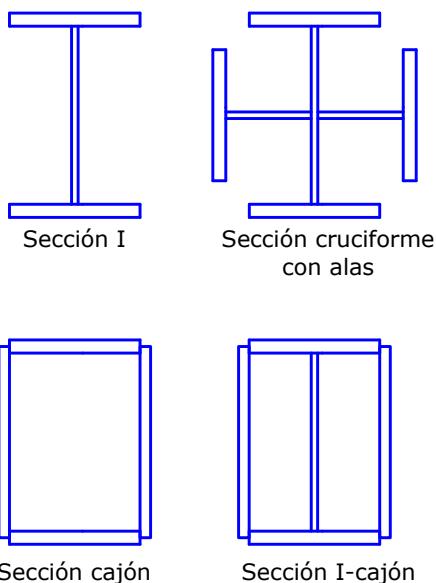


Fig. 4-21. Tipos de secciones para columnas armadas.

4.6.3 Conexión “viga reducida” (RBS)

En las conexiones con viga de sección (RBS) 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 4-22. 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 4-22, 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 requerimiento de mano de obra (ver ejemplo en Figura 4-23). 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 elevado en relación con el costo del acero.

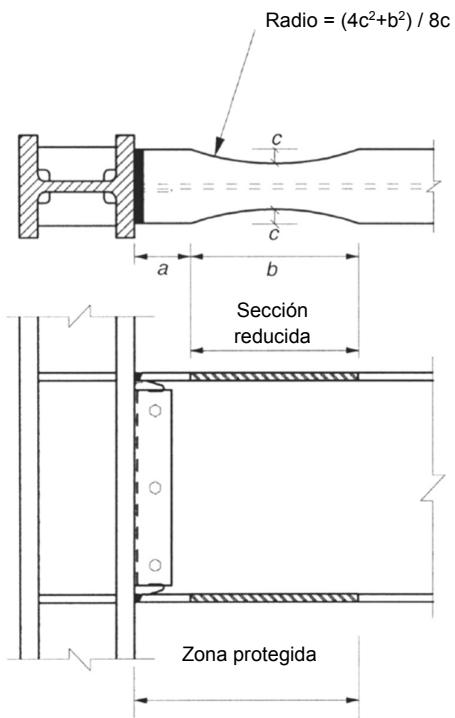


Fig. 4-22. Conexión con viga de sección reducida (AISC, 2010).



Fig. 4-23. Ejemplo de una conexión con viga de sección reducida.

4.6.4 Conexión con placa de extremo extendida apernada no rigidizada y rigidizada (BUEP, BSEEP)

Estas conexiones cuentan con una placa de extremo que se suelda en taller a la viga y la conexión a la columna se realiza mediante pernos ([Murray y Summer, 2003](#)). La placa de extremos sobresale de la viga para y permitir la colocación de pernos aseguran una adecuada resistencia a flexión. La Figura 4-24 ilustra los casos posibles, esto es que la placa de extremo este rigidizada o sin rigidizar.

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.

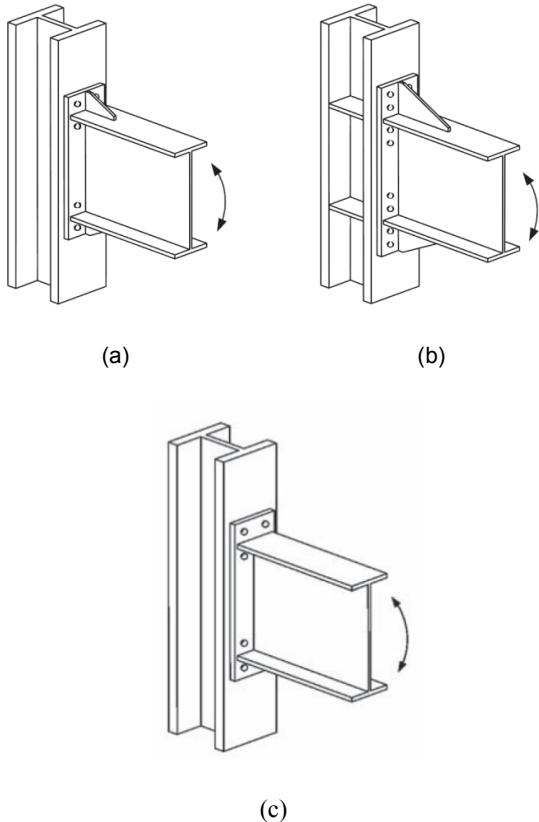


Fig. 4-24. Conexiones con placa de extremo extendida, (a) con rigidizadores y 8 pernos, (b) con rigidizadores y 16 pernos, y (c) sin rigidizadores y 8 pernos ([AISC 2016c](#)).

4.6.5 Conexión con placa apernada al ala (BFP)

Esta conexión utiliza placas de acero soldadas al ala de la columna y apernadas a la viga. Las placas superior e inferior deben ser iguales y se sueldan mediante soldadura de ranura con penetración completa (CPJ) y la junta apernada se realiza con pernos de alta resistencia. La Figura 4-25 muestra un esquema y una fotografía de esta conexión.

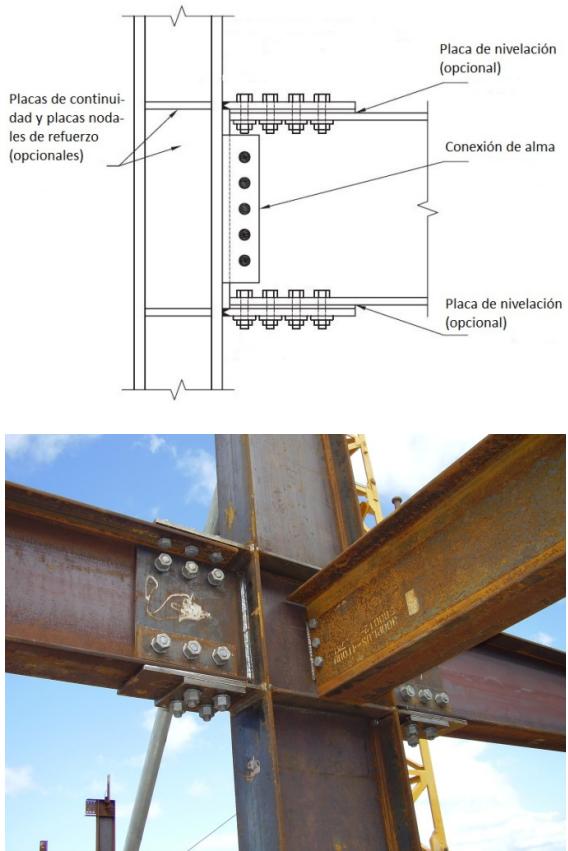


Fig. 4-25. Conexiones con placa apernada al ala.

4.6.6 Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W)

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 con ala soldada no reforzada-alma soldada (*welded unreinforced flange-welded web moment connection, WUF-W*), Figura 4-26. 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 apta para pórticos no arriostrados. Posteriormente, el documento [ANSI/AISC 358-16](#) 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.

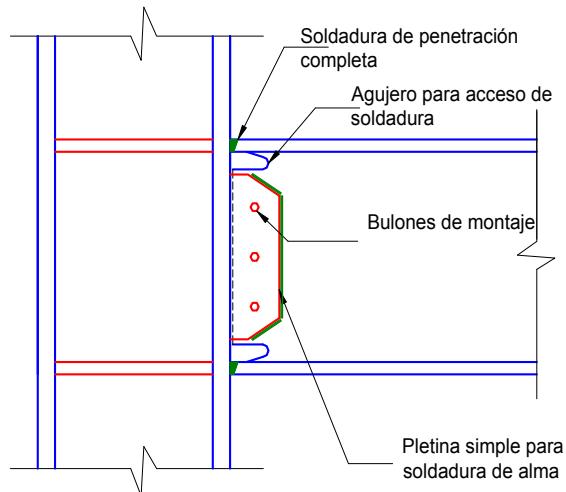


Fig. 4-26. Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada.

La recomendación [FEMA 350 \(2000a\)](#) incluye una conexión similar a la descripta en la Figura 4-26, con la diferencia que la unión del alma es apernada, denominada “conexión ala soldada no reforzada-alma apernada (*welded unreinforced flange–bolted web moment connection, WUF-B*)”. Esta conexión está precalificada para pórticos ordinarios y no se incluye en el reglamento [ANSI/AISC 358-16](#).

4.6.7 Conexión “Kaiser” apernada (KBB)

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. Una de estas conexiones es la denominada “Kaiser”, la cual utiliza pernos como medio principal de unión (ver Figura 4-27). 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. El sistema de conexión está precalificado para ser usado en pórticos especiales (con limitaciones cuando se usan losas de hormigón) e intermedios.

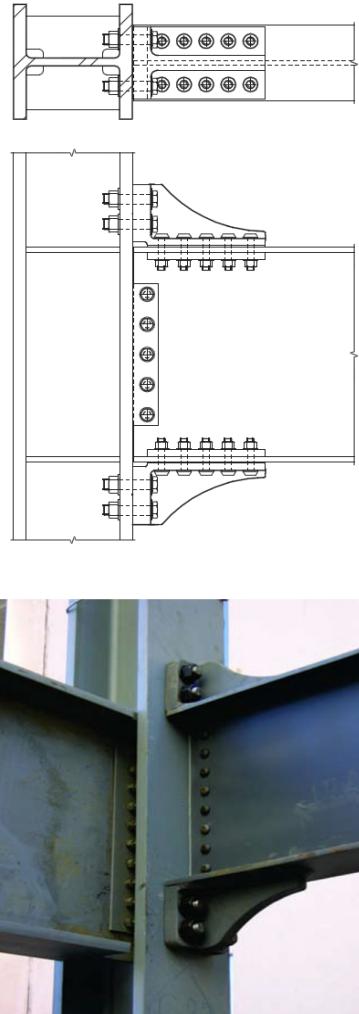


Fig. 4-27. Conexión “Kaiser” con soportes de alta resistencia apernados (a) esquema ([AISC, 2010c](#)) e imagen de una conexión real ([Cordova y Hamburger, 2011](#)).

4.6.8 Conexión “ConXtech ConXL”

Finalmente, en la Figura 4-28 se presenta la conexión patentada por la empresa ConXtech para el caso de columnas formadas por tubos cuadrados o secciones cajón, llenos 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 las Figuras 4-22 y 4-23), o bien con vigas sin reducción, 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.

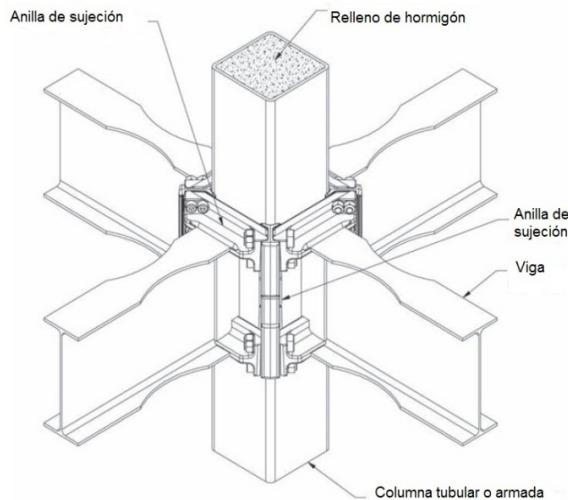


Fig. 4-28. Conexión “ConXtech ConXL” ([AISC. 2016c](#)).

4.6.9 Conexión “SidePlate”

La Figura 4-29 muestra esquemáticamente una conexión con placas laterales, junto con la imagen de su aplicación a un edificio. En este caso no existe contacto directo 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. Se utilizan además placas auxiliares dispuestas en posición vertical y horizontal. Esta conexión puede emplearse cuando la viga es un perfil tipo W o bien con secciones tubulares.

4.6.10 Otras conexiones precalificadas

Adicionalmente a las conexiones precalificadas incluidas en el reglamento [ANIS/AISC 358-16](#), se han propuesto y precalificado (con un procedimiento similar al indicado por la reglamentación norteamericana) distintos

tipos de conexiones. A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 4-30 una conexión precalificada en Colombia para uniones entre una columna de sección tubular con vigas de sección I, la que incorpora una placas de reforzamiento que abrazan a la columna y van soldadas a ésta y a las alas de la viga ([Delgado Rojas et al. 2017](#)).

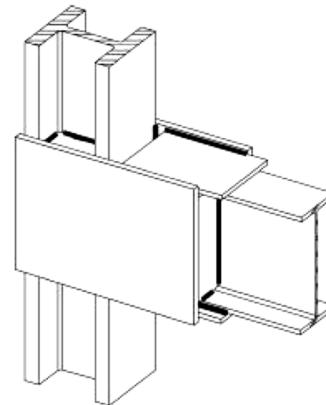


Fig. 4-29. Conexión con placas laterales.

Este ejemplo se presenta con el objeto de resaltar la posibilidad e importancia regional para los países de Latinoamérica, de desarrollar y precalificar nuevas conexiones que se adaptan a las técnicas constructivas y posibilidad tecnológicas de cada zona o país.

4.6.11 Otras conexiones

Finalmente, para completar este capítulo, se presentan otras conexiones que han sido propuestas en con diversos objetivos. Así por ejemplo, la Figura 4-31 muestra el esquema de una conexión con ranuras de alma (*slotted web connection*), similar a la descripta previamente en la [Sección 4.6.6](#), con la diferencia de que se realizan dos ranuras horizontales en el alma de la viga, 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 transmite por las soldaduras de alma. Por lo tanto, las ranuras del alma permiten modificar significativamente el complejo estado tensional en esa zona, aliviando la concentración de tensiones en el extremo. Las alas resisten el momento flector, casi en su totalidad, mientras que el esfuerzo de corte es transferido a través del alma. Además, se reducen las tensiones residuales por soldadura, debido que las alas de la viga no están restringidas por el alma. La conexión con ranuras en el alma está protegida por una patente comercial.

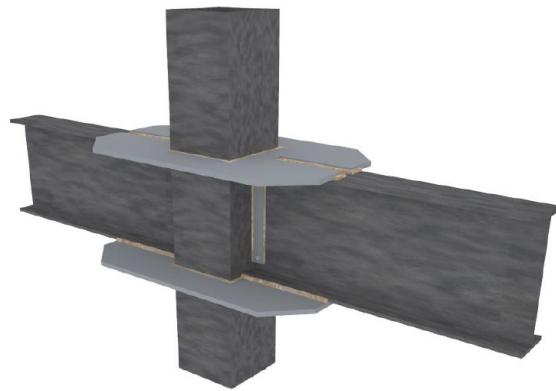


Fig. 4-30. Conexión Tubo-Viga Reforzada precalificada en Colombia ([Delgado Rojas et al. 2017](#))

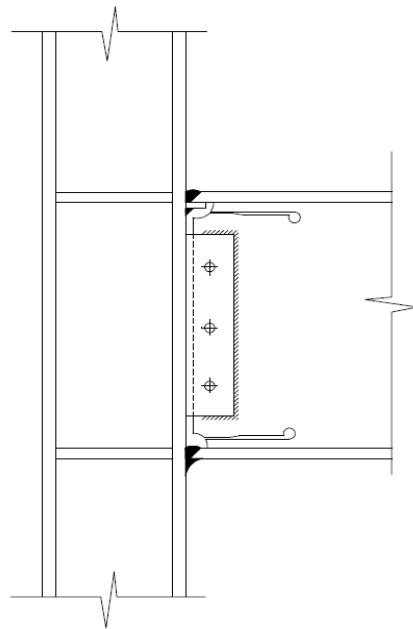


Fig. 4-31. Conexión con ranuras en el alma ([FEMA, 2000a](#)).

Otro ejemplo es la conexión “articulación-fusible” (*pin-fuse joint*), sistema patentado que se muestra en la Figura 4-32, 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 sí 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 deslizar, permitiendo el giro de la articulación y, de esa forma, la disipación de energía por fricción.

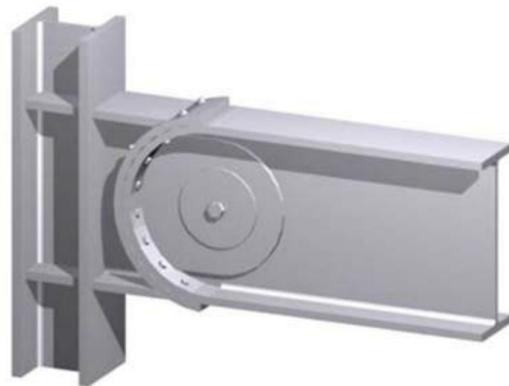
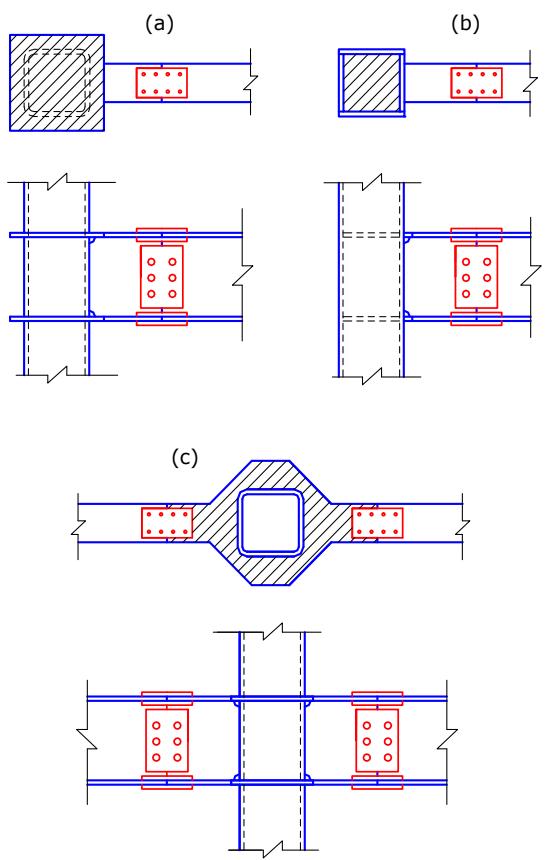


Fig. 4-32. Conexión “articulación-fusible” ([Cordova y Hamburger, 2011](#)).

La mayoría de los tipos de conexiones descriptas 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 4-33 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.



la columna, (b) con placa interior, y (c) con placa alrededor del nudo ([Bruneau et al., 2011](#)).

Fig. 4-33. Conexiones usadas en Japón para columnas tubulares o de sección cajón, (a) con placa a través de

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

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

Las especificaciones de diseño modernas consideran que las riostras diagonales pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un terremoto severo. De esta forma, la estructura dispone de capacidad para disipar energía bajo la acción del sismo,

mediante sucesivos ciclos de fluencia por tracción y pandeo global en compresión (con formación de rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras). La estrategia de diseño asegura que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) posea 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 341-16](#), 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.

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 ríostra 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 ríostra (ver Figura 5-1). Si los extremos de la ríostra no están articulados, se pueden formar rótulas plásticas también en los extremos de la ríostra.

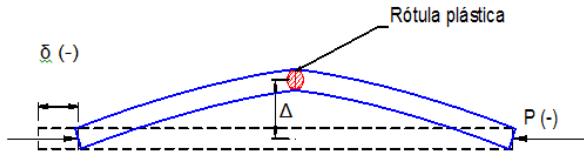


Fig. 5-1. Variables estáticas y cinemáticas en una ríostra biarticulada sometida a compresión.

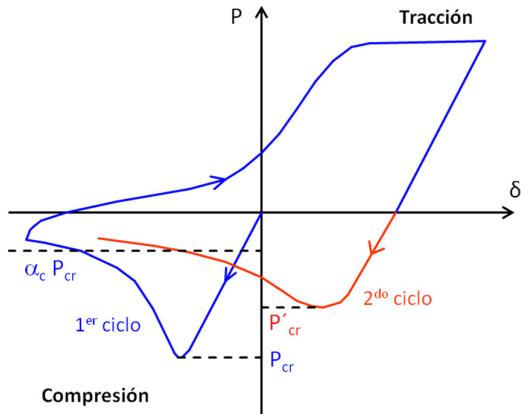


Fig. 5-2. Diagrama $P-\delta$ típico de una ríostra sometida a carga axial cíclica.

Cuando la ríostra padea, la resistencia axial disminuye rápidamente, dependiendo de la esbeltez de la ríostra, $\lambda=Kl/r$ (donde K es un factor que depende de las condiciones de vínculo, l es la longitud entre puntos de arrastre 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 pospadeo puede llegar a ser un 20% de la carga crítica, en el caso de ríostras 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 padeo poscrítico. La variación de dicho factor en función de la esbeltez se presenta en la Figura 5-4.

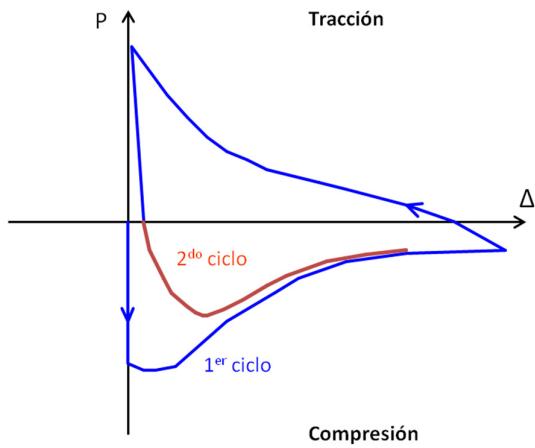


Fig. 5-3. Diagrama $P-\Delta$ típico de una ríostra sometida a carga axial cíclica.

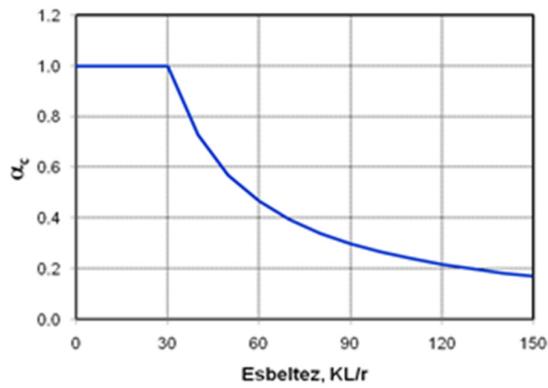


Fig. 5-4. Factor de reducción

Al remover la carga axial completamente, la ríostra se mantiene significativamente deformada, tanto axialmente como lateralmente. Cuando se inicia la carga en tracción, la rigidez axial de la ríostra está degradada por efecto del padeo que experimentó previamente, las rotaciones en la rótula plástica se invierten y la deflexión lateral Δ decrece. Al continuar la carga, la ríostra 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 padeo, 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 ríostra. 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 indican que, para un acero ASTM A-36, la relación P'_c/P_c 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 ríostras 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 ríostra 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 $\lambda = Kl/r = 80$.

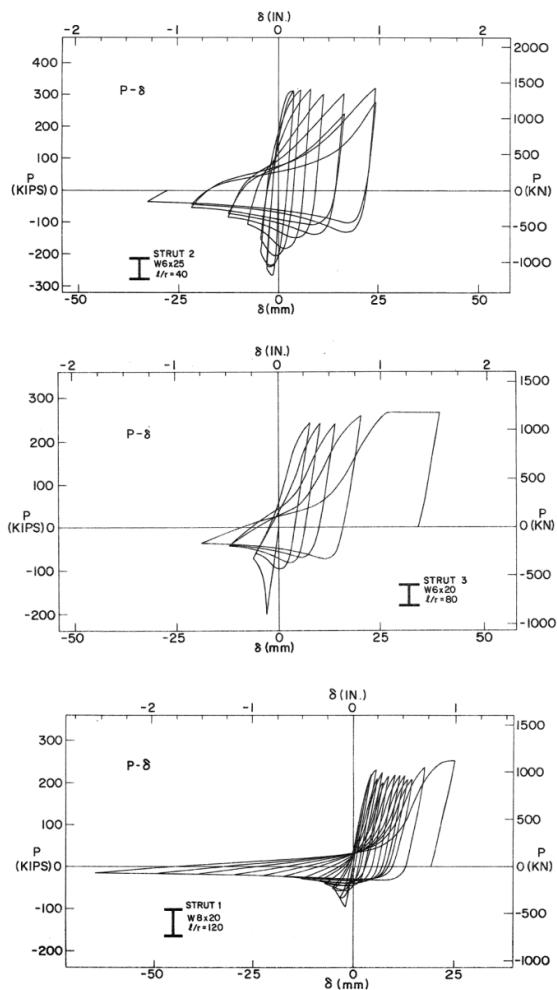


Fig. 5-5. Relación $P-\delta$ medida experimentalmente en ríostras con distinta esbeltez (Black et al., 1980).

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

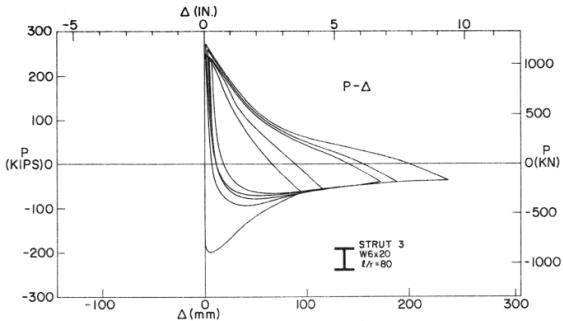


Fig. 5-6. Relación $P-\Delta$ medida experimentalmente en una ríostra con $Kl/r=80$ (Black et al., 1980).

En resumen, las ríostras solicitadas por acciones sísmicas están sometidas a esfuerzos cíclicos de tracción y compresión, los cuales inducen deformaciones inelásticas en el acero. Adicionalmente, los esfuerzo de compresión inducen normalmente pandeo global y local, efecto este que sumando a las deformaciones axiales de tracción puede originar la fractura del material como consecuencia de la fatiga de bajo ciclaje (ver [Sección 1.5.2 b](#)). En la Figura 5-7 se indica este proceso de falla.

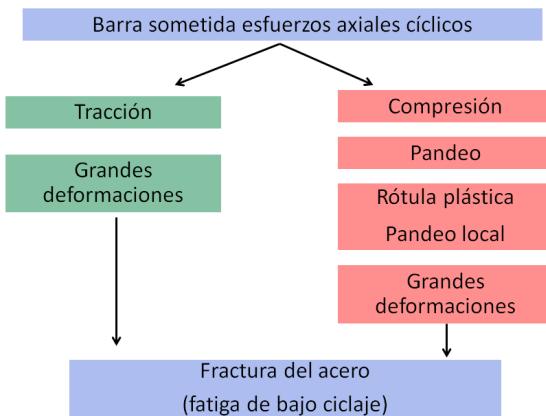


Fig. 5-7. Modos de falla de ríostras sometidas a cargas axiales cíclicas.

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 ríostras. Esos estudios han permitido identificar tres parámetros principales, a saber, la esbeltez de la ríostra ($\lambda=Kl/r$), 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 poscónica y en la degradación de resistencia por carga cíclica. [Bruneau et al.](#)

(1998) clasifican a las riostras en tres grupos: esbeltas, intermedias y robustas o poco esbeltas.

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

$$\lambda \geq 2020 / \sqrt{F_y} \quad (5-2)$$

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 características de la relación tensión-deformación del acero. No obstante, puede definirse aproximadamente que esta categoría comprende riostras con esbelteces menores a 60 para aceros ASTM A-36 y menores a 50 para aceros de Grado 50. Los ciclos 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 360-16](#) 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 341-16) 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 llenos de hormigón simple. Es importante mencionar que el relleno del tubo con hormigón no evita completamente la ocurrencia del pandeo local, pero sí demora su ocurrencia, debido a que el hormigón restringe el pandeo hacia el interior del tubo. Los resultados experimentales obtenidos por [Liu y Goel \(1988\)](#) confirman que se logra una mejora sustancial del comportamiento de las riostras con relleno de hormigón ante cargas cíclicas, excepto para tubos con relaciones 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 5-8 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 5-8 (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.

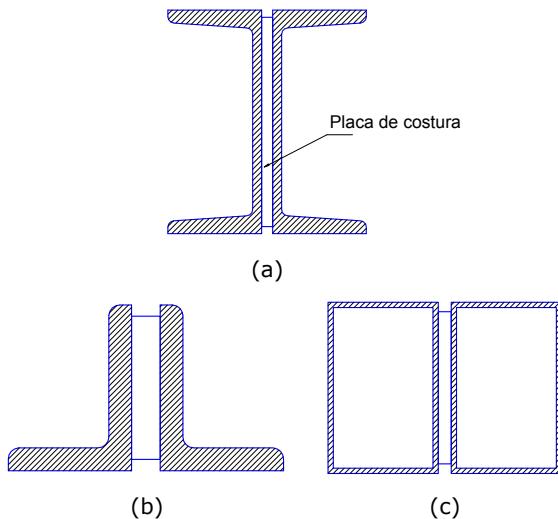


Fig. 5-8. Ejemplos de secciones para riostras armadas con perfiles y tubos.

5.2.3 Riostras tubulares llenas 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 llenos 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 1.8 ESTRUCTURAS CON SECCIONES COMPUSTAS](#), 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 llenos adoptando la forma de una curva aproximadamente senoidal.

La Figura 5-9 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.

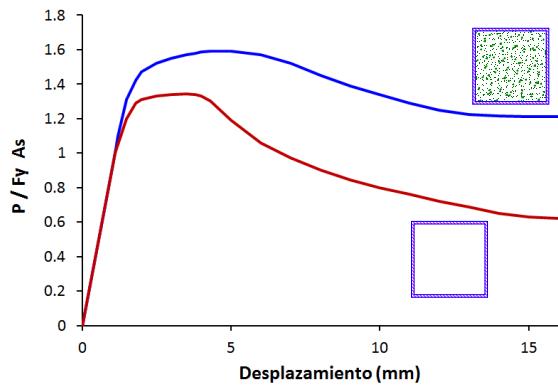


Fig. 5-9. Comparación de la respuesta estructural de dos riostras tubulares, con y sin relleno.

En la actualidad se dispone de procedimientos de diseño y de métodos refinados de análisis (Denavit y Hajjar, 2012) para las riostras tubulares llenadas, 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, pero esta desventaja se compensa con el mejor comportamiento estructural.

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 5-10.

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 5-10). 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 5-11 no son adecuadas y los reglamentos de diseño sismorresistente usualmente desalientan o prohíben su uso (mediante requerimientos que se explican más adelante).

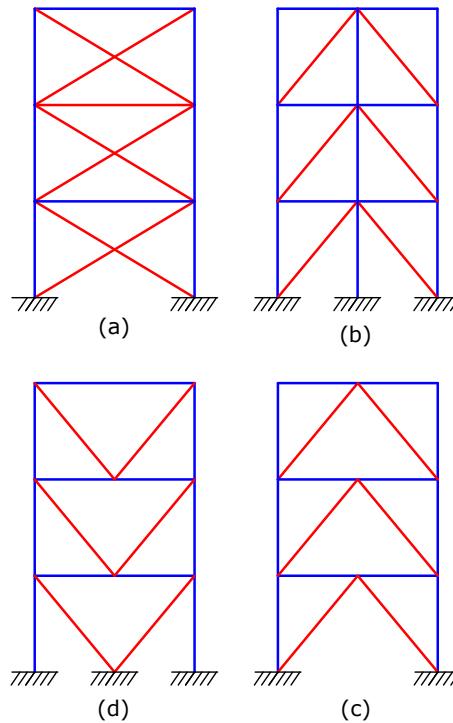


Fig. 5-10. Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron.

5.3.2 Pórticos arriostrados en V y V invertida

Las configuraciones de riostras dispuestas en V o V invertida (este último también llamado tipo chevron) son muy usadas en edificios y estructuras industriales, si bien presentan algunas particularidades que deben considerarse en el diseño. El vértice de los arriostramientos no coincide con un nudo viga-columna del pórtico, sino que se conecta en la zona central de las vigas. Mientras la estructura responde en rango elástico, las fuerzas axiales en las riostras son iguales en valor absoluto (ver Figura 5-12). Sin embargo, cuando la riostra comprimida pierde 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 5-13), 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.

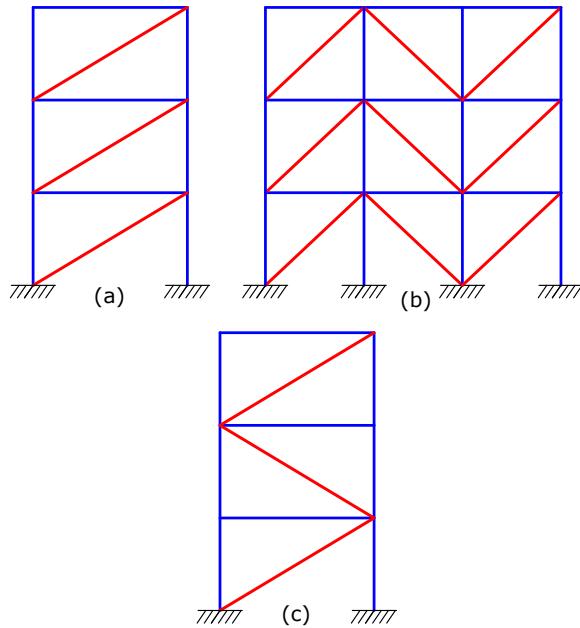


Fig. 5-11. Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica.

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 comprimida pandea, como se ilustra en la Figura 5-12(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 pospandeo de las riostras).

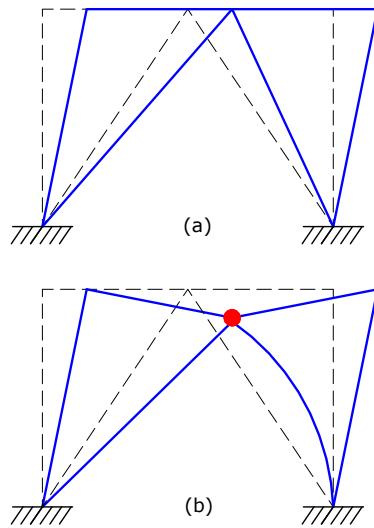


Fig. 5-12. Mecanismo de deformación de un pórtico con riostras en V invertida (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida.

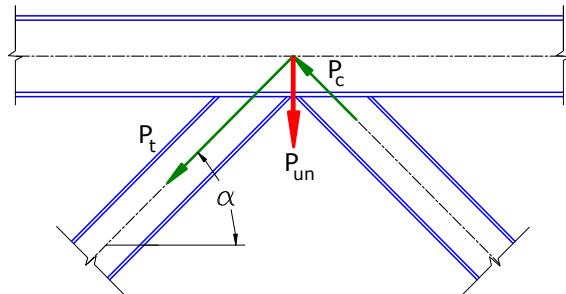


Fig. 5-13. Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de las riostras.

La Figura 5-14 muestra la deformada de un pórtico arriostrado en V invertida, junto con el diagrama de momentos flectores obtenidos al considerar que la riostra comprimida del nivel inferior ha pandeado completamente (de modo que su rigidez y resistencia puede considerar como despreciable y en el modelo estructural se elimina dicha barra). En este ejemplo se aplican acciones sísmicas estáticas equivalentes en cada uno de los niveles del pórtico. Se observa que el pandeo de la riostra originó momentos flectores de importancia, que deben considerarse en el diseño, no sólo en la viga, sino también en las columnas.

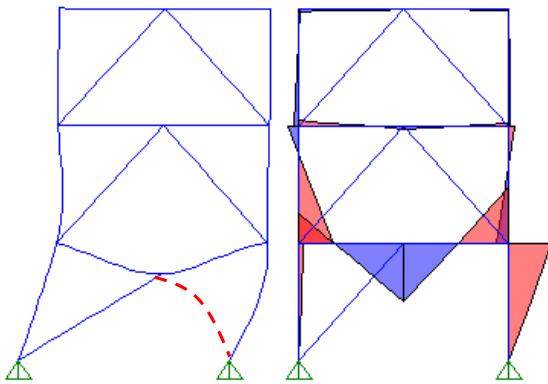


Fig. 5-14. Deformada y diagrama de momentos flectores en un pórtico arriostrado de tres pisos, luego del pandeo y degradación de la riostra comprimida.

Se puede concluir 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 341-16](#) 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 5-15 (a). Otra posibilidad es incorporar una columna es utilizar una columna intermedia o columna de cierre (en inglés, *zipper*), ver Figura 5-15 (b), según los criterios que se explican en la sección siguiente.

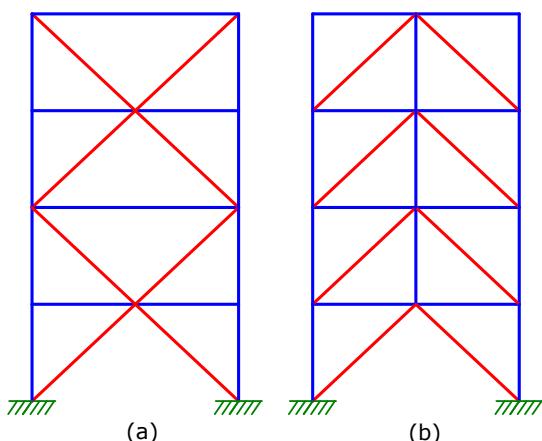


Fig. 5-15. Configuraciones de riostra para mitigar el efecto de fuerzas desbalanceadas en las vigas: (a) en X sobre módulos de 2 pisos, y (b) con columna de cierre o "zipper"

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} , descripta 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 5-16. 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](#)).

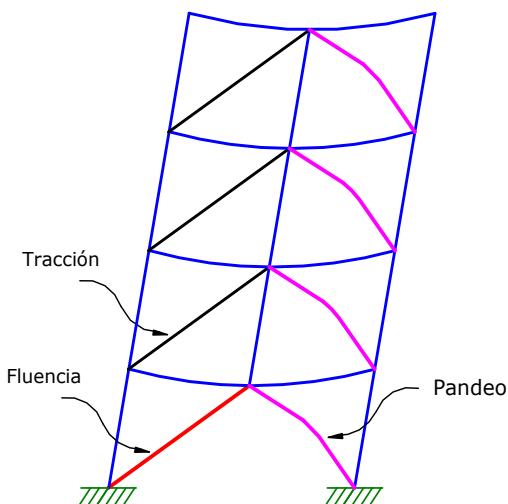


Fig. 5-16. Mecanismo de deformación de un pórtico arriostrado con columna de cierre.

[León 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 5-17. 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.

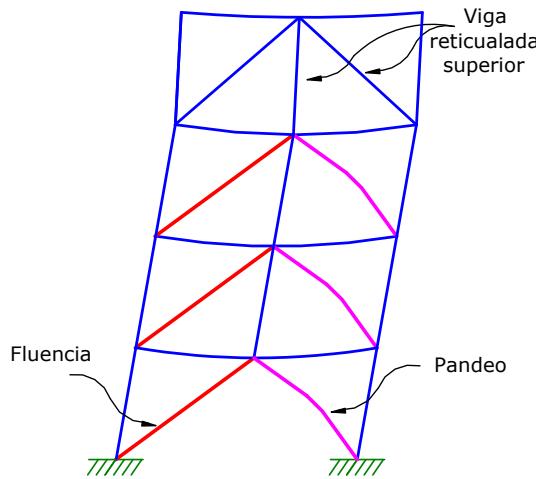


Fig. 5-17. Mecanismo de deformación de un pórtico arriostrado con columnas de cierre suspendida.

La Figura 5-17 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 5-18, 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 convencional, 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.

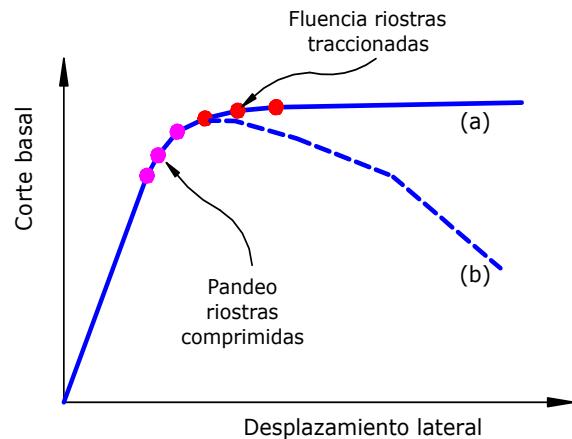


Fig. 5-18. Respuesta estructural de pórticos arriostrados, curva (a): con columna de cierre convencional, y curva (b) con columna de cierre suspendida.

5.3.4 Pórticos arriostrados en K

La configuración de riostras en K, cuyo esquema se indica en la Figura 5-19, 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 5-20). Esta situación puede provocar la falla de la columna, con graves consecuencias para todo la estructura. Es por ello, que este tipo de configuración no es recomendable y su uso no está permitido por las especificaciones sísmicas [ANSI/AISC 341-16](#).

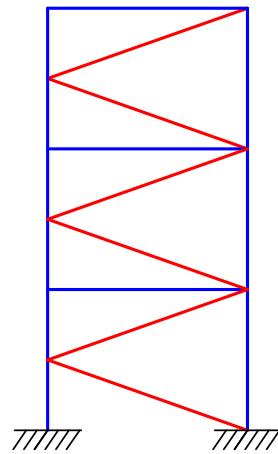


Fig. 5-19. Pórtico arriostrado en K.

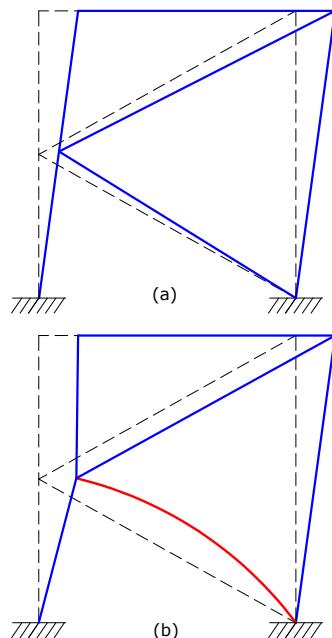


Fig. 5-20. Mecanismo de deformación de un pórtico con riostras en K (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida.

A modo de ejemplo, la Figura 5-21 ilustra la deformada de un pórtico arriostrado en K de cuatro niveles, bajo la acción sísmica horizontal (aplicada en ambos sentidos). Además, en la Figura 5-22, se presentan los diagramas de momentos flectores para dichos casos, observándose que se generan esfuerzos internos de flexión en las columnas del pórtico.

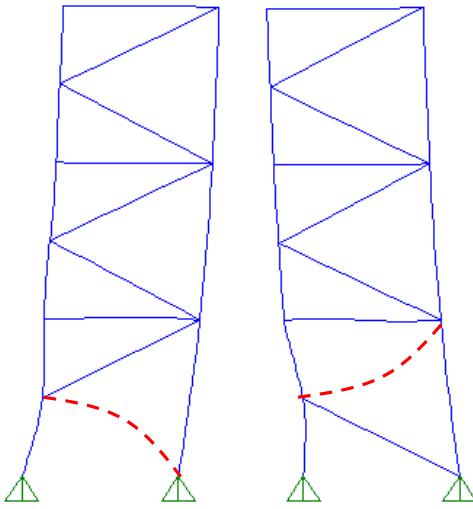


Fig. 5-21. Deformación de un pórtico arriostrado en K sometido a la acción del sismo en una y otra dirección.

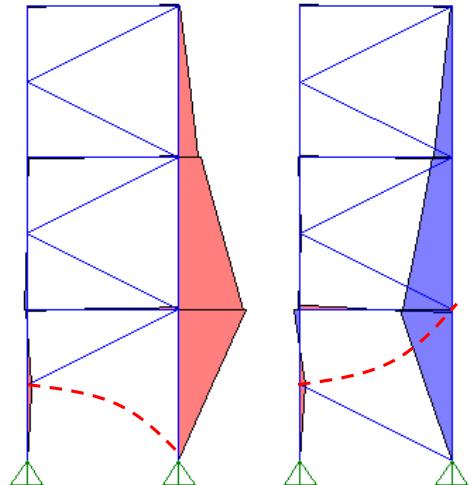


Fig. 5-22. Diagrama de momentos flectores en un pórtico arriostrado en K sometido a la acción del sismo en una y otra dirección.

5.3.5 Pórticos arriostrados multipanel

Los pórticos arriostrados multipanel (en inglés, *multi-tiered braced frames*, MTBF) son pórticos que presentan dos o más paneles arriostrados entre niveles con diafragmas o planos con soporte lateral en la dirección perpendicular al plano del pórtico. En la Fig. 5-23 se muestra un ejemplo de pórtico arriostrado de un piso y un

vano, con tres paneles de arriostramiento en V-Invertida. Se indica en esa figura la denominación usual de los miembros componentes del pórtico: columnas, riestras y puntales (*struts*, en inglés). Estos últimos, son barras horizontales que vinculan las columnas en los niveles de arriostramiento intermedios (entre los diafragmas) y cumplen la función de resistir las fuerzas de desbalance horizontal que aparecen cuando las riestras se comportan en rango inelástico, según se explica más adelante. En la Figura 5-24 se muestran otras alternativas usuales de configuración de las riestras en pórticos multipanel de un piso.

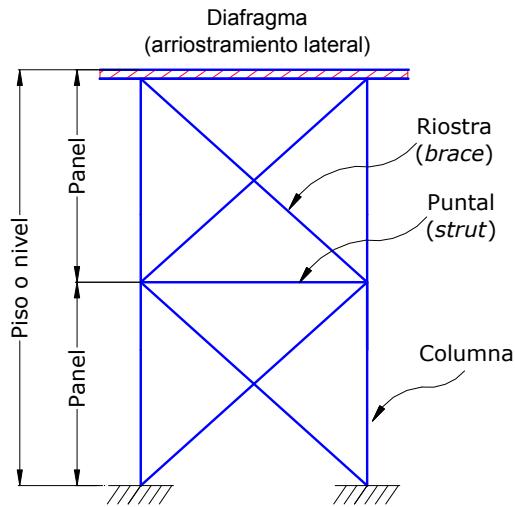


Fig. 5-23. Pórtico arriostrados multipanel con diafragma en el nivel superior (un piso), con indicación de los componentes principales.

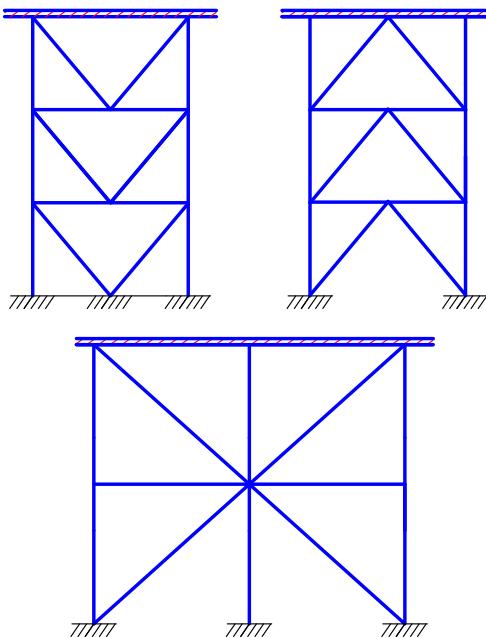


Fig. 5-24. Ejemplos de un pórtico arriostrados multipanel de un piso, con distintas configuraciones.

Los pórticos arriostrados multipanel son usuales en construcciones industriales de un piso y altura elevada, donde por razones estructurales o funcionales resulta más conveniente esta configuración, como se mostró en los ejemplos de las figuras previas. También se emplean en construcciones de varios pisos, tales como estadios, grandes locales comerciales, salas de concierto, etc., (ver ejemplo en la Figura 5-25). Las columnas usualmente se construyen con perfiles de sección I, orientados de manera que el pandeo fuera del plano del pórtico coincida con el eje de mayor inercia de la sección. Es importante aclarar que la longitud de pandeo de las columnas en el plano del pórtico es menor (varias veces menor, dependiendo del número de paneles de arriostramiento) que la longitud de pandeo en la dirección perpendicular.

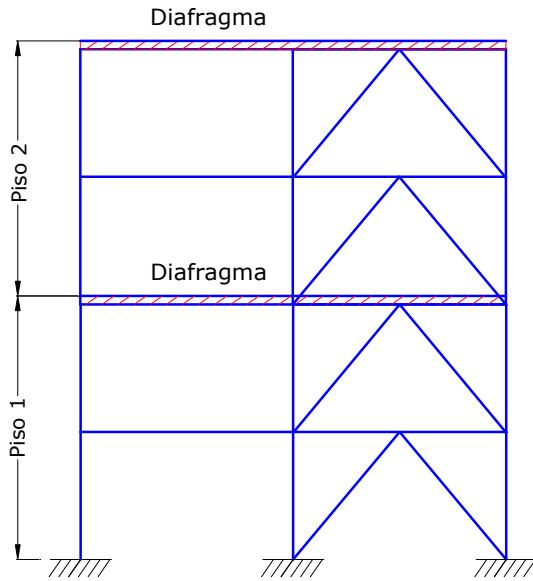


Fig. 5-25. Pórtico arriostrado de dos pisos, con dos paneles arriostrados por piso.

La Figura 5-26 muestra una imagen del modelo estructural de una construcción industrial destinada a soportar distintos equipos. Esta construcción, de un piso, presenta pórticos arriostrados multipanel en ambas direcciones. Por las características geométricas del caso y por los requerimientos de funcionamiento, se han empleado pórticos multipanel arriostrados en X (2 paneles) y en V invertida (3 paneles).

La particularidad que distingue a los pórticos arriostrados multipanel se origina en la falta de soporte lateral en cada uno de los paneles de arriostramiento, lo cual puede producir problemas de estabilidad en las columnas ante la acción sísmica. La respuesta inelástica del pórtico arriostrado puede originar solicitudes adicionales en el plano del pórtico como resultado de las fuerzas horizontales desbalanceadas en las columnas. Estas fuerzas se originan por la diferencia de resistencia en tracción y compresión que presentan las riostras que llegan a un nudo de la estructura, en forma similar a lo que

ocurre sobre las vigas de los pórticos arriostrados en V o V invertida ([Sección 5.3.2](#)) o en las columnas de los pórticos arriostrados en K ([ver Sección 5.3.4](#)). Estos efectos pueden reducirse mediante la incorporación de puntales, los que permiten resistir y redistribuir la fuerza desbalanceada. No obstante ello, la fluencia no uniforme de las riostras introduce momentos flectores en las columnas que deben considerarse en el análisis. Por esta razón, se han incorporado nuevos requerimientos en el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#), particularmente para el análisis de pórticos arriostrados concéntricamente bajo acciones sísmicas limitadas por capacidad, E_{cl} , donde se deben considerar varios casos en los que se asumen valores máximos y mínimos para la resistencia probables de las riostras traccionadas y comprimidas. Este aspecto se presenta con más detalle en secciones subsiguientes, al analizar el diseño de pórticos arriostrados especiales y ordinarios ([Sección 5.5](#) y [Sección 5.6](#)).

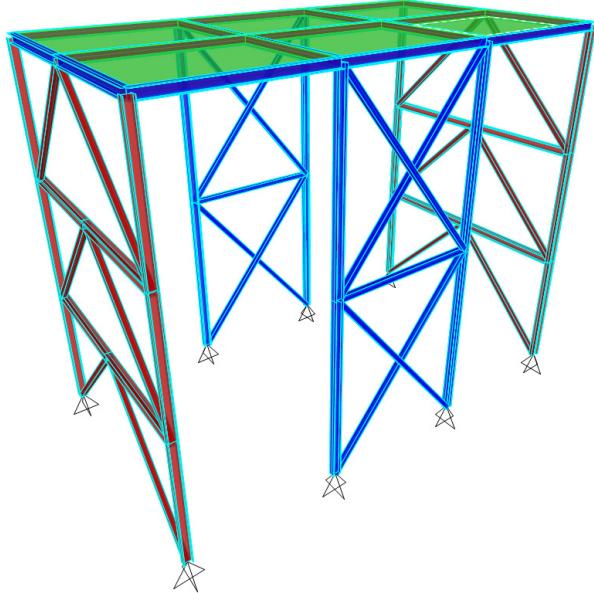


Fig. 5-26. Modelo estructural tridimensional de una construcción industrial con pórticos arriostrados multipanel en ambas direcciones.

El mecanismo plástico considerado para el diseño de los pórticos arriostrados concéntricamente considera el probable pandeo de las riostras comprimidas por la acción sísmica. Este fenómeno, en el caso de los pórticos multipanel, induce momentos flectores en las conexiones y solicitudes adicionales en los miembros que llegan a dicha conexión (columna y puntal). Según sean las características de las riostras y su conexión pueden considerarse dos casos:

- **La riostra pandea fuera del plano del pórtico:** en este caso se induce en las columnas un momento torsor que es igual a la resistencia flexional esperada de la riostra. Este momento torsor (ubicado en un plano

que contiene al eje longitudinal de la riostra) puede descomponerse en un momento flector fuera del plano de la columna (componente vertical) y un momento torsor en la columna (componente horizontal), ver Figura 5-27. El primero lo debe resistir directamente la columna, mientras que el segundo es resistido por flexión en el puntal. Este último mecanismo de resistencia se ilustra en la Figura 5-28 ([Imanpour et al., 2016](#)), donde se muestra la columna sometida a torsión, la cual es transferida al puntal que se flexiona en doble o simple curvatura, dependiendo de que el sentido del giro torsional de las columnas sea el mismo o contrario, respectivamente. Para asegurar este mecanismo de resistencia, la columna debe estar torsionalmente restringida mediante una conexión adecuada, que permita la transferencia del momento torsor, en la Figura 5-29 se muestra un detalle propuesto por [Imanpour et al., 2016](#). Es importante observar que en dicho detalle, el puntal está formado por un perfil I con el alma dispuesta en un plano horizontal, para así mejorar la resistencia flexional y tomar la torsión en la columna.

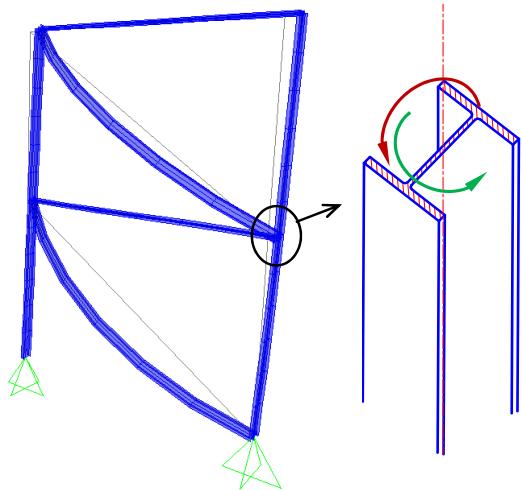


Fig. 5-27. Pandeo de las riostras fuera del plano del pórtico y momentos adicionales inducidos en la columna.

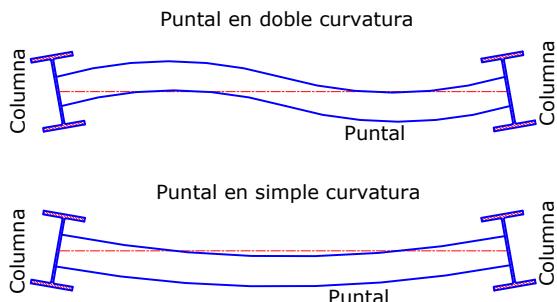


Fig. 5-28. Modos de pandeo torsional de las columnas, incluyendo la flexión del puntal en doble y simple curvatura.

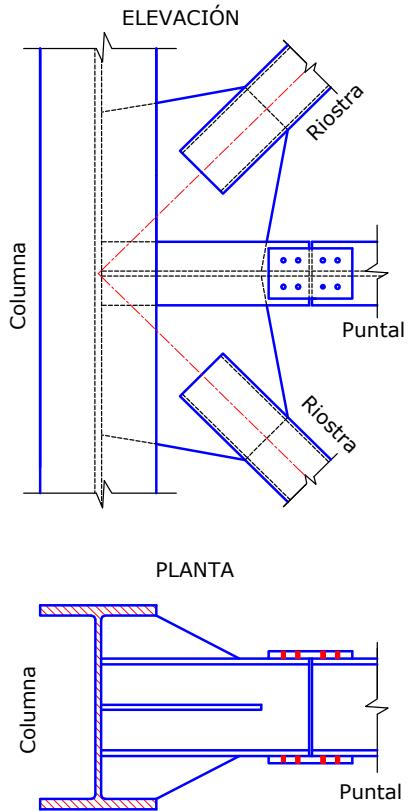


Fig. 5-29. Detalle de conexión con arriostramiento torsional de las columnas mediante la rigidez flexional del puntal ([Imanpour et al., 2016](#)).

- **La riostra pandea en el plano del pórtico:** el momento flector en los extremos de la riostra (resistencia flexional esperada) actúa en un plano vertical coincidente con el plano del pórtico, ver Figura 5-30. Este momento induce flexión en el plano del pórtico y es resistido por las columnas o los puentes, o en forma combinada, dependiendo de la rigidez y de la conexión empleada.

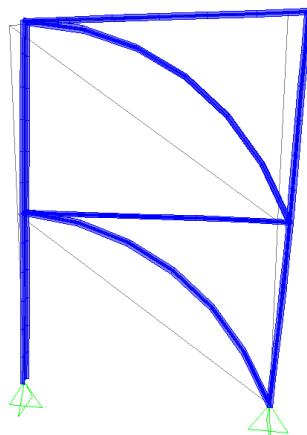


Fig. 5-30. Pandeo de las riostras en el plano del pórtico.

5.3.6 Pórticos arriostrados con tensores en X

Los pórticos con tensores en X (ver Figura 5-31) 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 5-32.

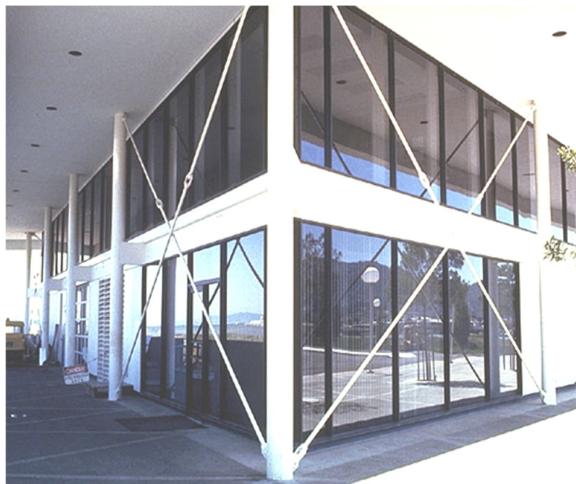


Fig. 5-31. Pórtico arriostrado con tensores en X.

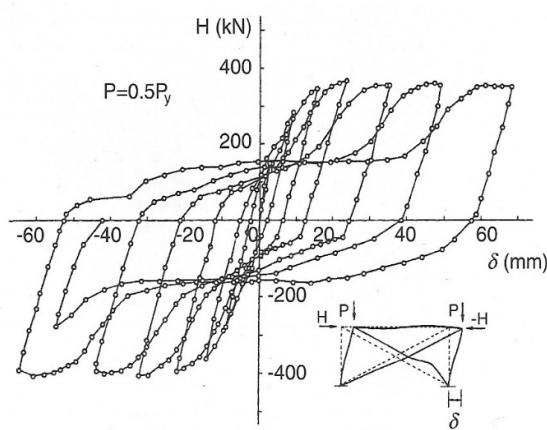


Fig. 5-32. Respuesta estructural de un pórtico arriostrado con tensores en X, ensayado por [Wakabayashi \(1986\)](#).

Adicionalmente, como se mencionó en la [Sección 5.2](#), 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 arriostramiento 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.

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 5-33, 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.

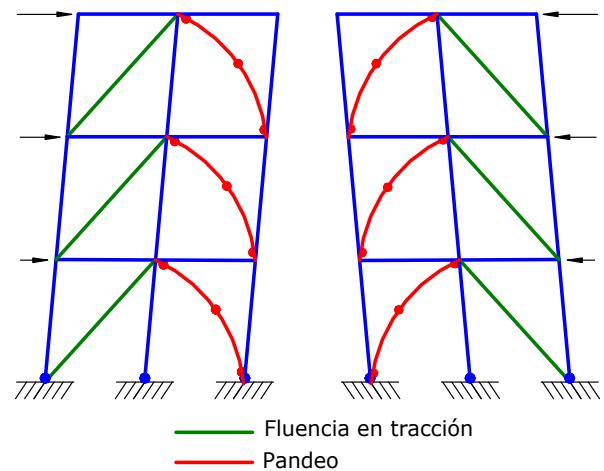


Fig. 5-33. Mecanismo plástico de un pórtico arriostrado.

El mecanismo plástico se desarrolla en forma progresiva, comenzando en el panel que presenta menor resistencia o mayores solicitudes, lo cual usualmente ocurre en el nivel inferior de la estructura. Es importante dimensionar las riostras tratando de la resistencia real de las secciones utilizadas sea similar a la demanda sísmica, para lograr fluencia y pandeo de forma más o menos uniforme en toda la altura del pórtico. En el caso de pórticos arriostrados multipanel (ver [Sección 5.3.5](#)), las solicitudes axiales en las riostras son similares en cada piso o nivel, y el desarrollo progresivo del comportamiento inelástico origina distorsiones no uniformes en los paneles del pórtico, lo cual a su vez induce momentos flectores adicionales en la columnas. La Figura 5-34 muestra el caso de un pórtico de tres paneles en el cual el comportamiento inelástico se concentra, inicialmente, en el panel intermedio, con un aumento considerable de la distorsión (en comparación con la de los restantes paneles). Este efecto es más pronunciado en pórticos con paneles de diferentes alturas y con riostras desiguales. Durante un terremoto, el desarrollo de la fluencia y pandeo de las riostras es progresivo, pudiendo llegar a formarse el mecanismo completo, como se indica para este ejemplo en la Figura 5-35.

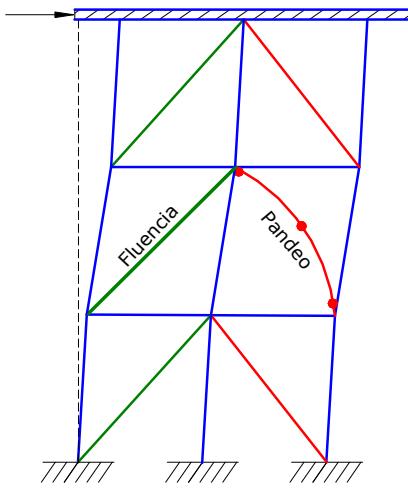


Fig. 5-34. Mecanismo parcial de fluencia y pandeo de riostras.

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 trasmitir la riostra, cuando ésta desarrolla

su capacidad resistente. Este objetivo puede lograrse mediante la aplicación de los principios del diseño por capacidad.

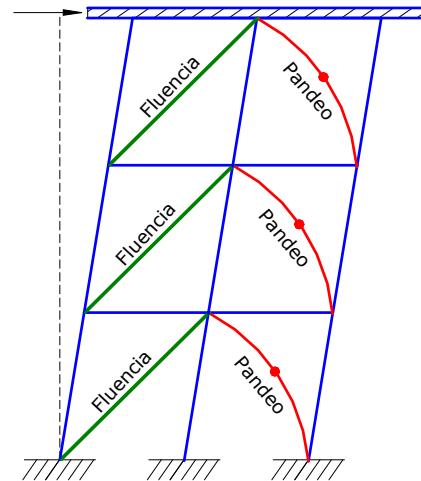


Fig. 5-35. Mecanismo completo de fluencia y pandeo de riostras.

Es importante destacar que las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) 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 5-36 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.

La Figura 5-37 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.

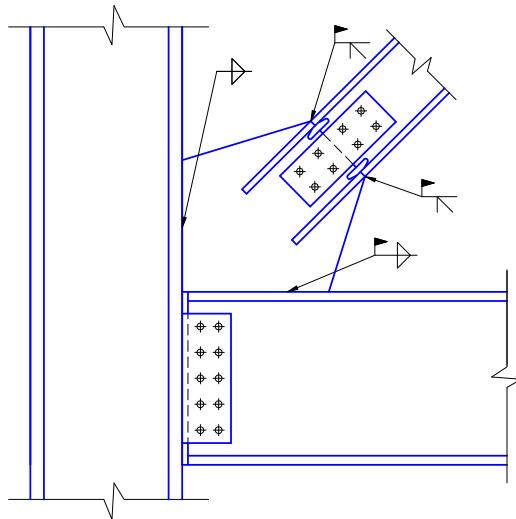


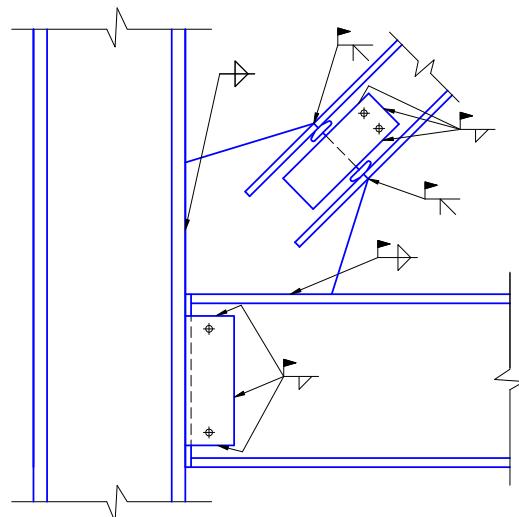
Fig. 5-36. Detalle de conexión inadecuada, debido a que pernos y soldadura resisten en forma conjunta las fuerzas actuantes.

5.5 PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

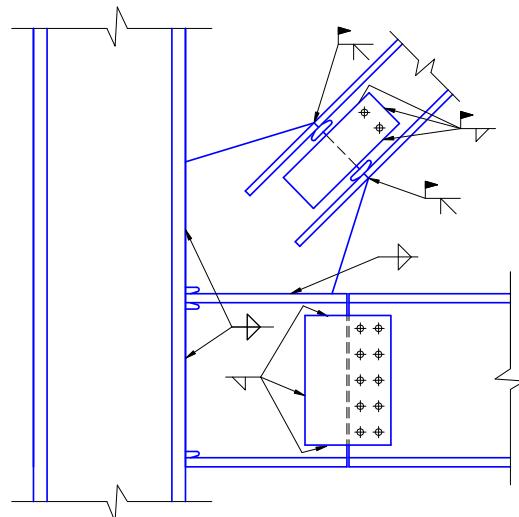
5.5.1 Objetivo general del diseño

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 prematuros. El factor de modificación de respuesta R para este tipo estructural es de 6, de acuerdo al código [ASCE/SEI 7-16](#).

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 fletor y corte) sean considerados en el diseño y que su efecto no altere la capacidad de deformación inelástica.



(a)



(b)

Fig. 5-37. Ejemplos de conexiones recomendadas para riostras, (a) conexión totalmente soldada, (b) conexión con soldadura y pernos.

5.5.2 Análisis

La resistencia requerida en vigas, columnas, puntales (en el caso de pórticos arriostrados multipanel) y conexiones debe determinarse a partir de las combinaciones de carga correspondientes, considerando las acciones sísmicas limitadas por capacidad E_{cl} . Es importante recordar que la acción sísmica E_{cl} se define como las máximas solicitudes obtenidas de un análisis plástico racional. En el caso de los pórticos especiales arriostrados concéntricamente se requiere considerar los esfuerzos más desfavorables resultantes de los 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.

- Para pórticos arriostrados multipanel, análisis en los que se representa la fluencia y pandeo progresivo de las riostras, desde las más débiles hasta las más resistentes. Estos análisis deben considerar ambas direcciones de carga.

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 $1/0.877 F_{cre} A_g$, donde F_{cre} es la tensión crítica F_{cr} de terminada para una tensión de fluencia igual a $R_y F_y$. 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.

En el análisis requerido por el reglamento se permite despreciar el efecto de los momentos flectores que pueden generarse en las riostras cuando la estructura se deforma bajo la acción sísmica. De modo que, con esta simplificación, se pueden determinar en forma directa las resistencias requeridas, realizando análisis en los que las riostras se reemplazan por las resistencias esperadas en tracción y compresión, según corresponda. Como ejemplo, la Figura 5-38 muestra el caso de dos pórticos arriostrados concéntricamente, de cuatro pisos, con riostras en X y en V invertida.

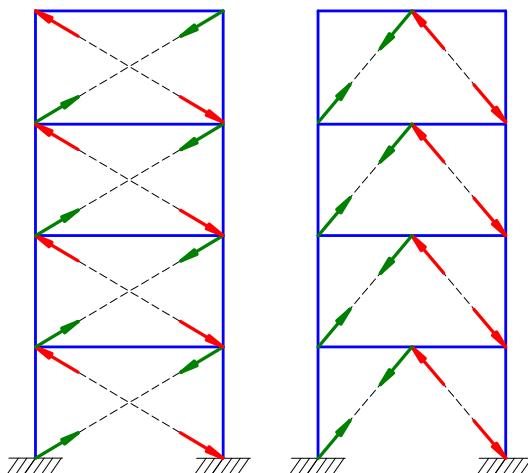


Fig. 5-38. Análisis plástico racional para definir la acción sísmica limitada por capacidad.

La resistencia requerida de las columnas del pórtico arriostrado no necesita exceder el menor de los siguientes valores:

- Las fuerzas resultantes de considerar la resistencia de las fundaciones al levantamiento, por efecto del momento de vuelco.
- Las solicitudes obtenidas de un análisis dinámico no lineal, incluyendo los efectos de no linealidad del

material y geométricos, según lo indicado por el reglamento [ASCE/SEI 7-16](#), Capítulo 16.

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 5-39. El diseño de la conexión de la riostra se puede ver muy condicionado para dar cumplimiento a este requerimiento.

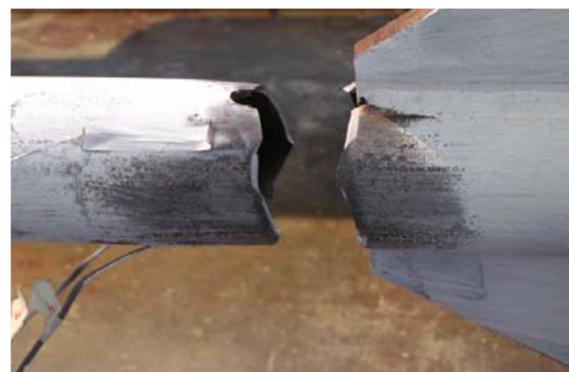


Fig. 5-39. Fractura de una riostra en la sección neta
(Fu et al., 2007)

Para el caso de secciones armadas, se requiere controlar el espaciado de los conectores, de modo que la esbeltez de los componentes individuales, a/r_i , sea menor o igual que el 40% de la esbeltez global de la sección armada.

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 5-40. 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 ristra hasta la conexión central y, a los efectos de definir las zonas protegidas, se deben considerar como si fueran cuatro ristas (ver Figura 5-41).

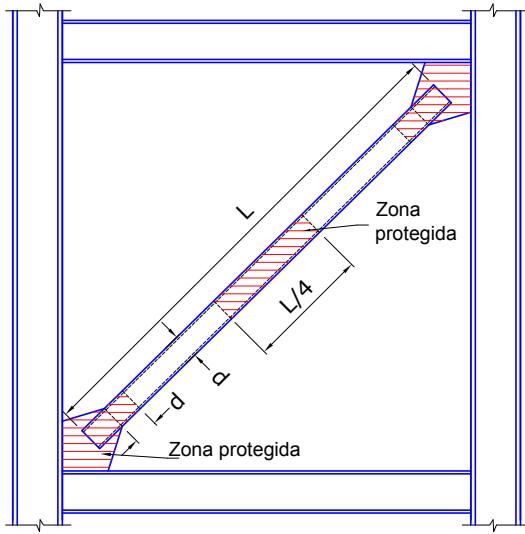


Fig. 5-40. Definición de las zonas protegidas en una ristra y sus conexiones.

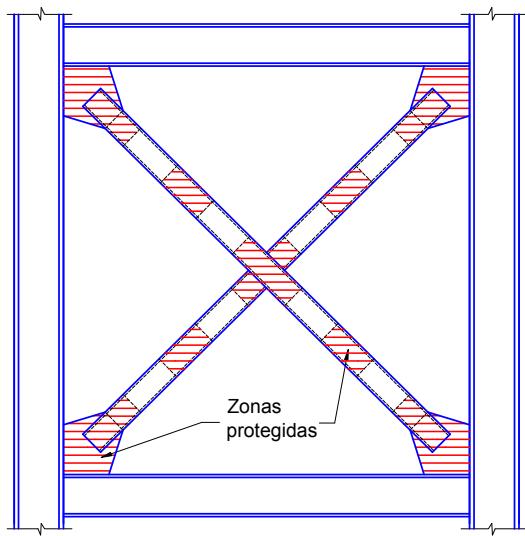


Fig. 5-41. Zonas protegidas en ristas en X.

5.5.4 Configuración de las ristas

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

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

5.5.5 Relación anchura-espesor

Las columnas, vigas y ristas 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} . Los puntales de pórticos arriostrados multipanel 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 ristra 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 ristra. En estos casos, el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) 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 ristra por 1,1, esto es $1.1 R_y M_p$.
 - Suma de las resistencia flexionales esperadas de la columna multiplicada por 1,1, esto es $1.1 \Sigma (R_y F_y Z)$. 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 5-42. 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.

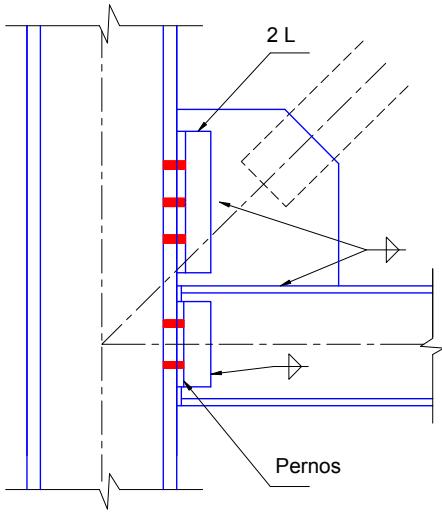


Fig. 5-42. Conexión simple propuesta por [Stoakes y Fahnestock, \(2010\)](#).

La Figura 5-43 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 5-44, donde se observa que la viga se conecta únicamente mediante chapas o cubrejuntas de alma, de modo de permitir la rotación.

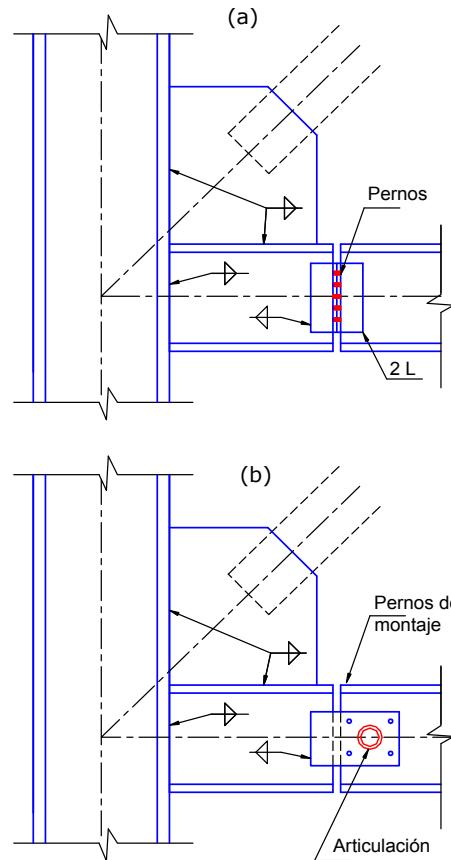


Fig. 5-43. Conexiones simples propuesta por [Thornton y Muir, L. S. \(2008\)](#).

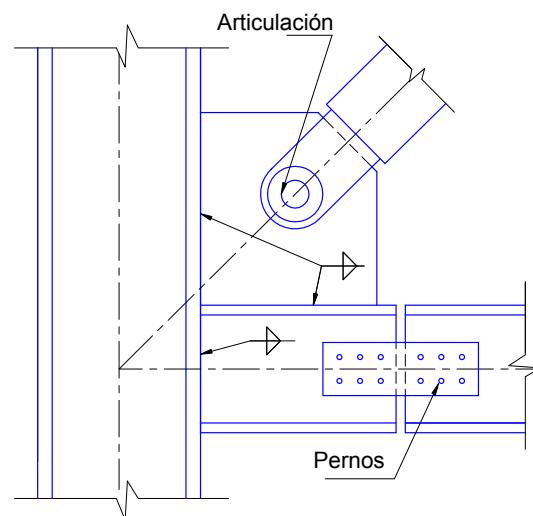


Fig. 5-44. Conexión simple propuesta [Fahnestock et al. \(2007\)](#) para riostras de pandeo restringido.

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.

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, según se definió en la [Sección 5.5.2](#).

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 5-45 se presenta, a modo de ejemplo, un detalle de conexión recomendado en las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#), 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. Las soldaduras que vinculan la placa de conexión directamente con el ala de la viga o columna deben tener resistencia nominal a corte igual a $0.6 R_y F_y t L_j$, donde t es el espesor de la chapa y L_j es la longitud de la junta soldada.

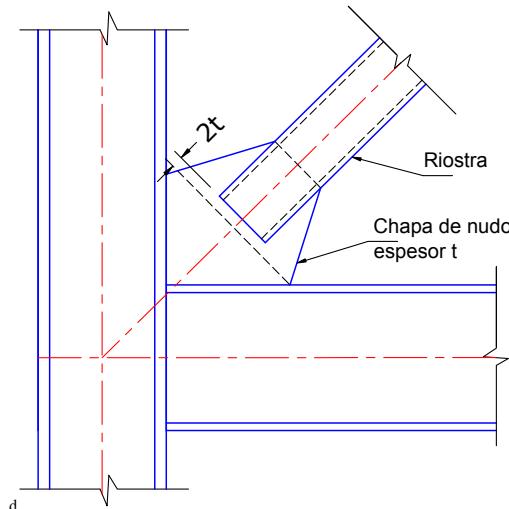


Fig. 5-45. Conexión de extremo de riostra con franja de fluencia para permitir la rotación del extremo.

El criterio indicado en la Figura 5-45 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 5-46 se muestra un detalle de conexión según este criterio, junto con una fotografía tomada al finalizar el ensayo de verificación. 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. \(2011\)](#).

Alternativamente, se puede lograr una adecuada capacidad de rotación inelástica con el detalle de conexión representado en la Figura 5-47. 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.

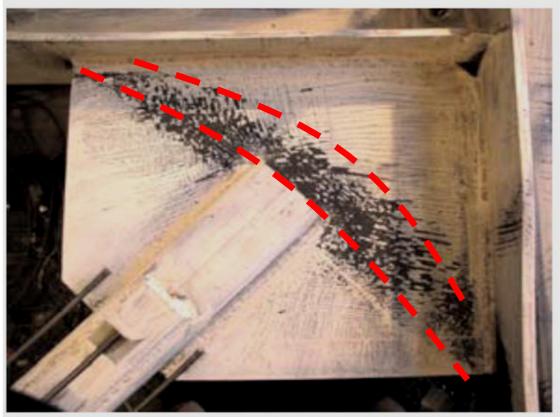
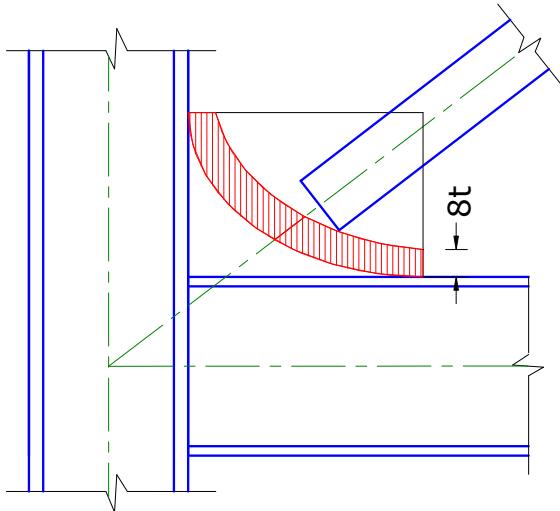


Fig. 5-46. Chapa nodal con patrón de fluencia de tránsito elíptica ([Lehman et al., 2008](#)).

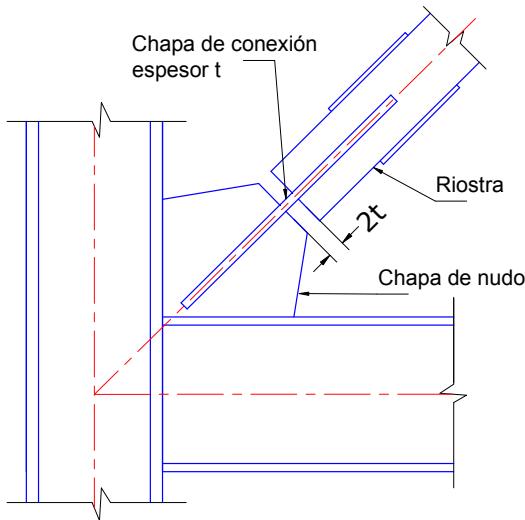


Fig. 5-47. Chapa de conexión dúctil para rotulación en el plano del pórtico.

Un caso particular, pero de mucho interés práctico, es el de las conexiones de ristras 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 ristra (como ranuras) y luego soldar una plancha de acero insertada en los cortes, como se indica en la Figura 5-48 (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 ristra, 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 ristras de sección tubular. Una de ellas se ilustra en la Figura 5-48 (b) y consiste en realizar una caladura en la chapa de conexión, la que se suelda a la ristra sin reducir la sección de la misma.

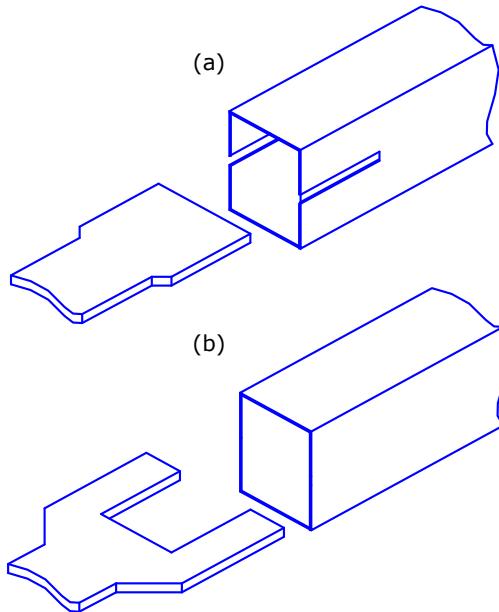


Fig. 5-48. Detalles para conexión de ristras de sección tubular, (a) inconveniente, porque reduce la sección de la ristra y (b) adecuado.

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 5-49 muestra un detalle diseñado con este criterio, donde se observa que la ristra de sección cuadrada se inserta en una chapa nodal. La ristra 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.

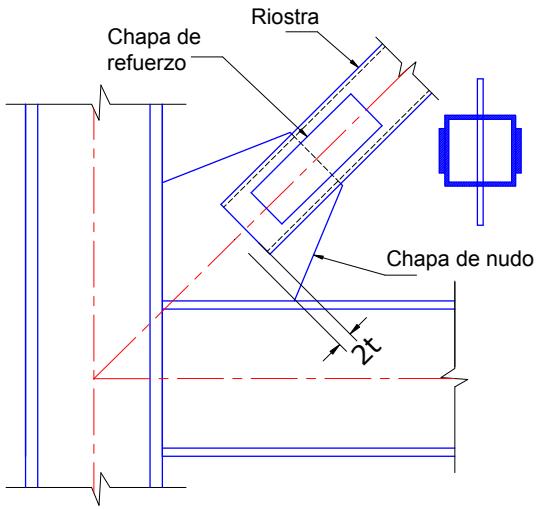


Fig. 5-49. Detalles para conexión de riestras de sección tubular reforzada con chapas adicionales.

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 riestras de sección circular. Esta pieza se inserta en la chapa nodal y luego se fija mediante pernos. En la Figura 5-50 se muestra una fotografía de una riestra con este tipo de conexión y el detalle de la pieza de acero.



Figura 5-50. 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 riestras (ver [Sección 5.3.2](#)). 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 riestras).

5.5.9 Arriostramientos multipanel

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente pueden configurarse con arriostramientos multipanel (ver [Sección 5.3.5](#)) si se cumplen los siguientes requisitos:

- Las riestras se deben disponer en pares opuesto en cada uno de los paneles del pórtico.
- Se deben colocar puntales horizontales en cada panel. Estos puntales
- Las columnas deben estar torsionalmente arriostradas en cada una de las conexiones riestra-columna. Este requerimiento se puede cumplir conectando el puntal de modo de restringir el movimiento torsional de la columna. El puntal debe disponer de adecuada rigidez y resistencia flexional para desarrollar esta función.
- Las columnas deben presentar una adecuada resistencia flexional para resistir los esfuerzos inducidos cuando la riestra pandea. Para ello, la resistencia requerida debe considerarse como $1.1 R_y M_p$ de la riestra. Este momento no necesita ser mayor que la resistencia flexional de la conexión.
- Para todas las combinaciones de carga reglamentarias, las columnas sometidas a carga axial deben resistir los momentos flectores resultantes de los efectos de segundo orden y de las imperfecciones geométricas. El efecto de las imperfecciones geométricas puede representarse mediante cargas ficticias fuera del plano del pórtico, aplicadas en las columnas en correspondencia con cada uno de los paneles (ver [Sección 1.6.3](#)). Como mínimo, estas fuerzas se determinan como 0.006 de la carga vertical actuante en la columna.

5.5.10 Arriostramientos en K y arriostramientos con tensores

El sistema de arriostramientos en K y los arriostramientos con tensores (rigidez y resistencia compresión despreciable) no puede utilizarse para pórticos especiales arriostrados.

5.5.11 Sistemas duales

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente pueden usarse en combinación con pórticos no arriostrados, formado de esa forma un sistema dual (ver Figura 5-51). 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 5-50) o bien cuando se combinan planos resistentes de distinto tipo en una estructura espacial.

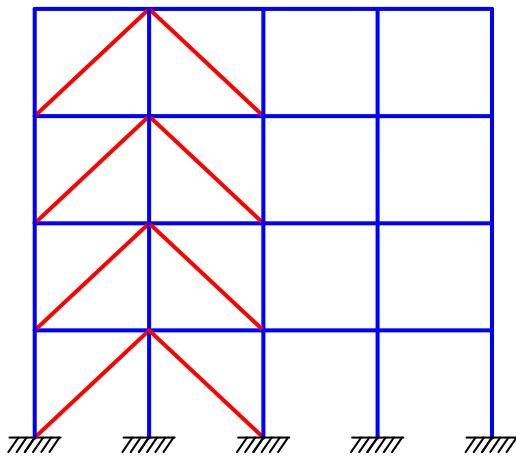


Fig. 5-51. Ejemplo de un sistema dual con pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos no arriostrados.

5.6 PÓRTICOS ORDINARIOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

5.6.1 Criterios de diseño

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 07-16](#) considera $R=3.25$). De esta forma se asegura que las deformaciones inelásticas inducidas por un sismo severo en la estructura son reducidas. Los requerimientos y verificaciones a realizar para los pórticos ordinarios arriostrados son significativamente menores que para el caso de los especiales.

Al igual que en el caso de pórticos especiales arriostrados concéntricamente, se permiten pequeñas

excentricidades cuya magnitud no debe exceder la altura de la viga. 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.

Las riostras deben considerarse como miembros de ductilidad limitada. Se permite el uso de tensores (riostras con rigidez y resistencia a compresión despreciable, esbeltez KL/r mayor a 200). Las especificaciones requieren que la esbeltez de las riostras cumpla con la condición definida por la siguiente ecuación:

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

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.

5.6.2 Arriostramientos multipanel

Los pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente pueden configurarse con arriostramientos multipanel (ver [Sección 5.3.5](#)) si se cumplen las siguientes condiciones:

- Las riostras deben disponerse en pares opuestos en cada uno de los paneles.
- Se deben colocar puntales en el pórtico en correspondencia con cada uno de paneles.
- Las columnas deben arriostrarse torsionalmente en cada una de las conexiones puntal-columna.
- La resistencia requerida a carga axial de las columnas y de los puntales, al igual que la resistencia requerida de las conexiones de las riostras, debe determinarse a partir de las combinaciones de carga reglamentarias, incluyendo la acción sísmica con sobre-resistencia, E_{mb} , multiplicada por 1.50.
- Las columnas sometidas a carga axial de compresión deben diseñarse, para todas las combinaciones de carga, para resistir momentos flectores debidos a efectos de segundo orden e imperfecciones geométricas. El efecto de las imperfecciones geométricas puede representarse mediante cargas ficticias fuera del plano del pórtico, aplicadas en las columnas en correspondencia con cada uno de los paneles (ver [Sección 1.6.3](#)). Como mínimo, estas fuerzas se determinan como 0.006 de la carga vertical actuante en la columna.
- Si se emplean riostras tipo tensor, éstas deben tener una esbeltez mayor de 200 y deben cumplir con los requisitos indicados en la Sección F1-4c(h) del reglamento.

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 Figuras 5-52 y 5-53 muestran edificios rehabilitados con riostras de acero.



Fig. 5-52. Edificio escolar en la ciudad de Mendoza, Argentina, con estructura de hormigón armado, rehabilitado con el agregado de riostras de acero.



Fig. 5-53. 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 2.10](#). 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 trasmitirse a la estructura en la cual se instalan, como se representa esquemáticamente en la Figura 5-54. La experiencia indica que, en ciertos casos, los esfuerzos a trasmitir 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 5-55 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 fotografía 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 Middlebrook + Louie, Structural Engineers.

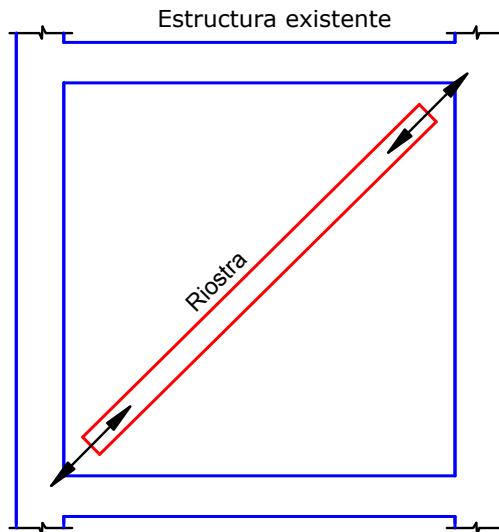


Fig. 5-54. Esfuerzos transmitidos por una riostra al pórtico existente.



Fig. 5-55. 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](#)). En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las ríostras 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 341-16](#).

6.2 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

6.2.1 Configuración geométrica

Las ríostras 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).

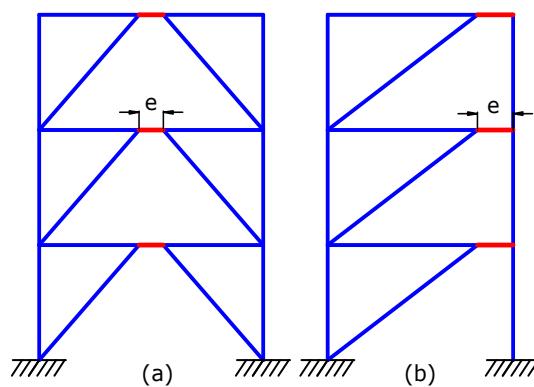


Fig. 6.1. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

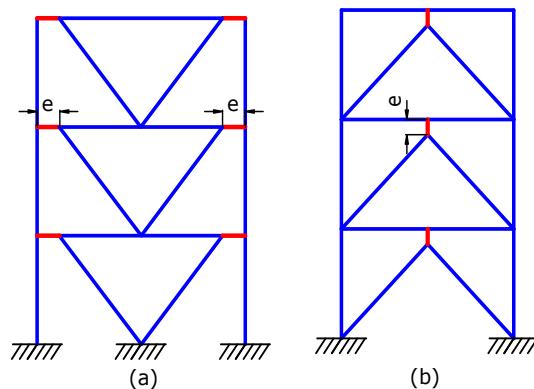


Fig. 6.2. Otras configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente.

[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 dispuestos 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.

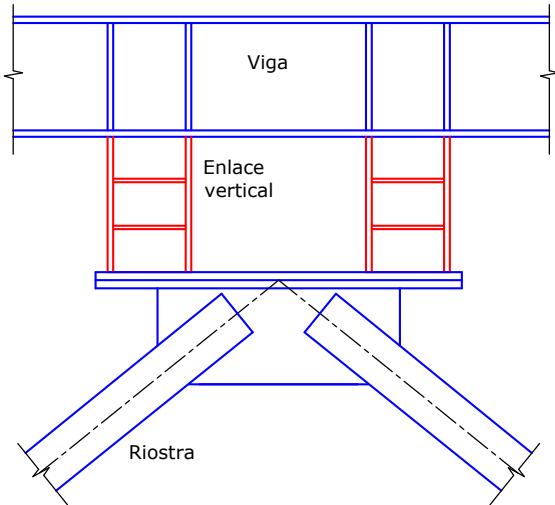


Fig. 6-3. Enlace vertical doble (adaptado de [Fehling et al., 1992](#)).

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 sujetas a esfuerzos axiles 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 transmite 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.

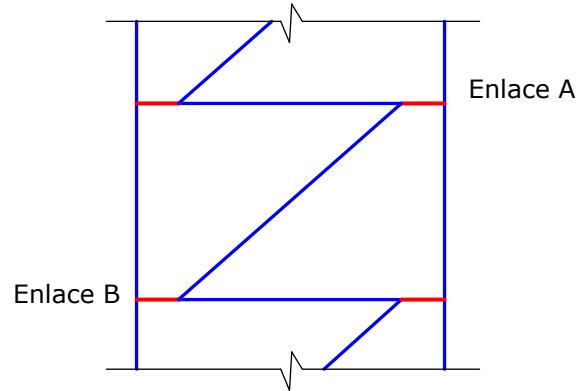


Fig. 6-4. Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos.

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 decrece 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 un 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.

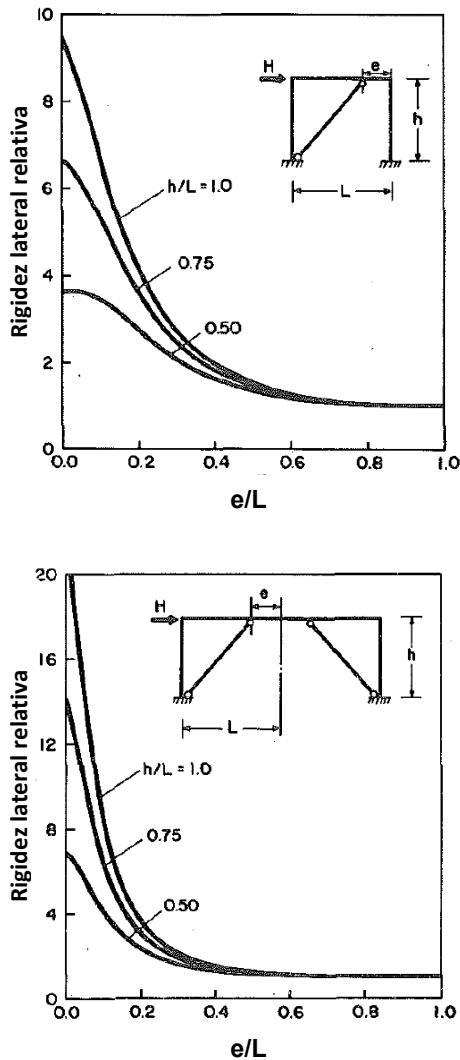


Fig. 6-5. Variación de la rigidez relativa en función de la longitud del enlace, e , para distintos valores de h/L ($I_b/I_c=0.25$, [Hjelmstad y Popov, 1984](#)).

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.

Es importante notar en la Figura 6.7 que en el caso de enlace central, los momentos en ambos extremos del enlace son iguales, por la simetría estructural, mientras que en el caso de enlace en extremo de viga, los momentos son distintos (el máximo se produce usualmente en

el extremo conectado a la columna). Otra diferencia que se observa en las solicitudes, según sea la posición del enlace, son los valores de fuerza axial en el enlace, ver Figura 6.8. La comparación de resultados indica que la fuerza axial en el enlace central es nula, mientras que el enlace de extremo queda sometida a fuerzas de tracción o compresión, dependiendo del sentido de la acción sísmica.

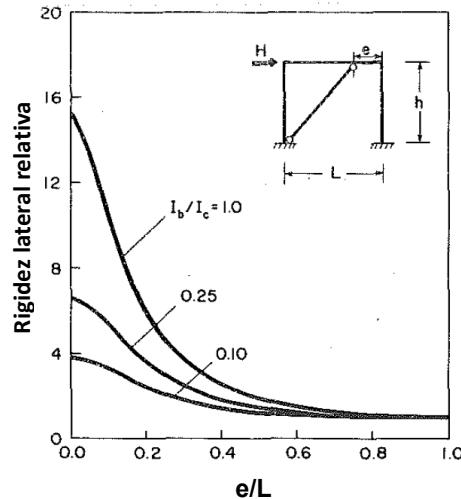


Fig. 6-6. Variación de la rigidez relativa en función de la longitud del enlace, e , para distintos valores de I_b/I_c ($h/L = 0.75$, [Hjelmstad y Popov, 1984](#)).

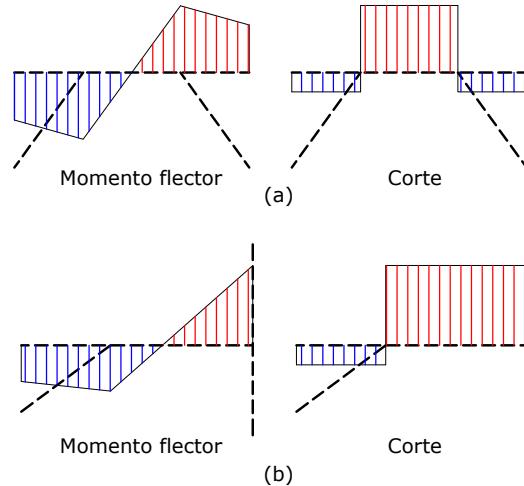


Fig. 6-7 Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en el enlace, (a) enlace central y (b) enlace en extremo de viga.

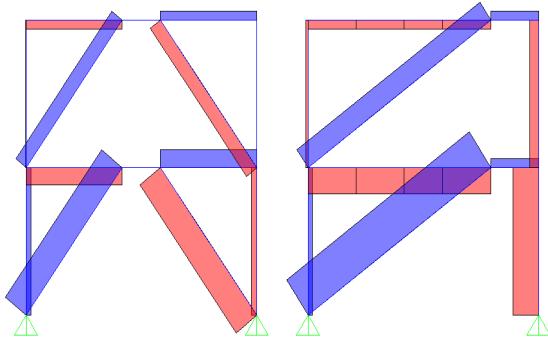


Fig. 6-8 Comparación de las fuerzas axiales en pórticos arriostrados excéntricamente con enlace central y enlace en extremo de viga.

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 6-9), 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 6-10):

$$A_{tw} = (d - 2t_f) t_w \quad (6-3a)$$

$$A_{tw} = 2(d - 2t_f) t_w \quad (6-3b)$$

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).

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:

$$e_o \leq \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (6-4)$$

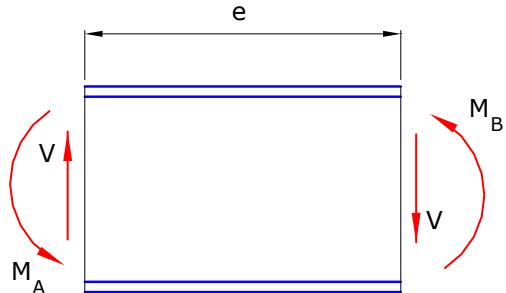


Fig. 6-9. Diagrama de cuerpo libre del enlace.

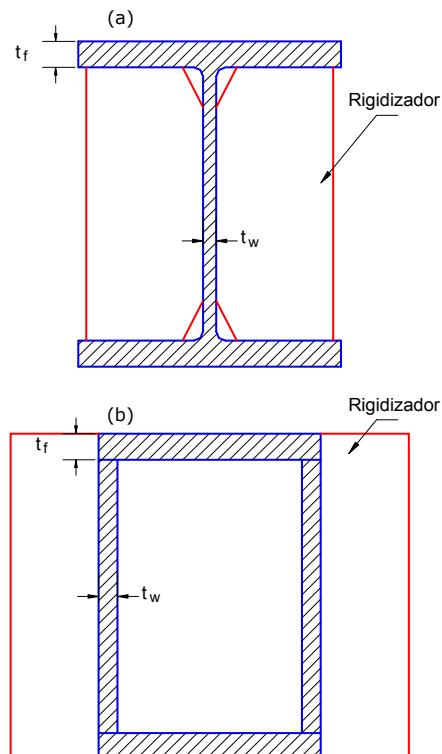


Fig. 6-10. Secciones usuales para el enlace: (a) sección I y (b) sección cajón, ambas con rigidizadores verticales.

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 6-11. 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.

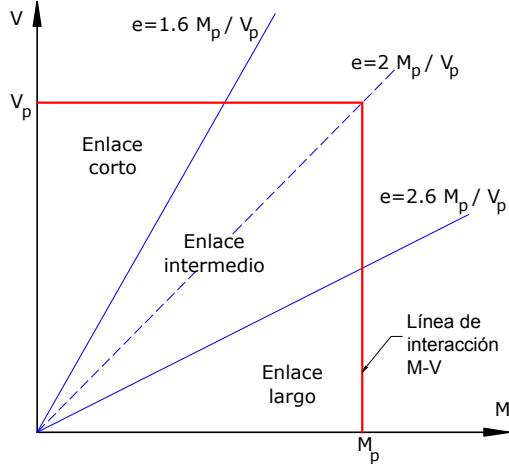


Fig. 6-11. Diagrama de interacción M-V y clasificación de los enlaces en función de su longitud.

La Figura 6-12 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 enlaces largos, casos (b) y (c), se observa claramente el pandeo de las alas y alma en ambos extremos del enlace, donde los momentos deflectores son máximos. La falla se produjo a una deformación inelástica del orden de 0.06 rad.

Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace, debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma. Es por ello que la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. No obstante ello, el uso de enlaces largos está permitido, dado que puede resultar necesario en ciertos casos donde

existen requerimientos arquitectónicos o funcionales especiales.

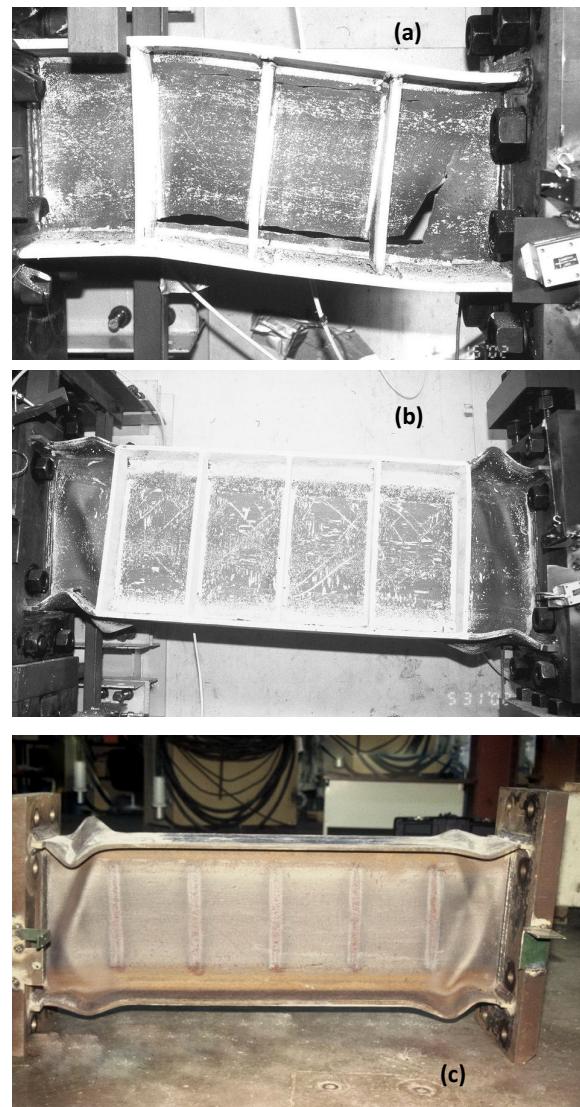


Fig. 6-12. Imágenes de ensayos sobre (a) enlaces cortos y (b) enlaces largos (ambos realizados por [Okazaki et al., 2004b](#)), y (c) enlace largo.

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 6-10. 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:

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} \quad (6-6b)$$

Donde $M_p = F_y Z$. 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. Además, los enlaces se diseñan como zonas protegidas, por lo cual no pueden usarse conectores de corte soldados al ala. Es por ello que reglamentariamente este efecto no se considera al evaluar la resistencia de diseño del enlace.

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 341-16](#)).

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 nolineal 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 6-13 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 .

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 6-14, para el caso de pórticos con un enlace en la viga (casos (a) y (b) de la Figura 6-13). 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. El ángulo de rotación del enlace se calcula como el ángulo entre el enlace y la viga (en la zona fuera del enlace) cuando se alcanza la distorsión de piso de diseño.

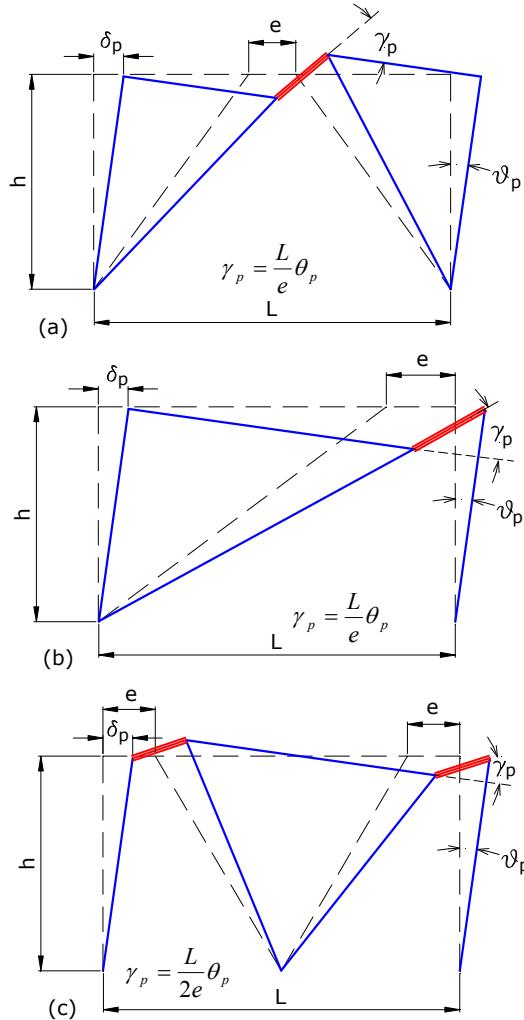


Fig. 6-13. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

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 341-16](#) 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 6-15.

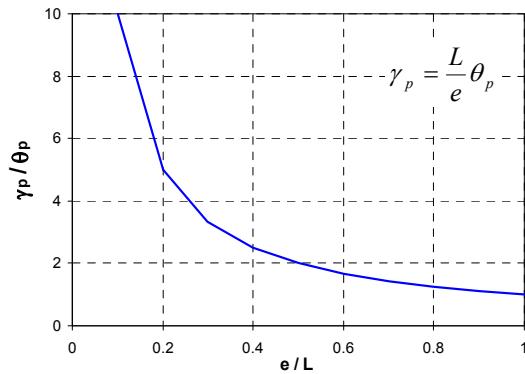


Fig. 6-14. Variación de la rotación plástica en el enlace en función de la relación e/L , para pórticos con un enlace en la viga.

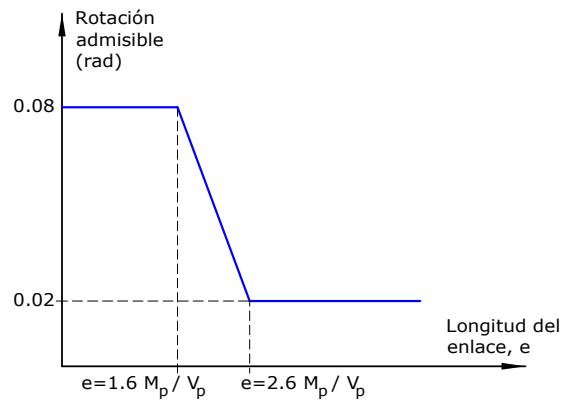


Fig. 6-15. Rotación admisible en el enlace en función de la longitud e .

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 341-16](#)).

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

6.3.1 Aspectos generales

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. Las Figuras 6-16, 6-17 y 6-18 presentan detalles típicos para distintos casos. Es importante aclarar que la longitud del enlace, e , se define como la distancia entre los bordes de la conexión de las riostras, como se indica en la Figura 6-16 para riostras conectadas directamente a la viga, o en la Figura 6-17, para el caso de riostras con placas de conexión.

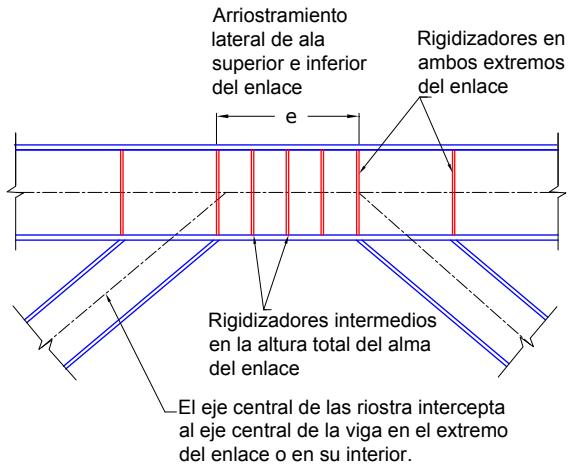


Fig. 6-16-. Detalle del enlace en la zona central de la viga con riostras formadas por secciones I sin placas de conexión.

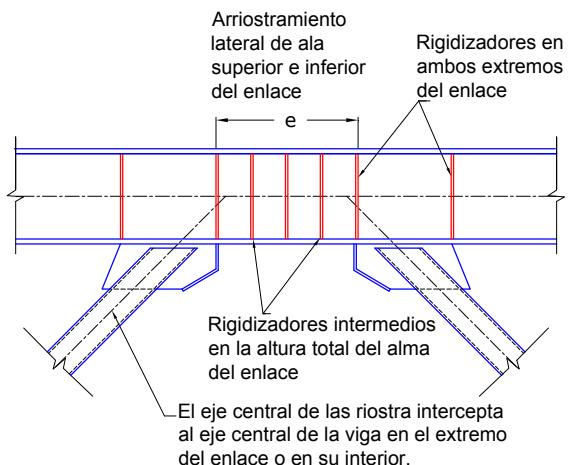


Fig. 6-17. Detalle del enlace en la zona central de la viga con riostras formadas por secciones tubulares con placas de conexión.

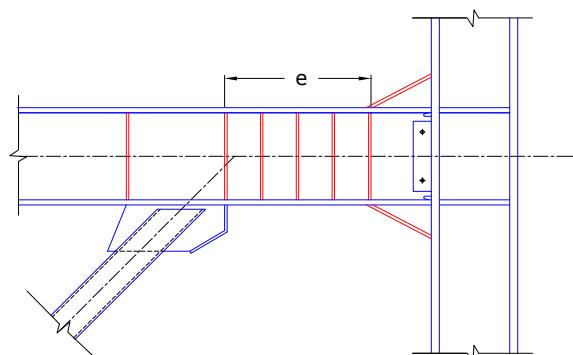


Fig. 6-18. Detalle del enlace y conexión reforzada a la columna.

Es importante destacar que, cuando se usan chapas de conexión para vincular las riostras, como en los detalles presentados en las Figuras 6-17 y 6-18, estas chapas deben diseñarse cuidadosamente para evitar el pandeo

local. Resultados experimentales (Bruneau et al., 2011) indican que es importante reducir las dimensiones de las chapas de conexión, disponer de rigidizadores en el borde cercano al enlace y diseñar la conexión de modo tal que las riestras se acerquen lo más posible a la viga. Estos aspectos se ilustran en la Figura 6-19, donde se muestra un detalle no recomendado, a partir del comportamiento observado experimentalmente, y un detalle mejorado que presenta una respuesta más adecuada.

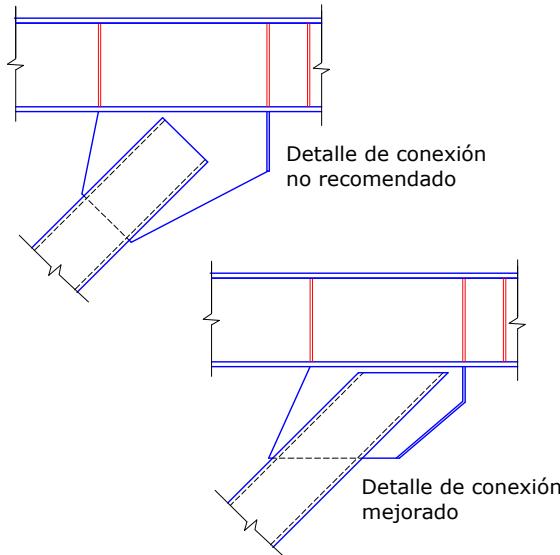


Fig. 6-19. Detalles de la placa de conexión de riestras.

Como se mencionó previamente, los enlaces pueden ser cortos, largos o intermedios, según convenga para cada caso particular. Sin embargo, cuando el enlace está sometido a fuerzas axiales no despreciables, esto es cuando $P_u / P_y > 0.15$, la longitud del enlace deberá limitarse según el siguiente criterio, considerando el valor de $\rho' = \frac{P_u / P_y}{V_u / V_y}$ (donde $V_y = 0.6 F_y A_{tw}$):

- Si $\rho' \leq 0.5$, $e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p}$
- Si $\rho' > 0.5$, $e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} (1.15 - 0.3 \rho')$

6.3.2 Rigidizadores

Los rigidizadores se colocan en los enlaces para controlar los problemas de pandeo local y, de esa forma, asegurar la ductilidad del sistema estructural. Para ello, se definen reglamentariamente las características de los rigidizadores de extremo e intermedios y su separación, considerando dos casos:

a. Rigidizadores de enlace para secciones I

Se deben disponer rigidizadores en los extremos del enlace, a ambos lados del mismo. Estos rigidizadores

deben cubrir toda la alma del enlace y su anchura combinada deber ser menor que $(b_f - 2 t_w)$, donde b_f es la anchura del ala y t_w el espesor del alma del enlace. El espesor del rigidizador no debe ser menor que $0.75 t_w$ o 10mm.

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 deberá 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 separación máxima, a , entre rigidizadores intermedios para enlaces de sección I debe cumplir con 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. 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).
- Enlaces intermedios, $1.6 M_p / V_p < e < 2.6 M_p / V_p$:
 La separación máxima a debe cumplir simultáneamente los límites indicados para enlaces cortos y largos.

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 $F_y A_{st} / 4$.

b. Rigidizadores de enlace para secciones cajón

Los rigidizadores para enlaces de sección cajón deben disponerse en los extremos del enlace, a 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.

Los rigidizadores de enlace intermedios deben tener altura completa y se puede soldar en las caras internas o externas del enlace. 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

$$h/t_w \leq 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} :$$

$$a = 20 t_w - (d - 2t_f)/8$$

Enlaces cortos, $e \leq 1.6 M_p/V_p$, con

$$h/t_w < 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} : \text{no se requieren rigidizadores intermedios.}$$

- Enlaces con $e > 1.6 M_p/V_p$ no se requieren rigidizadores intermedios.

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).

Es importante aclarar que los primeros ensayos de laboratorio de pórticos arriostrados excéntricamente con enlaces de sección cajón se realizaron empleando rigidizadores tanto en las almas como en las alas ([Bruneau et al., 2011](#)), según el detalle que se ilustra en la Figura 6-20. Los resultados experimentales mostraron que los rigidizadores soldados a las alas no contribuían significativamente para controlar el pandeo local, además de representar una complicación constructiva. Es por ello que reglamentariamente no se requiere la colocación de rigidizadores de ala en estos casos y se emplea el detalle representado en la [Figura 6-10 \(b\)](#) para los enlaces con sección tipo cajón.

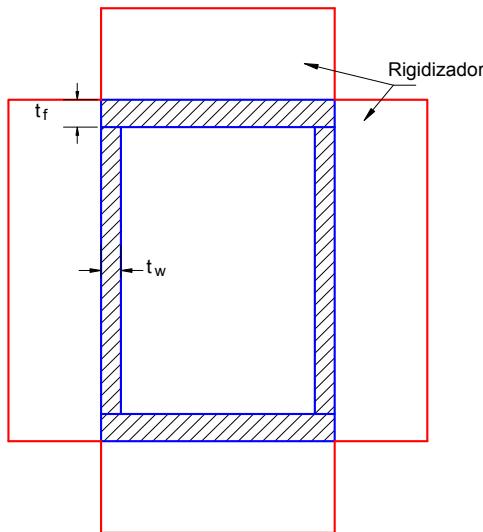


Fig. 6-20. Detalle del enlace con sección cajón y rigidizadores en alas y almas.

6.4 DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE

6.4.1 Aspectos generales

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) incluyen requerimientos detallados para un único tipo de pórticos arriostrados excéntricamente, que se caracteriza por una elevada capacidad de deformación inelástica. Estas deformaciones se desarrollan principalmente en los enlaces, mientras que los restantes miembros se diseñan

siguiendo los conceptos del diseño por capacidad. La fluencia limitada fuera de los enlaces, particularmente en la viga, es en muchos casos inevitable. 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.

6.4.2 Análisis

La resistencia requerida de las riostras y sus conexiones, de las columnas y de las vigas (fuera de la zona de enlace) se obtiene de aplicar las combinaciones de carga con la acción sísmica limitada por capacidad, E_{cl} , considerando que en los extremos de los enlaces se desarrolla 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. El factor de 1.25 o 1.40 considera el efecto de endurecimiento por deformación y sus valores se han determinado a partir de resultados experimentales para distintos tipos de enlace.

La resistencia requerida de las columnas no necesita exceder el menor de los siguientes valores:

- Las fuerzas resultantes de considerar la resistencia de las fundaciones al levantamiento, por efecto del momento de vuelco.
- Las solicitudes obtenidas de un análisis dinámico no lineal, incluyendo los efectos de no linealidad del material y geométricos, según lo indicado por el reglamento [ASCE/SEI 7-16](#), Capítulo 16.

Para el diseño de las vigas, en las zonas fuera del enlace, se pueden considerar el 0.88 de las acciones sísmicas limitadas por capacidad. Este factor surge de considerar para las vigas un factor de endurecimiento de 1.10 (0.88 * 1.25 = 1.10), que es un valor usado en versiones previas del reglamento. Así se asume que puede ocurrir fluencia limitada de la viga en las zonas fuera del enlace y se considera, además, el efecto benéfico que las losas de entrepiso tienen en la resistencia de la viga.

Es importante aclarar que el diseño de las vigas, en las zonas fuera del enlace, puede ser problemático, según indica la experiencia, dado que resulta difícil resistir las solicitudes que se inducen cuando el enlace desarrolla su resistencia ajustada. En estos casos, no resulta de utilidad incrementar las dimensiones de la viga porque también se incrementa la resistencia del enlace (que normalmente tiene las mismas características porque es la misma viga) y con ello las solicitudes en los tramos fuera del enlace. Para controlar este problema, una alternativa puede ser utilizar enlaces cortos ($e \leq 1.6 M_p/V_p$), en los cuales los momentos de extremo son menores que

en los enlaces largos. Otra solución es utilizar riostras y conexiones con resistencia flexional elevada, de modo el momento de extremo de enlace se reparta entre la viga y la riostra.

6.4.3 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, para el caso de perfiles I. 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 341-16](#)).

6.4.4 Relaciones anchura-espesor

Las riostras y vigas del pórtico (en los tramos fuera del enlace) deben cumplir con las condiciones de miembros de moderada ductilidad, mientras que las columnas deben diseñarse como miembros de ductilidad elevada.

6.4.5 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).

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 6-18).
- 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 6-18), 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](#)).

Las conexiones de riostras que se diseñan para resistir una fracción del momento flector de extremo de enlace deben considerarse como conexiones totalmente restringidas (FR).

6.4.6 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 6-21. 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 excéntricamente. Este pórtico se conectó, a través de la viga de acero, a la losa del edificio.



Fig. 6-21. Pórtico arriostrado excéntricamente adosado a una construcción de hormigón armado existente.

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 6-22 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 6-23, tomada de los ensayos realizados por [Mazzolani \(2008\)](#).

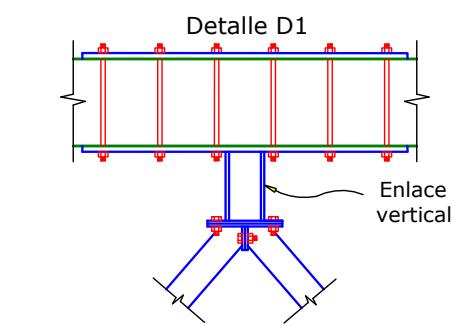
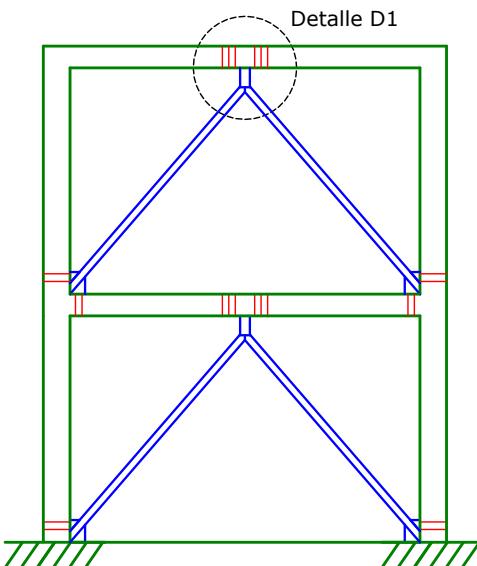


Fig. 6-22. Riostras de acero con enlace vertical para la rehabilitación de un pórtico de hormigón armado.



Fig. 6-23. 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 brace*) 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 3.1.6](#), 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 antiadherente 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.

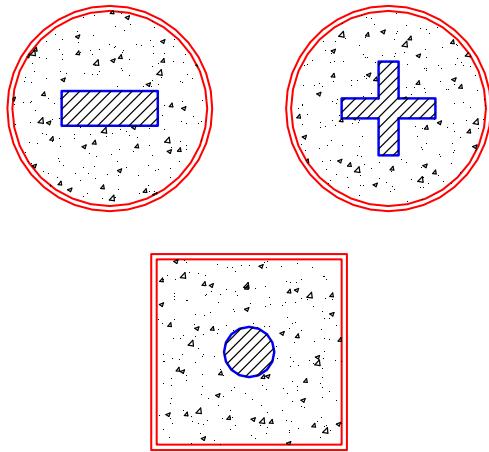


Fig. 7-2. Secciones típicas de las riostras de pandeo restringido.

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*”.

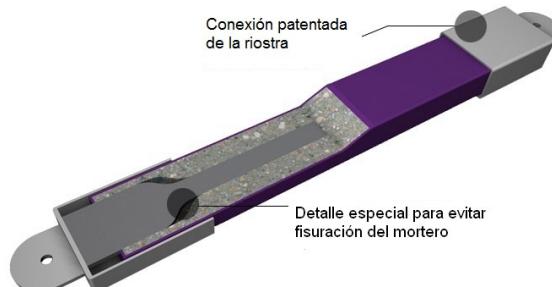


Fig. 7-3. Riostra de pandeo restringido fabricada por la empresa Sart Seismic (<http://www.star-seismic.net/>).

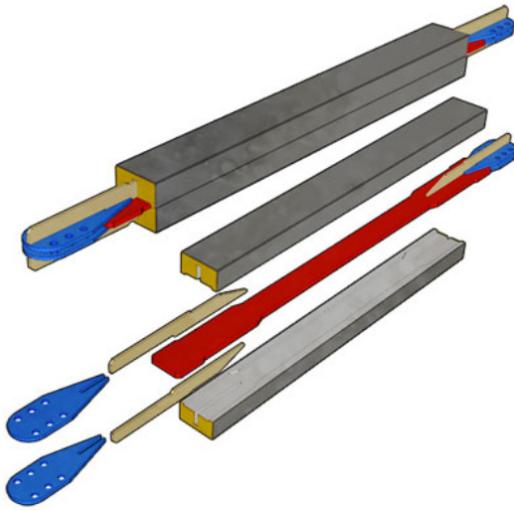


Fig. 7-4. Riostra de pandeo restringido fabricada por la empresa Core Brace (<http://www.corebrace.com/>).



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.

Distintos investigadores, [Della Corte et al., 2009](#), [Hoveidae y Rafezy, 2012](#), [Ghowsi y Sahoo, 2017](#), han propuesto e implementado una variante de las riostras de pandeo restringidas, en donde se elimina el relleno de mortero y el tubo exterior y se lo reemplaza por elementos de acero que sirven para impedir el pandeo del

núcleo. Es por ello que a estas riostras se las denomina *All-Steel BRB*. La Figura 7-6 muestra dos ejemplos de la sección típica de estas riostras en la zona central. Se observa como el núcleo de acero, con capa deslizante, está rodeado de varios componentes, perfiles ángulos o tubos de acero, que impiden el pandeo y aseguran la fluencia en compresión.

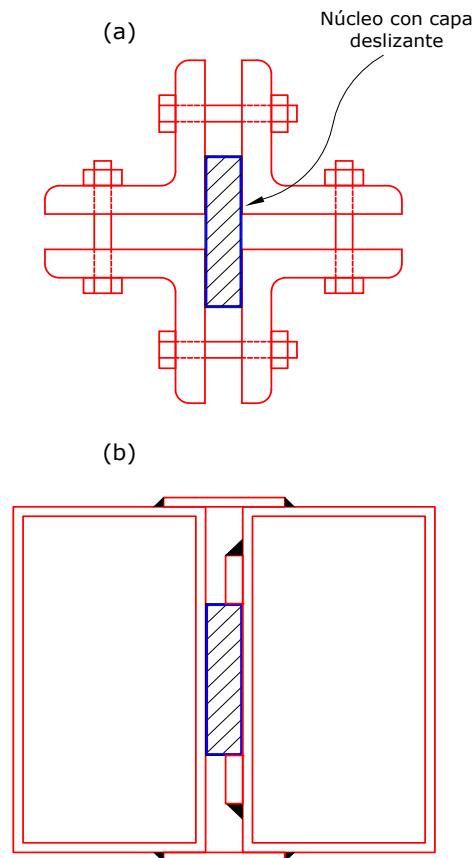


Fig. 7-6. Secciones típicas de riostras All-Steel BRB.

Este tipo de riostras presenta ciertas ventajas, tales como: (i) pueden desarmarse para inspeccionar y eventualmente reemplazar el núcleo, en el supuesto caso que se haya dañado, (ii) son más simples de construir, más livianas y por ende facilita el montaje, y (iii) resultan más económicas por las razones indicadas previamente.

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 7-7 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 pude 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.

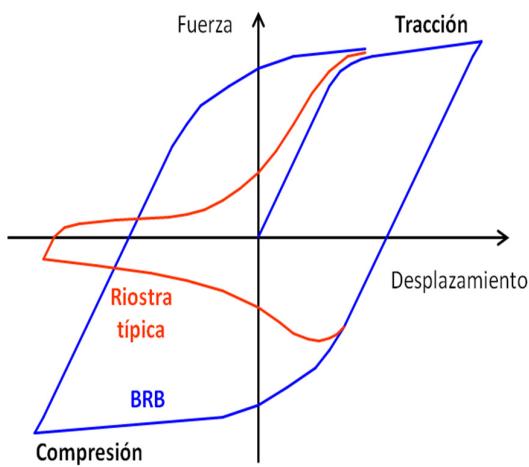


Fig. 7-7. Comparación de los ciclos de histéresis (fuerza axial-desplazamiento) de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido (BRB).

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 7-8. 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 predice 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.

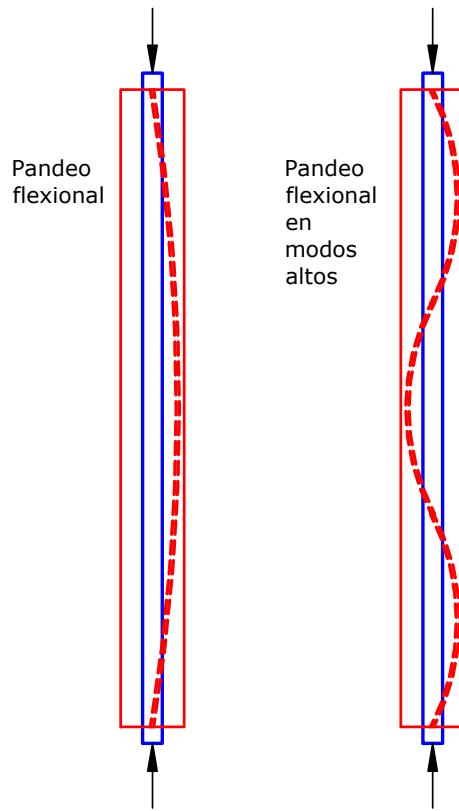


Fig. 7-8. Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero.

La Figura 7-9 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 7-10 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. 7-9. 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 riosta, en la zona libre comprendida entre la conexión y el extremo del tubo exterior. Esta zona se representa gráficamente en la Figura 7-11, 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 riosta 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.

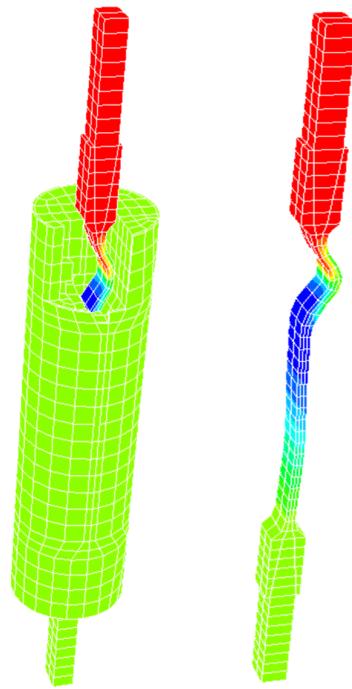


Fig. 7-10. Simulación numérica realizada por [Palazzo y Crisafulli \(2007\)](#) para estudiar el pandeo flexional en modos altos.

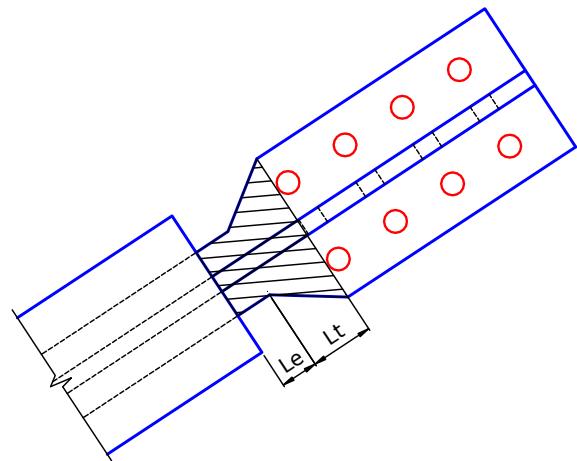


Fig. 7-11. Detalle del extremo de una riosta de pandeo restringido, donde se observa el extremo libre del núcleo y la zona de transición.

El pandeo local también podría ocurrir en la zona de longitud $L_e + L_t$ (ver Figura 7-11), 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 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS CON ROSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

La modelación de la 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 7-10 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 Ramberg-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 7-12(a) se muestra el esquema de una riostra, con sus partes principales, mientras que la Figura 7-12(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).

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.

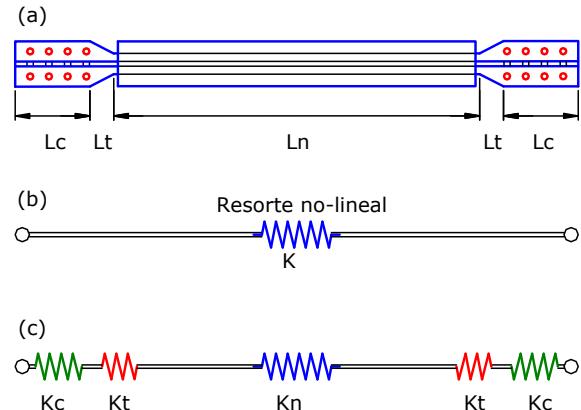


Fig. 7-12. Macro-modelo para el análisis estructural de las riostras de pandeo restringido.

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:

$$P(t) = \alpha K \delta(t) + (1 + \alpha) P_y z(t) \quad (7-2)$$

donde las variables que intervienen se definen así (ver Figura 7-13):

- Rigidez inicial, K : este parámetro se puede determinar considerando que la riostra está formada por distintos componentes dispuestos en serie, ver Figura 7-12(c), de modo que:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_n} + \frac{2}{K_t} + \frac{2}{K_c} \quad (7-3)$$

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 depende 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 $|z| \leq 1$.

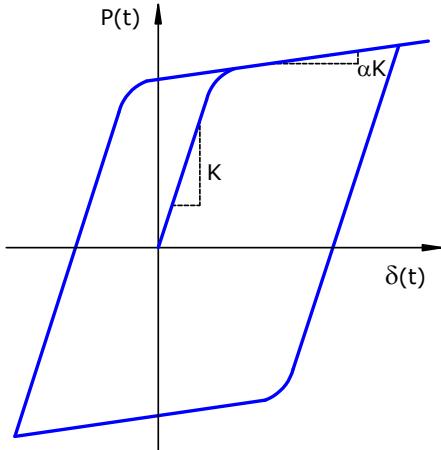


Fig. 7-13. Representación gráfica del modelo Bouc-Wen.

Algunos programas de análisis estructural, como por ejemplo SAP2000, incorporan elementos específicos para la modelación de ríostras 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 columnas, vigas y ríostras.

7.4 DISEÑO DE PÓRTICOS CON RÍOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

7.4.1 Aspectos generales

Las especificaciones sísmicas [ANSI/AISC 341-16](#) incluyen explícitamente a los pórticos con ríostras 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 ríostras. 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 conexiones de las ríostras pueden presentar excentricidades menores que la altura de la viga, siempre que se consideren en el diseño las solicitudes resultantes de la excentricidad y no se altere la capacidad de deformación plástica de la estructura.

7.4.2 Criterios de diseño y resistencia de las ríostras de pandeo restringido

Las ríostras deben diseñarse de modo tal de evitar el pandeo global y local del núcleo central. Esta parte de la

riostra se considera como zona protegida y en ella no se pueden realizar empalmes.

Las especificaciones definen la resistencia de diseño de las ríostras como:

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc} \quad (7-4)$$

donde F_{ysc} es la tensión de fluencia mínima esperada del núcleo de acero o la tensión de fluencia real determinada mediante ensayos y A_{sc} es la resistencia a tracción del núcleo de acero de la ríostra de pandeo restringido.

A los efectos de aplicar los conceptos de diseño por capacidad, se define adicionalmente la resistencia ajustada de la ríostra a compresión, P_{ac} , y a tracción, P_{at} , según las siguientes expresiones:

$$P_{ac} = \beta \omega R_y P_{ysc} \quad (7-5)$$

$$P_{at} = \omega R_y P_{ysc} \quad (7-6)$$

donde β es un factor de ajuste de la resistencia a compresión mayor o igual que 1.0 y ω es un factor de ajuste por endurecimiento de deformación. La Figura 7-14 representa el diagrama fuerza-desplazamiento en la ríostra 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 ríostras.

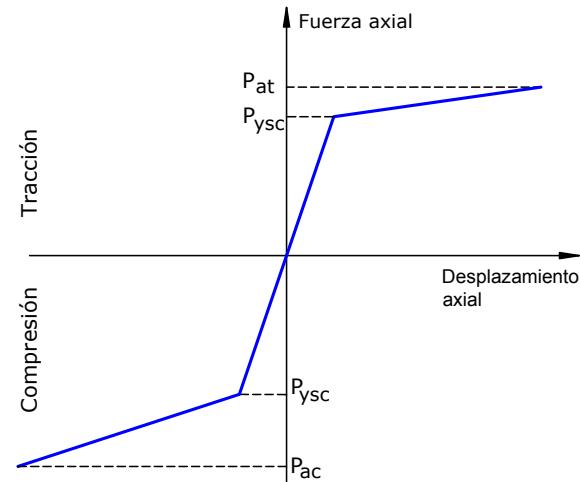


Fig. 7-14. Diagrama fuerza-deformación considerado para el diseño de las ríostras.

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 indicados en la Sección K3.4c de las especificaciones. De modo que el diseño de las ríostras se basa en la verificación de las mismas mediante ensayos. Esta verificación experimental se realiza hasta un nivel de desplazamiento axial de la ríostra 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 riestras, 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 $R_y P_{ysc}$.

7.4.3 Análisis

La resistencia requerida en las columnas, vigas y conexiones se obtiene de aplicar las combinaciones de carga con la acción sísmica limitada por capacidad, E_{cl} , considerando que todas las riestras desarrollan la resistencia ajustada a tracción o compresión, según corresponda. El análisis debe considerar ambos sentidos de la acción sísmica y la determinación de las fuerzas de compresión y tracción de las riestras debe realizarse sin el efecto de las cargas gravitatorias. La resistencia ajustada de las riestras se determina según el criterio indicado en la [Sección 7.4.2](#).

La resistencia requerida de las columnas no necesita exceder el menor de los siguientes valores:

- Las fuerzas resultantes de considerar la resistencia de las fundaciones al levantamiento, por efecto del momento de vuelco.
- Las solicitudes obtenidas de un análisis dinámico no lineal, incluyendo los efectos de no linealidad del material y geométricos, según lo indicado por el reglamento [ASCE/SEI 7-16](#), Capítulo 16.

7.4.4 Disposición de las riestras

El uso de riestras dispuestas en forma de K (ver [Figura 5-19](#)) 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 5-10](#)), se deben cumplir con los siguientes requisitos:

- La resistencia requerida de las vigas que son interceptadas por las riestras y sus conexiones debe determinarse a partir de las combinaciones de carga reglamentarias, asumiendo que las riestras 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 riestras con la viga, a menos que ésta tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar la estabilidad.

7.5 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 riestras fluyan.

Cuando las riestras se comportan en rango elástico el acortamiento de la riestra comprimida es equivalente al alargamiento de la riestra traccionada, como se representa esquemáticamente en la Figura 7-15 (a), para el caso de arriostramientos en V-invertida. Sin embargo, luego de que las riestras fluyen, la riestra comprimida usualmente tiene mayor resistencia que la traccionada (por las razones explicadas en la [Sección 7.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS RIESTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO](#)

), de modo que se inducen solicitudes de flexión adicionales a la viga, como se indica en la Figura 7-11 (b), donde se ha magnificado la deformación de la viga para mostrar el fenómeno.

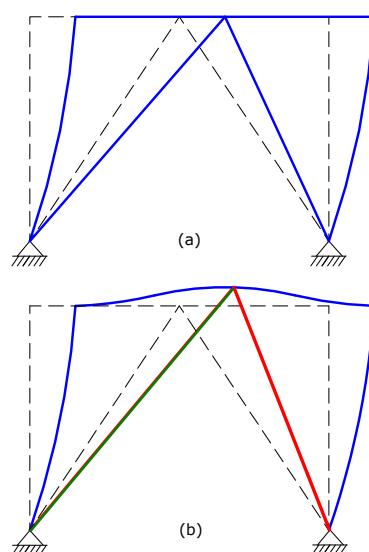


Fig. 7-15. Representación de la deformada de un pórtico con riestras de pandeo restringido en V invertida (a) en rango elástico y (b) luego de la fluencia.

7.5.1 Pórticos arriostrados multipanel

Los pórticos arriostrados con riostras de pandeo restringido puede configurarse con arriostramientos multipanel (ver descripción en [Sección 5.3.5](#)). En estos casos, las especificaciones reglamentarias se detallan en la Sección F4.4d del [ANSI/AISC 341-16](#), siendo similares a las descriptas previamente para pórticos arriostrados concéntrica y excéntricamente.

7.5.2 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. 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.
- Las conexiones de la riostra debe diseñarse para resistir la resistencia ajustada de la riostra en tracción y compresión, según se definió en la Sección [Sección 7.4.2](#). 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 arriostramientos laterales. La conexión propuesta [Fahnestock et al. \(2007\)](#), ver [Figura 5-44](#), representa una solución adecuada que, además, ha sido verificada experimentalmente.

Las conexiones viga-columna deben cumplir con alguno de los siguientes criterios:

- La conexión se diseña como una conexión simple (Sección B3 del [ANSI/AISC 360-16](#)) para una rotación requerida de 0.0025 rad.
- La conexión debe resistir un momento igual al que resulte menor que el $1.1 M_p$, donde M_p es el momento de plastificación de la viga, o un momento igual a la suma de la resistencia flexional de las columnas multiplicado por 1.1.

- La conexión debe cumplir con los requerimientos indicados para conexiones de pórticos no arriostrados en la Sección E1.6b(c) del [ANSI/AISC 341-16](#).

7.6 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](#) 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.

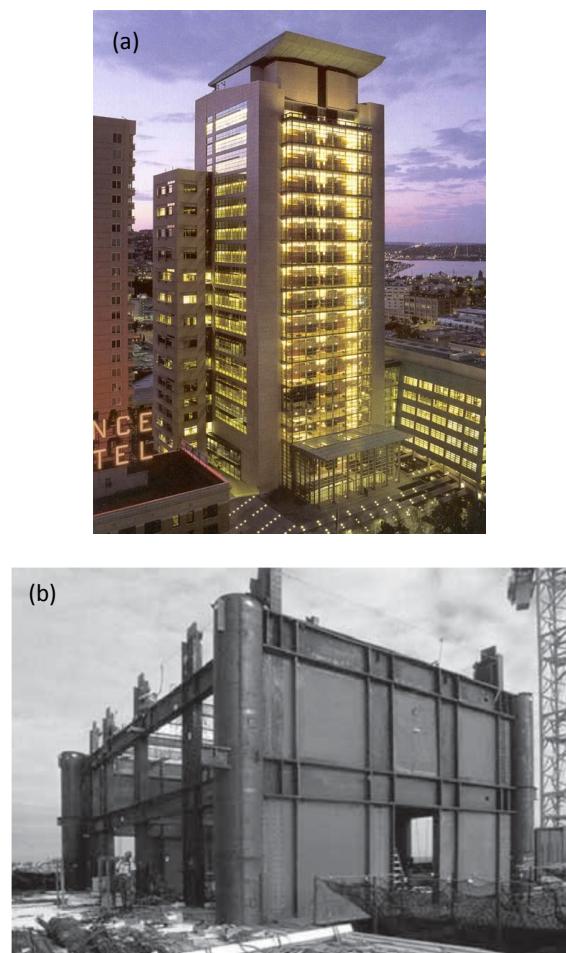


Fig. 8-1. Edificio U.S. Federal Courthouse, Seattle, que incorpora muros de corte con placas de acero, (a) vista general y (b) construcción de los muros ([Sabelli y Bruneau, 2006](#)).

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.

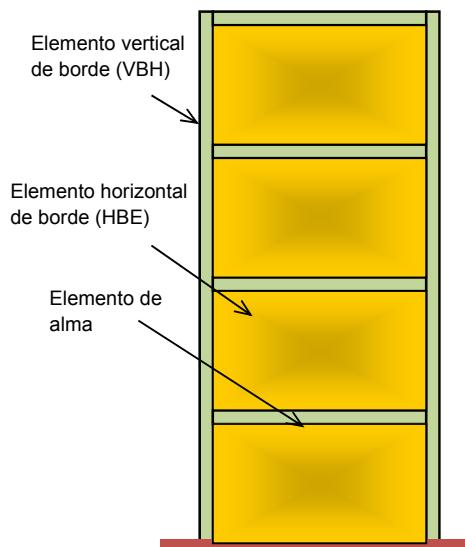


Fig. 8-2. Elementos componentes de un muro con placas de acero sin aberturas.

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.

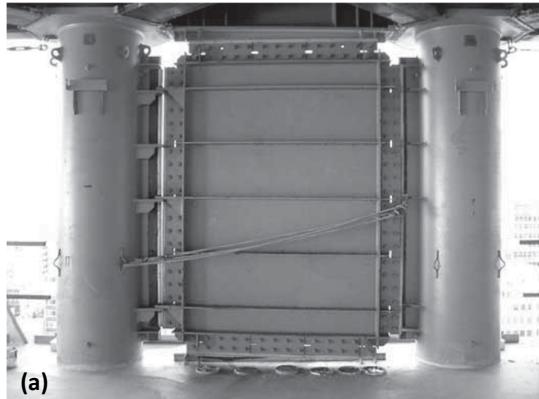


Fig. 8.3. Imágenes de muros de corte con (a) rigidizadores horizontales y (b) rigidizadores verticales y horizontales ([Sabelli y Bruneau, 2006](#)).

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 341-16](#), 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 \(2004\)](#).

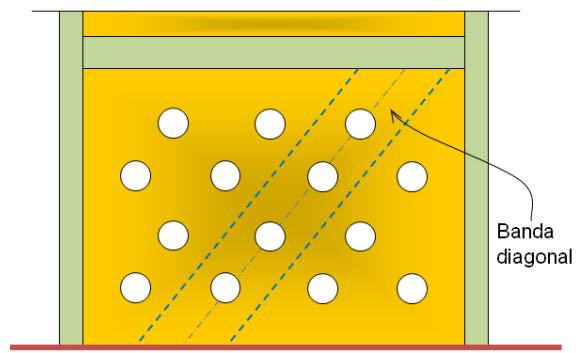


Fig. 8.4. Muro de corte con placas de acero y perforaciones circulares.



Fig. 8.5. Muro de corte con placas de acero y perforaciones de esquina ([Vian y Bruneau, 2004](#))

Otro 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](#)).

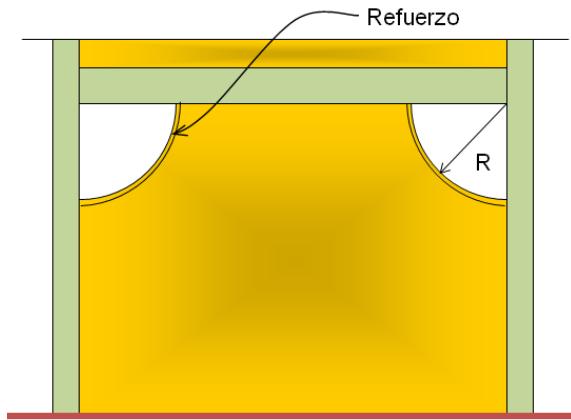


Fig. 8.6. Muro de corte con placas de acero y perforaciones de esquina.



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.

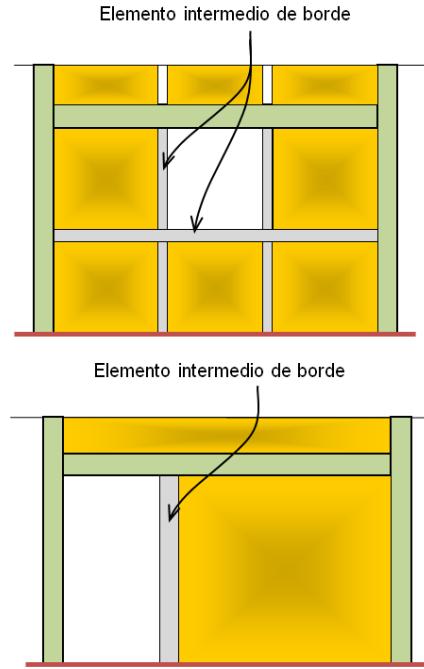


Fig. 8.8. Esquemas de muros de corte con aberturas para puertas o ventanas.

En la Tabla 8-1 se presentan un resumen de los tipos de muros descriptos 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.

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 generan 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.

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)

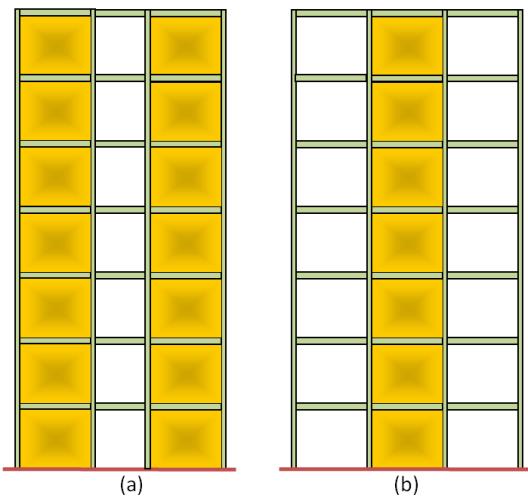


Fig. 8.9. Configuraciones para muro de corte con placas de acero.

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 continuo (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](#)). 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.

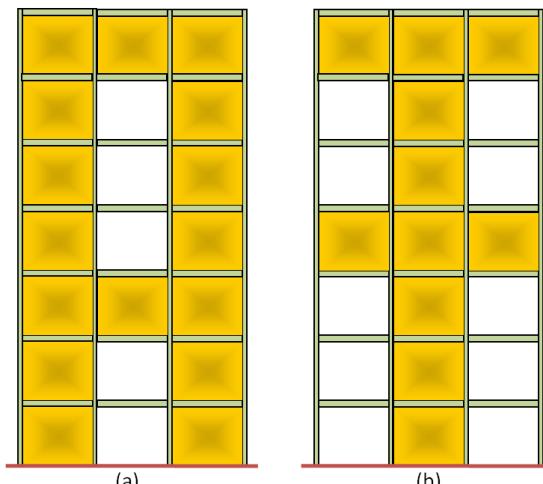


Fig. 8.10. Configuraciones alternativas para muro de corte con placas de acero.

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 corte quedan sometidos a solicitudes 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 pandea 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.

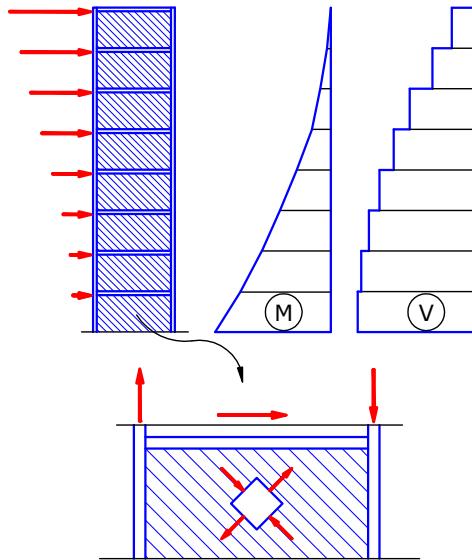


Fig. 8-11. Solicitaciones en un muro de corte.



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.

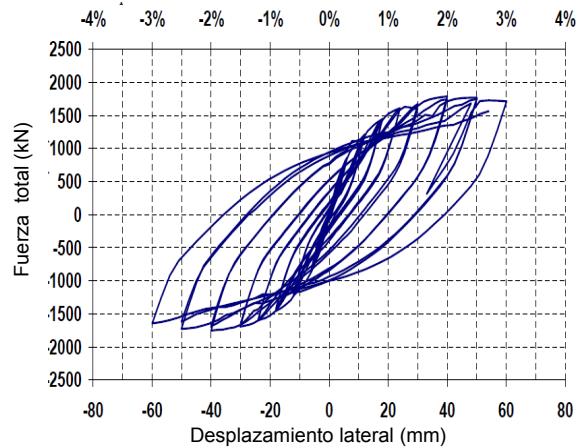


Fig. 8-13. Respuesta histerética de un muro de corte con placas de acero ensayado por [Vian y Bruneau \(2004\)](#).

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](#) están formados por dos o más muros de corte que se vinculan entre sí mediante vigas de acoplamiento. Esta vinculación modifica significativamente el comportamiento estructural y resulta en ventajas importantes como son una disminución de las solicitudes 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 $M_v=M_1+M_2+T L$.

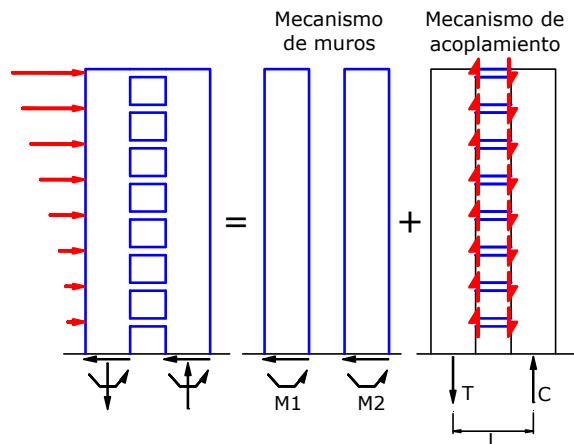


Fig. 8-14. Comportamiento estructural de muros acoplados.

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.

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.

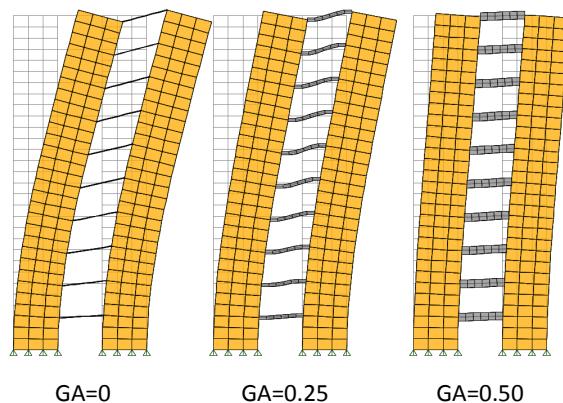


Fig. 8-15. Deformada de muros acoplados con distinto grado de acoplamiento.

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 $GA<0.55$.

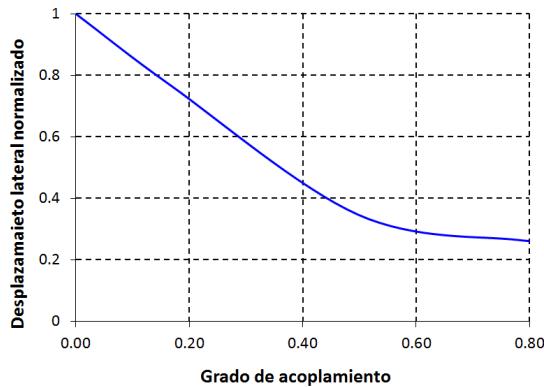


Fig. 8-16. Variación del desplazamiento lateral en el piso superior en función del grado de acoplamiento para el ejemplo de la Figura 8-15.

Las vigas de acople soportan solicitudes de flexión y corte, las que pueden ser elevadas dependiendo del grado de acoplamiento del sistema. La Figura 8-17 muestra los diagramas de solicitudes 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 solicitudes 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 solicitudes máximas de flexión, corte y carga axial en los muros se producen en la base.

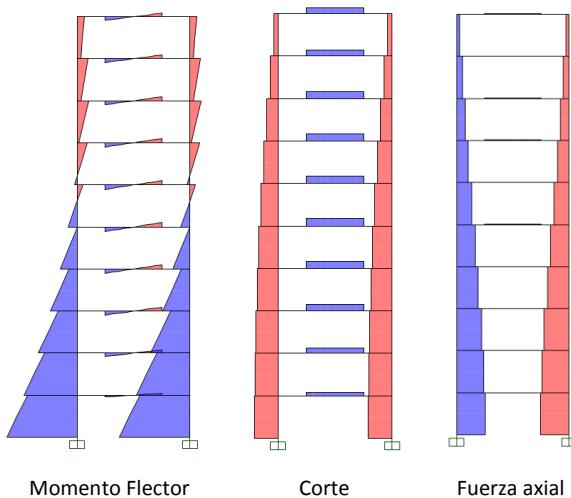


Fig. 8-17. Solicitaciones de flexión, corte y axial inducidas por el sismo en las vigas de acople.

A partir de las solicitudes 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 armado, 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.

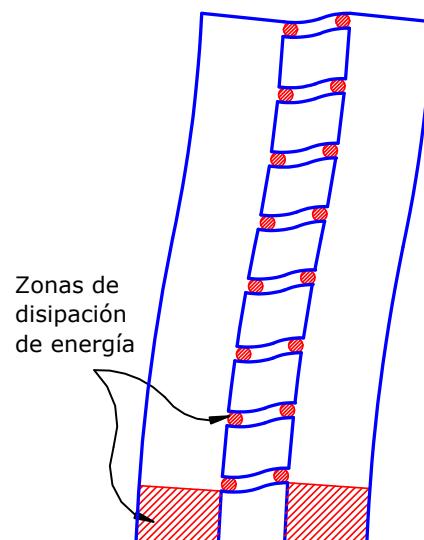


Fig. 8-18. Mecanismo de disipación de energía de un pórtico acoplado.

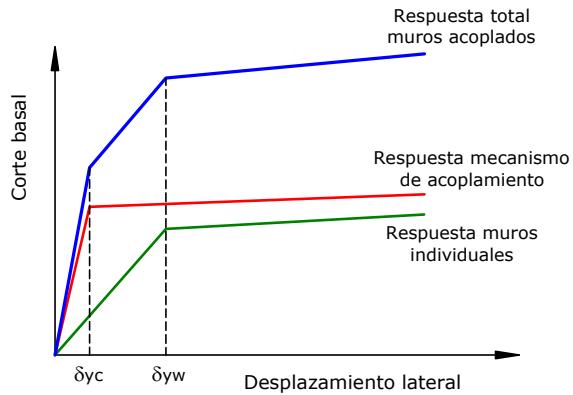


Fig. 8-19. Respuesta estructural idealizada de un pórtico acoplado.

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 Thorburn, en 1983, y luego desarrollado y mejorado por muchos otros investigadores (según lo indicado por [Sabelli y Bruneau, 2006](#)). Este procedimiento se basa en el comportamiento observado de la placa de acero (ver Figura 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.

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

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \operatorname{sen}(2\alpha) \quad (8-2)$$

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.

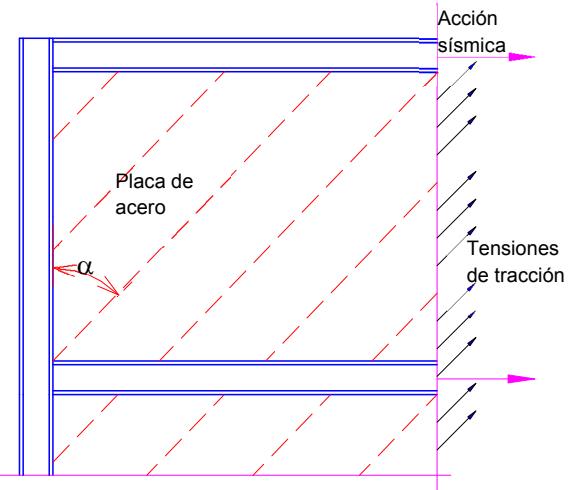


Fig. 8-20. Esquema del comportamiento estructural de la placa una vez que se desarrolla la acción de campo por tracción.

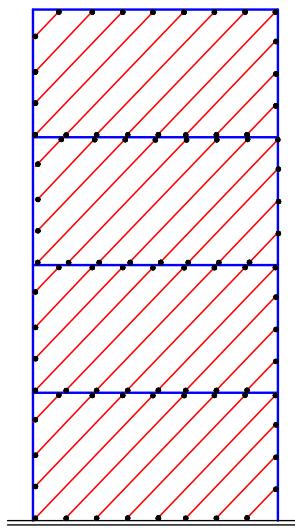


Fig. 8-21. Modelo de un muro de corte con placas de acero según el método de las bandas.

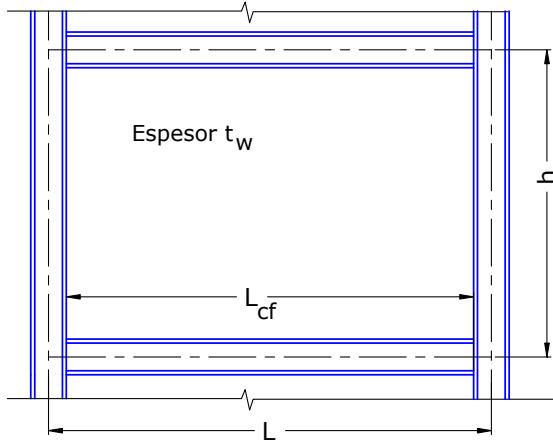


Fig. 8-22. Esquema de un muro de corte con la definición de las variables dimensionales.

En el caso de muros con placas perforadas, como los descriptos 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_{diag} y número de filas horizontales de perforaciones), de la altura de la placa de acero, h_c , y de la inclinación de la banda diagonal. Para mayores detalles puede consultarse la referencia [Sabelli y Bruneau, 2006](#).

El reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) permite el uso de placas perforadas, en las que las perforaciones se disponen en forma regular, con un diámetro uniforme D , y con separación S_{diag} que sea como mínimo 1.67 D . Se requiere que la distancia del primer agujero al borde de placa sea como mínimo D , pero no exceda $D+0.7 S_{diag}$. Si se cumplen estas condiciones, la rigidez de la placa perforada puede determinarse usando un espesor efectivo, t_{ef} , definido como:

$$t_{ef} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \frac{D}{S_{diag}}}{1 - \frac{\pi}{4} \frac{D}{S_{diag}} \left(1 - \frac{N_r D \operatorname{sen}\alpha}{H_c} \right)} t_w \quad (8.4)$$

donde N_r es el número de filas horizontal de perforaciones y H_c es la altura de la placa de alma.

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.

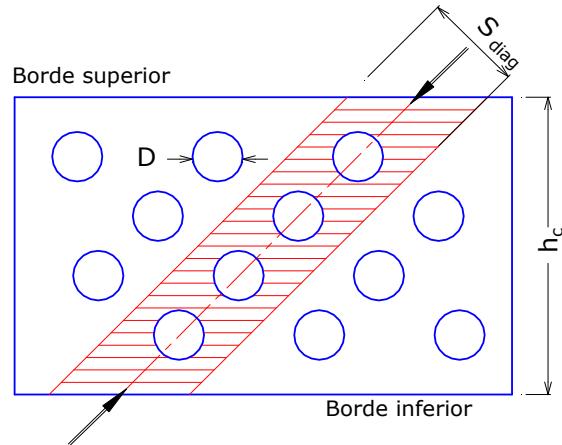


Fig. 8-23. Detalle típico de conexión soldada entre los elementos de borde y la placa de alma.

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.

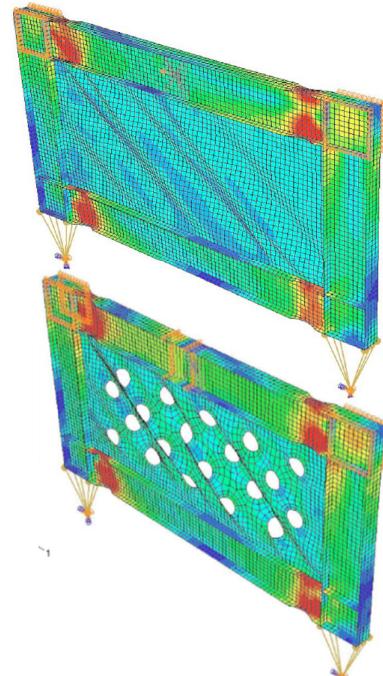


Fig. 8-24. Modelación con elementos finitos de muros con placas de acero sólida y perforada ([Vian et al., 2009b](#)).

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.

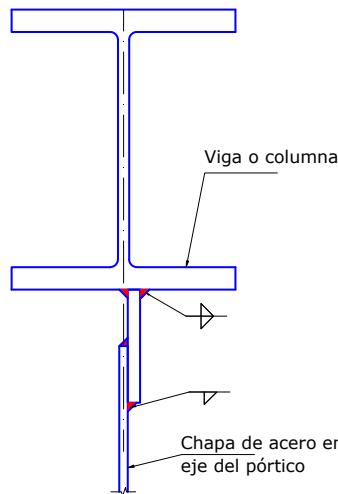


Fig. 8-25. Detalle típico de conexión soldada entre los elementos de borde y la placa de alma.

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 ejemplo 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.

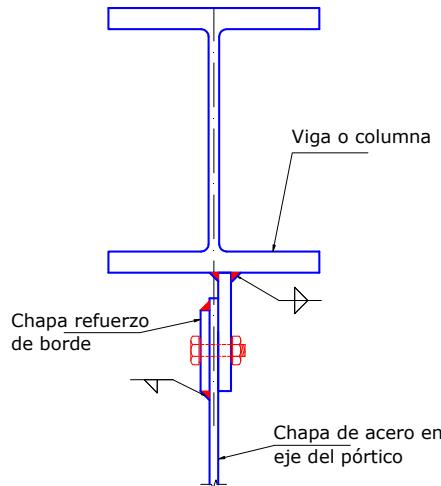


Fig. 8-26. Detalle de conexión apernada entre los elementos de borde y la placa de alma.

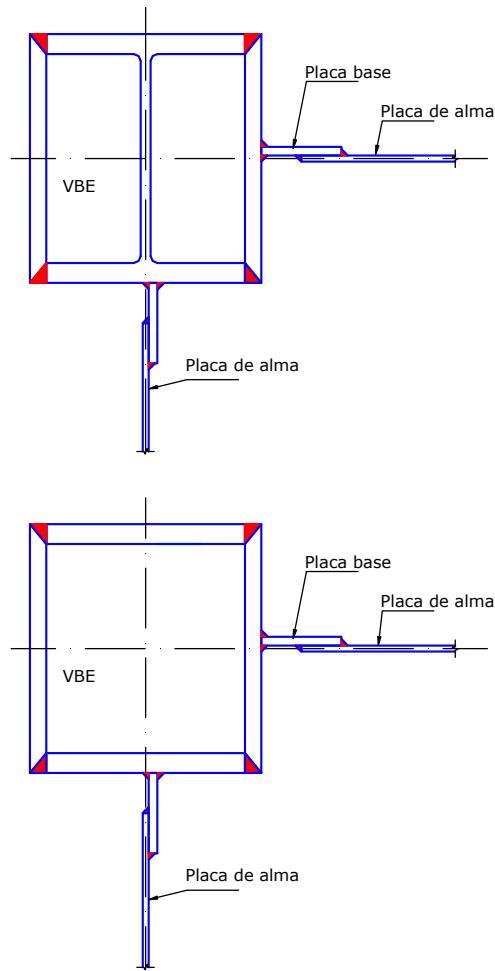


Fig. 8-27. Ejemplos de elementos de borde vertical en la intersección de muros de corte perpendiculares.

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 concentrados que induce la placa de alma del muro.

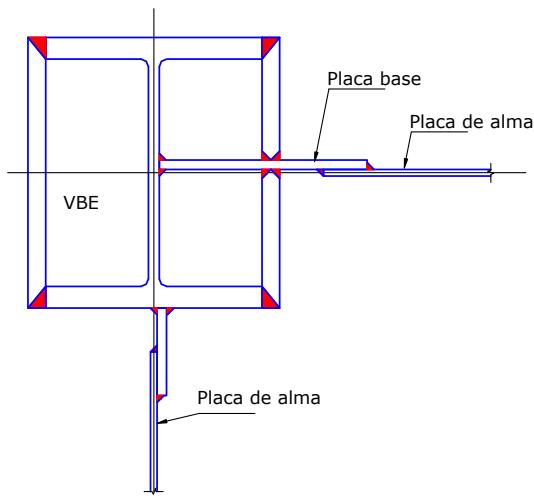


Fig. 8-28. Detalle de un elemento de borde vertical en la intersección de muros de corte perpendiculares, para evitar esfuerzos concentrados.

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.

8.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO ESPECIALES

8.4.1 Aspectos generales

Las especificaciones [ANSI/AISC 341-16](#) 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 roturas plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontal (HBE). No se espera que los elementos de borde vertical (VBE) fluyan por corte ni por flexión (salvo en la base). El factor de respuesta en este caso es $R = 7$.

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.

8.4.2 Análisis

Se realizará un análisis estructural según los requerimientos reglamentarios incluyendo las combinaciones de carga reglamentarias. La resistencia requerida a corte de la placa de alma debe ser igual al 100% de la resistencia requerida obtenida del análisis, es decir debe resistir todo el corte de piso que le corresponde al muro. Este requerimiento surge a partir de resultados obtenidos de análisis dinámicos incrementales que mostraron falta de seguridad ante el colapso, si el corte de piso los resisten en forma conjunta la placa de alma y los elementos de borde. Adicionalmente, se verificará que la resistencia requerida del pórtico, formado solamente por los elementos de bordes verticales y horizontales, no sea menor que el 25% de la fuerza de corte correspondiente a dicho análisis.

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 limitada por capacidad, E_{cl} . La acción sísmica limitada por capacidad 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.

8.4.3 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:

$$I_c \geq \frac{0.0031 t_w h^4}{L} \quad (8-5)$$

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:

$$I_b \geq \frac{0.0031 h^4}{L} |t_i - t_{i-1}| \quad (8-6)$$

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.

8.4.4 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 $\phi=0.90$.

8.4.5 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.

8.4.6 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.

8.4.7 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](#) y [Figura 8-23](#).

Los bordes de las perforaciones deben tener una rugosidad superficial no mayor de 13 μm .

La rigidez de la placa de alma con perforaciones circulares puede determinarse a partir de un espesor efectivo, t_{eff} (menor que el real), definido por la [Ecuación 8-4](#).

La resistencia de la placa de alma con perforaciones circulares se determina con la siguiente expresión:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \left(1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \quad (8-7)$$

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 tensión efectiva esperada que debe considerarse para determinar la sobrerresistencia estructural en el análisis que así lo requiera, es $R_y F_y (1-0.7 D / S_{diag})$.

8.4.8 Placas de acero con perforaciones de esquina reforzadas

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 341-16](#), donde se indican las ecuaciones para determinar la resistencia de diseño de las planchuelas de refuerzo sometidas a carga axial de tracción y al efecto combinado de cargas axiales y momentos flectores. Los elementos de borde deben diseñarse considerando las fuerzas y momentos que se transfieren en los extremos de las planchuelas de refuerzo.

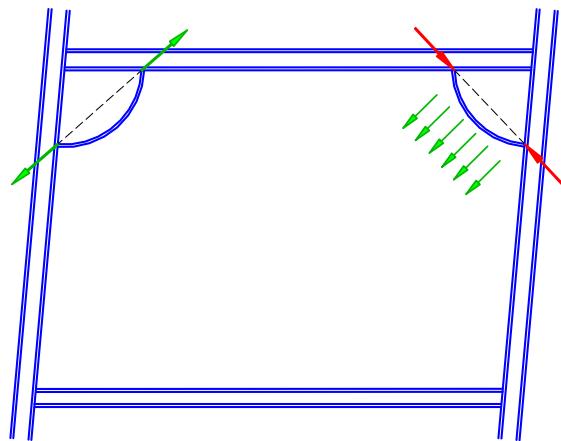


Fig. 8-29. Fuerzas de tracción y compresión en las placas de las perforaciones de esquina.

8.5 OTROS TIPOS DE MUROS CON PLACAS DE ACERO

La construcción de muros de corte con placas de acero, a lo largo de varias décadas, no solo ha demostrado las ventajas de este tipo de estructuras, sino que también ha llevado al desarrollo de variaciones o mejoras con el objeto de obtener prestaciones adicionales para ciertos casos particulares.

Así por ejemplo, han surgido los muros de corte con placa de acero conectada solamente a las vigas (en inglés, *only beams connected SPSW*) ([Guo et al., 2011](#)) y muros con placas de acero que incorporan conexiones viga-columna postensadas para lograr capacidad de re-centrado en la estructura ([Clayton et al., 2012](#)).

Los muros con placas de acero conectadas solamente a las vigas se presentan como una alternativa interesante, no solo porque reducen significativamente el costo de las conexiones de la placa, sino porque reducen los esfuerzos en los elementos verticales de borde, evitando posibles fallas por pandeo local en estos componentes. Los resultados experimentales ([Guo et al., 2011](#)) indican que esta alternativa presenta adecuada ductilidad y excelente capacidad de disipar energía, la cual aumenta si se disponen rigidizadores en los bordes libre. La relación ancho/alto de la placa es un parámetro importante a considerar en el diseño, demostrándose que cuando esa relación es menor a 1.0, no se desarrollan plenamente los campos de tracción diagonal y la capacidad resistente disminuye.

Es importante aclarar que estas nuevas alternativas desarrolladas para muros con placas de acero no se encuentran comprendidas en forma explícita en el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#). Si bien se han realizado verificaciones experimentales y análisis numéricos para validar su comportamiento, es necesario continuar con las investigaciones antes de su incorporación en la reglamentación vigente.

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 solicitudes en los miembros del pórtico. Es por ello que el diseñador debe evaluar cuidadosamente las consecuencias y realizar un análisis que represente adecuadamente a la estructura rehabilitada.

[Totter et al. \(2018\)](#), han investigado el uso de refuerzos con placas de acero conectadas solo a las vigas para la rehabilitación de pórticos de hormigón armado. En esta investigación se consideraron dos alternativas: la primera implica el uso de placas de acero cuyo ancho es igual al vano del pórtico, mientras que en la segunda el ancho de la placa es menor, ver Figura 8-30. Esta última alternativa permite ajustar la rigidez y resistencia de la placa de refuerzo según los requerimientos de cada caso particular. La modelación de la estructura para el

análisis, ya sea lineal o no lineal, puede realizarse mediante una representación relativamente simple, utilizando un modelo de barras, como se muestra en la Figura 8-31.

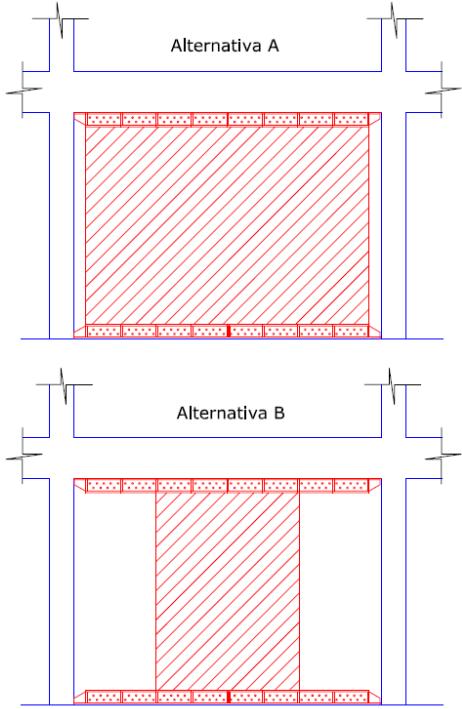


Fig. 8-30. Propuesta para la rehabilitación de pórticos de hormigón armado con placas de acero conectadas solo a las vigas ([Totter et al., 2018](#)).

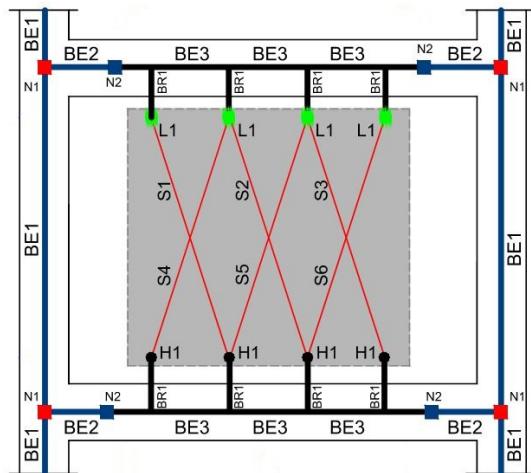


Fig. 8-31. Modelo con elementos de barra para representar la estructura de hormigón armado y los refuerzos de acero ([Totter et al., 2018](#)).

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. En el caso de rehabilitación con placas de acero que se muestra en la Figura 8-30, la conexión se realizar mediante un viga de acero, la cual se vincula a las placas de acero y al pórtico de hormigón armado. Esta viga, además, cumple la función de reforzar la viga y resistir los esfuerzos localizados que pueden originarse, por ejemplo fuerzas de corte en el tramo libre de la viga en la Alternativa B.

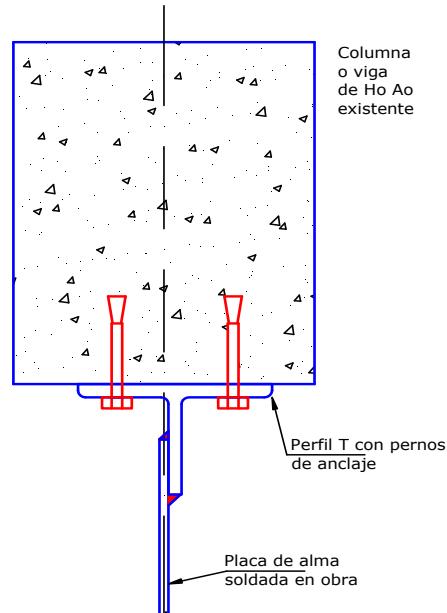


Fig. 8-32. Detalle de conexión de la placa de alma a miembros de hormigón armado.

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 341-16](#) 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 [Spaccone 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 341-16](#), 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 no arriostrados 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 asignadas 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, descriptos 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 341-16.

Tipo	Columnas	Vigas	Conexio-nes
Pórticos compuestos ordinarios C-OMF	Compues-tas. Hormigón armado.	Acero es-tructural. Embebida en hormi-gón. Compuesta.	Totalmente restringidas (FR)
Pórticos compuestos intermedios C-IMF	Compues-tas. Hormigón armado.	Acero es-tructural. Embebida en hormi-gón. Compuesta.	Totalmente restringidas (FR)
Pórticos compuestos especiales C-SMF	Compues-tas. Hormigón armado.	Acero es-tructural. Embebida en hormi-gón. Compuesta.	Totalmente restringidas (FR)
Pórticos compuestos parcial-mente res-tringidos C-PRMF	Acero es-tructural.	Compuesta.	Parcial-mente res-tringidas (PR)

Cuando se usan miembros de hormigón armado, por ejemplo para las columnas, los mismos deben diseñarse de acuerdo con el reglamento [ACI 318-14](#), sin considerar los requerimientos del Capítulo 181 (aplicable a estructuras sismorresistentes de hormigón armado).

Es importante aclarar que los pórticos compuestos ordinarios son equivalentes a los pórticos ordinarios de hormigón armado, y como tal se diseñan para un nivel

mínimo de ductilidad. Es por ello, que los requerimientos reglamentarios para sus miembros y conexiones son muy reducidos.

9.2.3 Pórticos compuestos no arriostrados 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.

Todos los miembros de acero o compuestos deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad limitada. Las vigas 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, descriptos en la [Sección 3.4.2](#). 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 limitada por capacidad se calcula como:

$$E_{cl} = 2 (1.1 M_{p, exp}) / L_h \quad (9-1)$$

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.

En empalme de columnas, las soldaduras de ranura 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 no arriostrados especiales

Los pórticos compuestos especiales deben disponer de una significativa capacidad 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. En el caso de sistemas estructurales en los que las columnas forman parte de dos pórticos especiales que se interceptan en direcciones ortogonales o multiaxiales, debe considerarse la posibilidad de que las vigas fluyan simultáneamente en ambas direcciones.

Todos los miembros de acero o compuestos deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad limitada.

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:

$$Y_{PNA} \leq \frac{Y_{con} + d}{1 + \frac{1700F_y}{E}} \quad (9-5)$$

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 [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 llenas 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 341-16](#), 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.

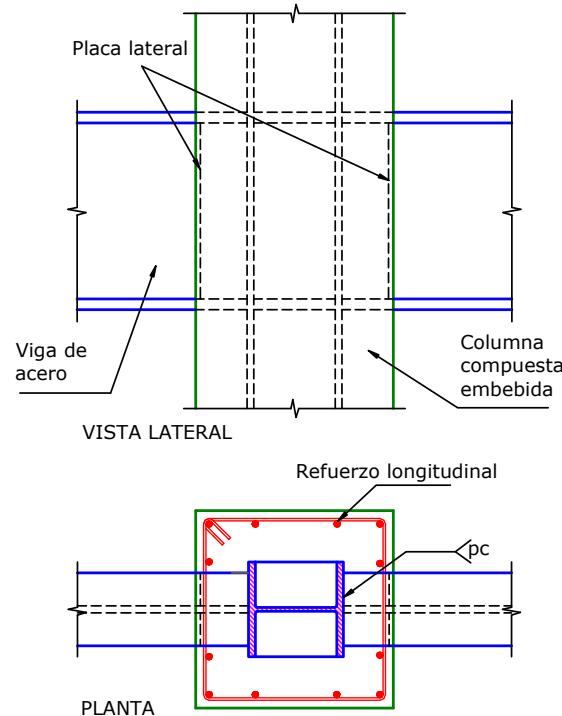


Fig. 9-1. Detalle de la conexión una viga de acero y una columna compuesta embebida.

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.

[Ricles et al. \(2004\)](#) desarrollaron un programa experimental para estudiar el comportamiento de varias conexiones para pórticos con columnas compuestas llenas 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 insertados en la columna previamente al hormigonado de la misma.

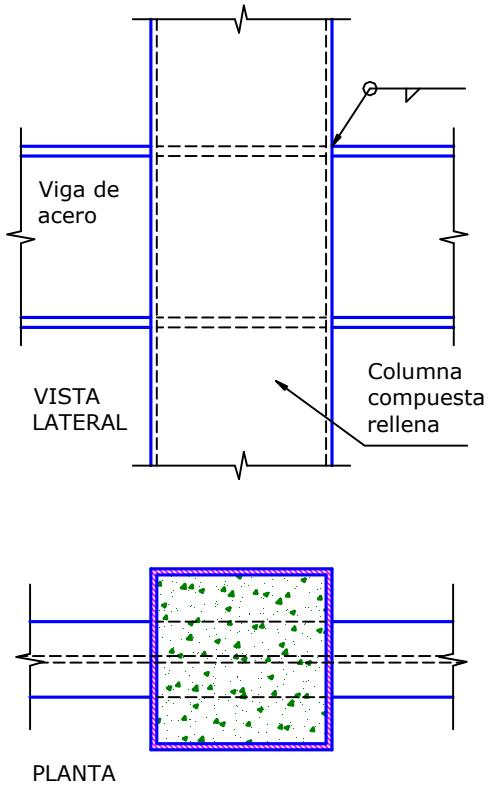


Fig. 9-2. Conexión de una viga de acero (ininterrumpida) con una columna compuesta rellena.

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 3-49](#) 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.

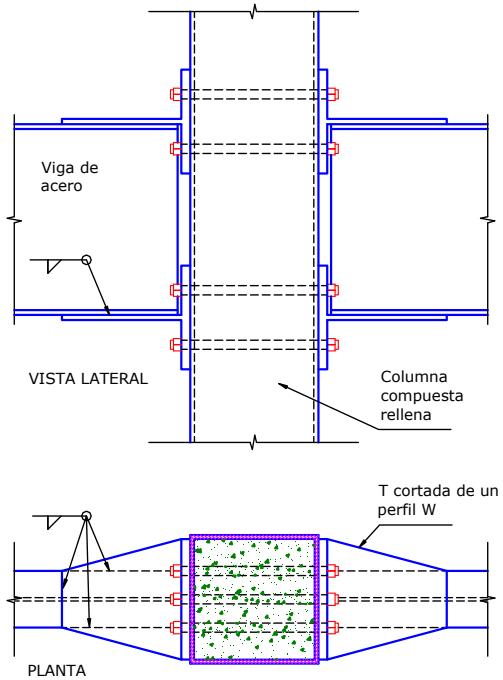


Fig. 9-3. Conexión de una viga de acero con una columna compuesta rellena, con interrupción de la continuidad de la viga.

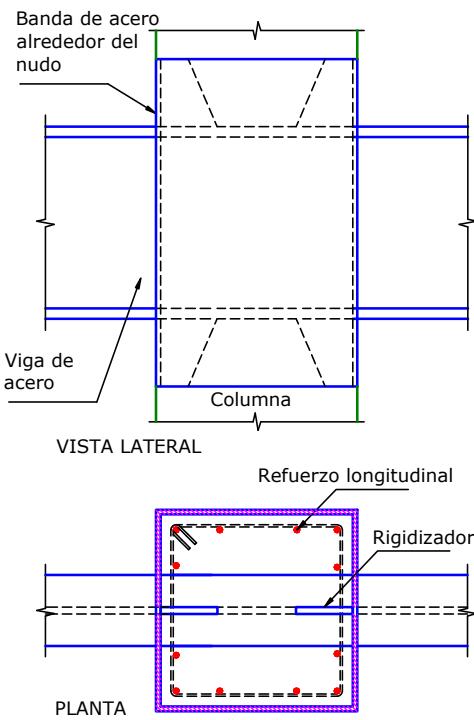


Fig. 9-4. Conexión viga de acero-columna de hormigón armado con banda de acero que rodea completamente al nudo.

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 Azizanmini \(2001\)](#), [Shinet al. \(2004\)](#), [Cheng et al. \(2007\)](#).

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 apenada a la columna) y la fuerza generada en el refuerzo de la losa de hormigón armado, ver Figura 9-5.

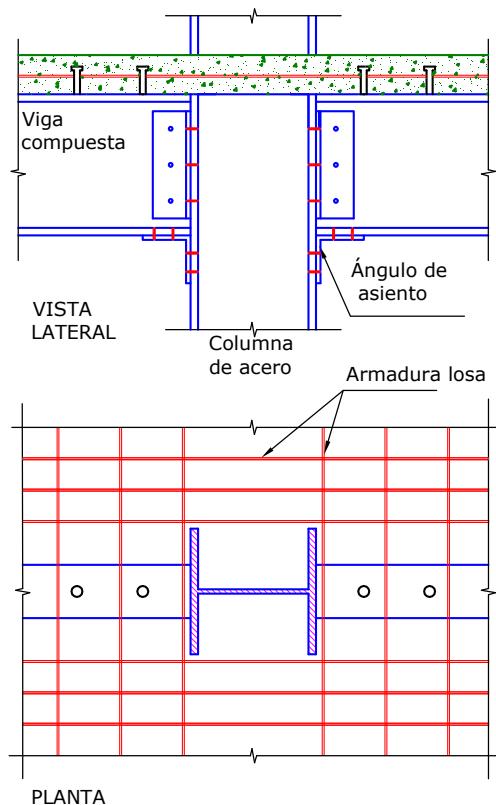


Fig. 9-5. Conexión parcialmente restringida entre una columna de acero estructural y una viga compuesta.

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 debe calcularse mediante el momento de inercia efectivo de la sección compuesta.

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 sísmicas 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.

Las columnas y vigas del pórtico deben cumplir con los requerimientos para miembros de ductilidad moderada. 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, conectando parte del refuerzo longitudinal de la losa directamente a la columna.

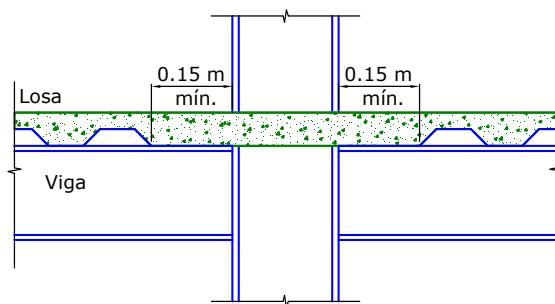


Fig. 9-6. Condición de losa maciza alrededor de la columna de acero (por simplicidad no se muestran los componentes de la conexión viga-columna).

De acuerdo con el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#), 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 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).

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 341-16](#) y los miembros estructurales que pueden utilizarse en cada caso para columnas, vigas y riostras.

Los aspectos generales descriptos 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.

Tabla 9-2. Tipos de pórticos arriostrados, según [ANSI/AISC 341-16](#).

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.

9.3.2 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 (descriptos en la [Sección 5.6](#)), se aplican también para los primeros. Sin embargo, debe destacarse que los pórticos compuestos ordinarios 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.

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.

El análisis, que incluye la acción sísmica limitada por capacidad, debe realizarse según los mínimos criterios definidos para pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente, ver [Sección 5.5.2](#). Se debe considerar la sección compuesta completa en la determinación de la resistencia esperada de las riostras en tracción y compresión.

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 llenos. Los resultados experimentales indican que los tubos llenos 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 restringida 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 solicitudes 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 presentan 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 [ANSI/AISC 341-16](#).

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 deberá adoptar las conexiones que resulten convenientes desde el punto de vista estructural, constructivo y económico,

respectando siempre los requerimientos reglamentarios vigentes.

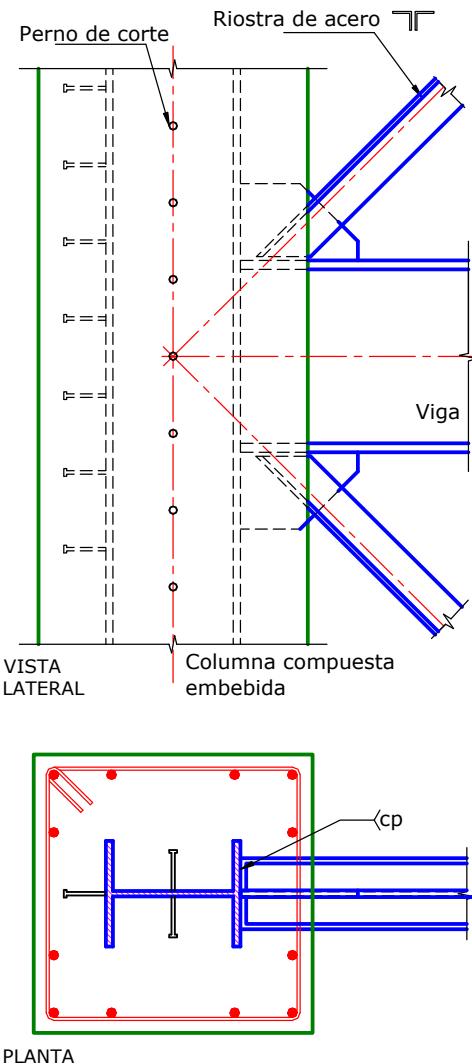


Fig. 9-7. Conexión compuesta para las riostras y viga de un pórtico arriostrado.

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 descriptos 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.

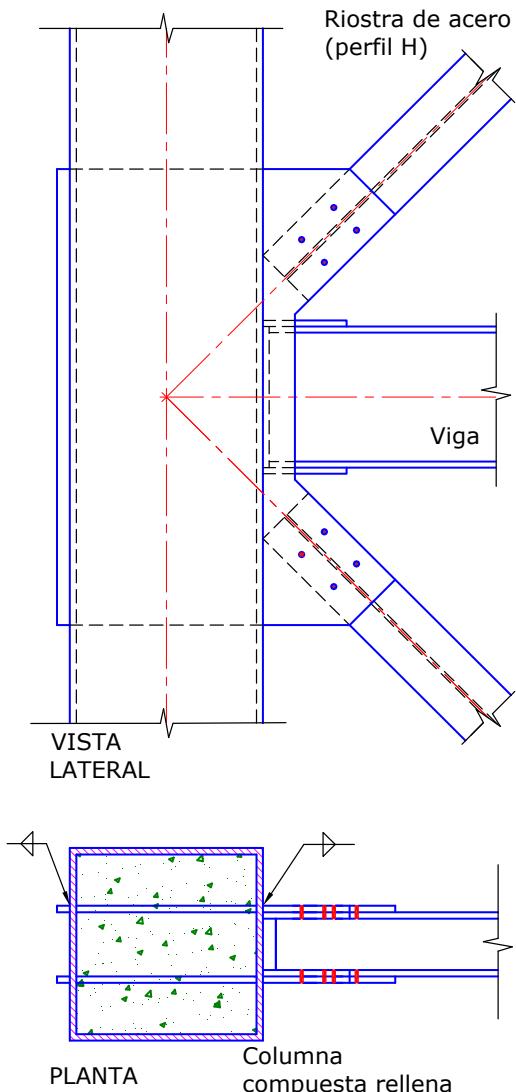


Fig. 9-8. Detalle de una conexión de ríostras y viga a una columna compuesta rellena.

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, ver [Sección 6.4](#). Adicionalmente, en las conexiones en que una ríosta 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 restringida 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 ríosta 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 descripta previamente para otras conexiones).

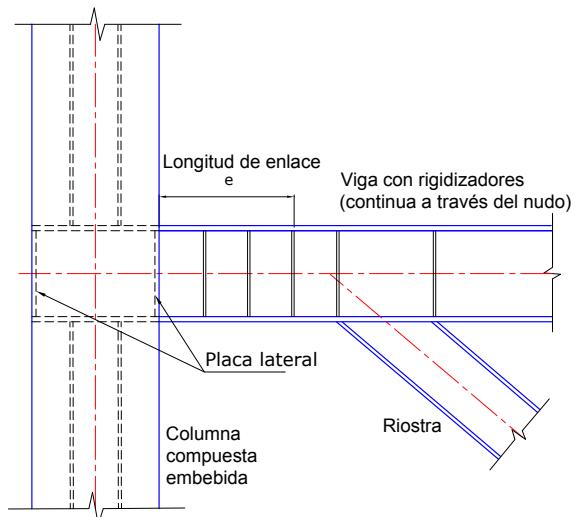


Fig. 9-9. Ejemplo de conexión del enlace de un pórtico compuesto arriostrado excéntricamente.

9.4 MUROS DE CORTE COMPUESTOS

9.4.1 Tipos de muros

La construcción compuesta, para el caso de muros, permite una amplia gama de alternativas, según sea la forma en que se combine el hormigón armado, las placas de acero y los miembros de borde en los muros. Además, hay que considerar que los muros puede ser acoplados o no. Es por ello que la clasificación de los muros compuestos se puede plantear a partir de los siguientes criterios:

- Muros con o sin miembros de borde. Los miembros de borde puede ser secciones de acero o estructural o secciones compuestas. En este último caso las secciones pueden ser embebidas o llenas, con ancho igual o mayor que el espesor del muro.

- Muros de hormigón armado o muros con placas de acero, ya sea embebida o rellena.
- Muros simples (sin acoplar) o muros acoplados, ver [Sección 8.2.2](#).

Para ilustrar las distintas alternativas enumeradas previamente se presentan una serie de figuras, con muros compuestos que se emplean usualmente. La Figura 9-10 muestra dos ejemplos de muros de corte de hormigón armado que incorporan elementos de acero estructural embebidos en los bordes (miembros de borde), 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.

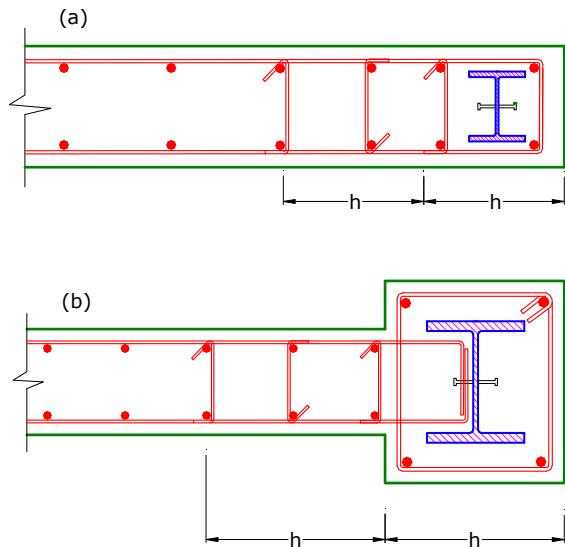


Fig. 9-10. Muros de hormigón armado con elemento compuestos en los bordes (a) muro de sección rectangular, y (b) muro con ensanchamiento de bordes.

Otra alternativa son los muros con placas de acero embebidas en hormigón armado. La Figura 9-11 grafica dos casos de muros con placas de acero embebidas. En el caso (a), el muro tiene elementos de borde formados por un perfil de acero estructural que se conecta directamente a la placa de acero; el hormigón armado se dispone en una o en ambas caras de la placa. Otra posibilidad, que se muestra en el caso (b), es usar un perfil embebido como elemento de borde. Es importante destacar la necesidad de usar 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. En este tipo de muro, deben disponerse elementos de borde horizontales que permiten conectar la placa de acero, en forma similar a los que se emplean en los muros de corte con placas de acero.

En los muros compuestos con placas de acero rellenos de hormigón se utilizan dos placas con distintos miembros de borde. 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 (a).

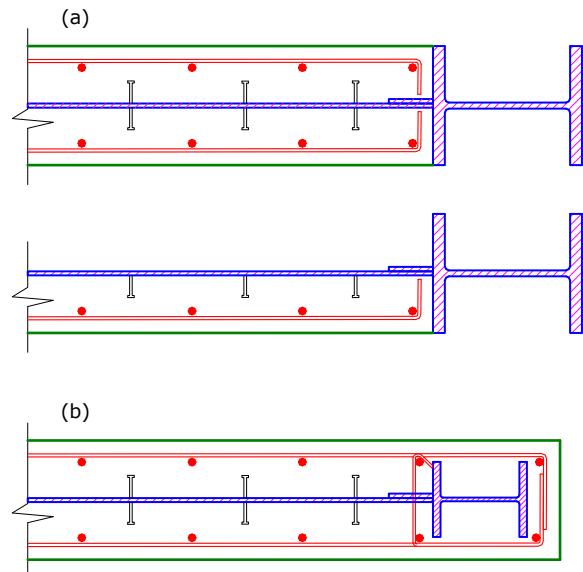


Fig. 9-11. Ejemplos de muros de corte con placas de acero rigidizados con hormigón (a) con miembro de borde de acero, y (b) con miembros compuestos embebidos en los bordes.

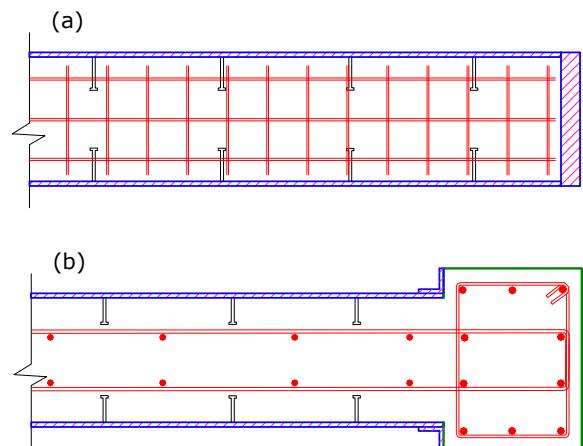


Fig. 9-12. Ejemplos de secciones típicas de (a) muro de corte relleno de hormigón y (b) muro relleno con elementos de borde de hormigón armado.

Un desarrollo más reciente, implementado a partir de las investigaciones de [Alzeni y Bruneau. \(2014\)](#) son los muros compuestos con dos placas de acero rellenos de hormigón. En el extremo de las placas se puede disponer una sección semicircular de acero, con diámetro igual a la separación de las dos placas, o bien un tubo circular

relleno, ver Figura 9-13. Las placas de acero deben ser de igual espesor y su separación debe ser constante.

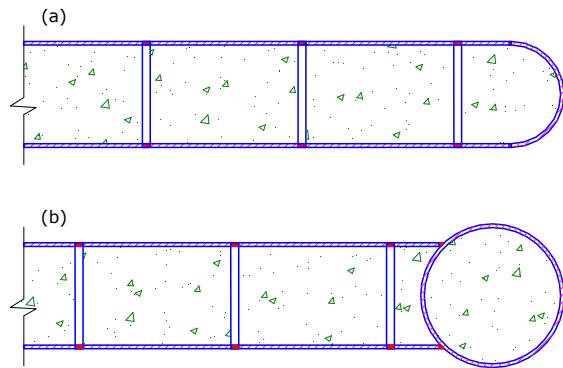


Fig. 9-13. Muros compuestos con placas de acero llenos de hormigón, de (a) extremo con media sección de acero y (b) con tubo circular relleno.

Para asegurar la acción compuesta entre las placas y el hormigón se deben emplear conectores de corte soldados a ambas placas. Para realizar la conexión se deben realizar agujeros en las placas, por donde se pasa el conector, y luego se suelda mediante soldadura de tapón o filete, como se muestra en la Figura 9-14 (a) y (b). Alternativamente, se pueden usar barras roscadas como conectores de corte. En este caso, las barras se disponen a través de agujeros perforados en ambas placas y luego se coloca una tuerca en cada extremo, Figura 9-14 (c).

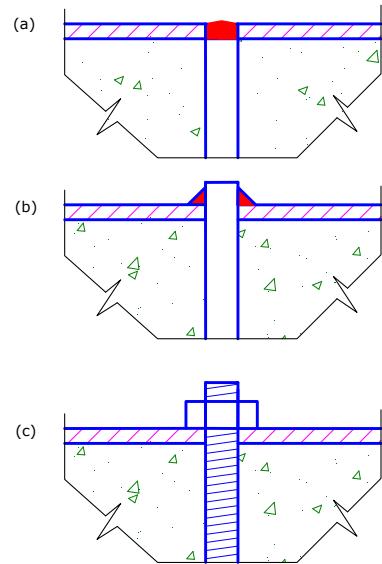


Fig. 9-14. Detalle de los conectores de corte (a) soldadura de tapón, (b) soldadura de filete en todo el contorno, y (c) barras roscadas con tuerca.

Desde el punto de vista reglamentario, el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) considera cuatro clases de muros compuestos, según se resumen en la Tabla 9.3, donde se indican las características principales de los componentes que forman el muro. En las secciones siguientes se presentan los aspectos más importantes vinculados al diseño de cada tipo de muro.

Tabla 9-3. Tipos de muros compuestos, según reglamento [ANSI/AISC 341-16](#).

Tipo	Muro	Miembros de borde	Vigas de acople
Muros de corte compuestos ordinarios C-OSW	Muros de hormigón armado sin acoplar	Sección compuesta	
	Muros de hormigón armado sin acoplar	Sección de hormigón armado o compuesta	Acero estructural o secciones compuestas embebidas
Muros de corte compuestos especiales C-SSW	Muros de hormigón armado sin acoplar o acoplados	Acero estructural o sección compuesta.	Acero estructural o secciones compuestas
Muros compuestos con placas de acero-embebido en hormigón C-PSW/CE	Placas de acero embebidas Placas con relleno de hormigón	Acero estructural. Sección compuesta.	Sin indicación
Muros compuestos con placas de acero-rellenos con hormigón C-PSW/CF	Placas de acero embebidas Placas con relleno de hormigón	Acero estructural. Sección compuesta.	Sin indicación

9.4.2 Muros de corte compuestos ordinarios, C-OSW

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 318-14](#),

sin considerar el Capítulo 18 del mismo (aplicable a estructuras sismorresistentes).

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 fijar (ver [ACI 318-14](#), Capítulo 6).
- 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 conjuntamente con el muro. Es importante mencionar que, este criterio simplificado que define el reglamento [ANSI/AISC 341-16](#), 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.

En este tipo de muro no se designan zonas protegidas ni soldaduras de demanda crítica.

Cuando se emplean muros compuestos acoplados, el diseño de la viga de acople es una aspecto de significativa importancia para asegurar un adecuado comportamiento estructural. El reglamento distingue dos casos: vigas de acople de acero o compuestas.

a. Vigas de acople de acero:

Las vigas deben cumplir con los requerimientos indicados en los Capítulos F y G del reglamento [ANSI/AISC 360-16](#) y la resistencia nominal a corte de la conexión se determina como:

$$V_n = 4.04 \sqrt{f'_c} \left(\frac{b_w}{b_f} \right)^{0.66} \beta b_f L_e \left(\frac{0.58 - 0.22\beta_1}{0.88 + \frac{g}{2L_e}} \right) \quad (9-6)$$

donde L_e es la longitud embebida, b_w es el espesor del muro, b_f es el ancho del ala de la viga, β_1 es un factor definido en el ACI 318 para calcular el bloque equivalente de tensiones (ver Figura 9-15) y g es la longitud libre de la viga de acople. La Ecuación 9-6 es aplicable para el caso en que la viga de acero queda embebida en el hormigón del muro y se plante a partir del mecanismo de resistencia representado en la Figura 9-15.

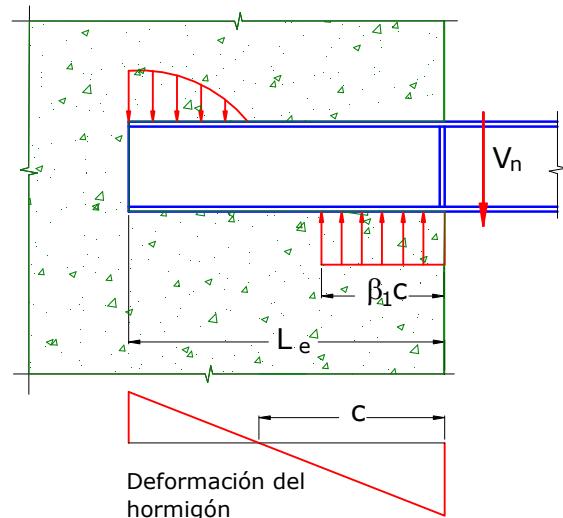


Fig. 9-15. Mecanismo de resistencia de la viga de acople de acero embebida en un muro de hormigón armado.

b. Vigas de acople compuestas:

Las vigas, de sección compuesta embebida, deben tener una conexión con el muro con suficiente longitud para asegurar desarrollar la resistencia requerida a corte. La resistencia nominal a corte de la viga compuesta se calcula como (unidades sistema internacional):

$$V_n = V_p + \left(0.166 \sqrt{f'_c} b_{wc} d_c + \frac{A_s F_{ysr} d_c}{s} \right) \quad (9-7)$$

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. La Ecuación 9-6 es válida para vigas embebidas en un muro de hormigón armado.

El detalle de la conexión de la viga de acople con el muro depende de las características de ambos miembros. Así por ejemplo, en la Figura 9-16, se muestra un detalle correspondiente a una viga de acople de acero embebida

en un muro de hormigón armado que presenta miembros de bordes ensanchados (columnas de borde).

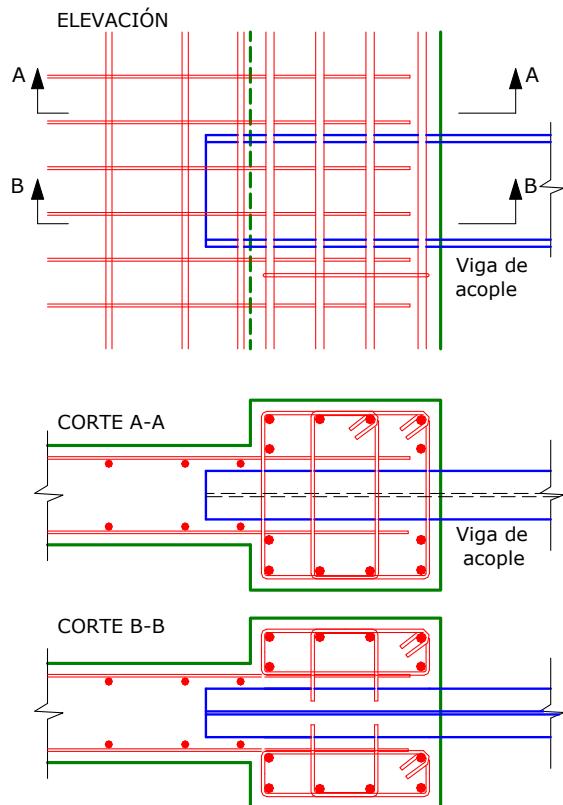


Fig. 9-16. Viga de acople de acero

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 9-17. 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 341-16](#)). En la Figura 9-18 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. Es importante notar que en las Figuras 9-17 y 9-18 no se indican las armaduras de refuerzo de la sección de hormigón armado por razones de claridad.

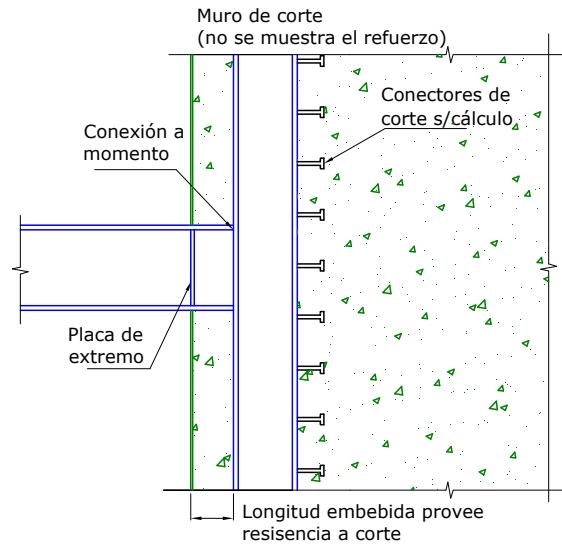


Fig. 9-17. Viga de acople de acero conectada a un elemento de acero de borde con conexión de momento.

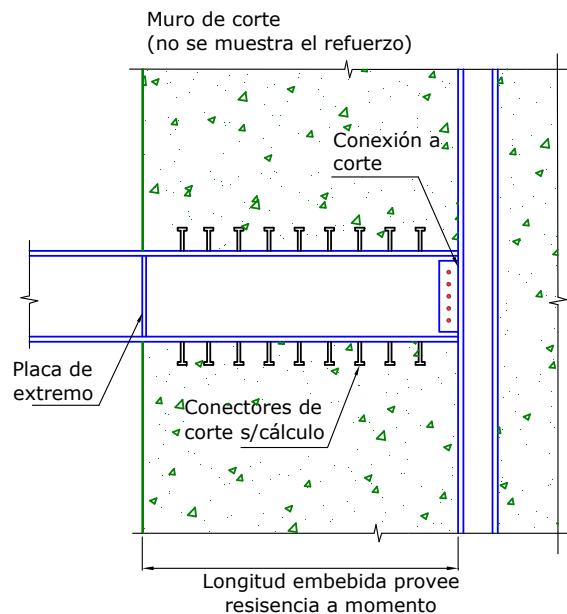


Fig. 9-18. Viga de acople de acero embebida en el muro.

9.4.3 Muros de corte compuestos especiales, C-SSW

Los muros compuestos especiales son similares a los descriptos 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 318-14](#), incluido el Capítulo 18 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 318-14](#)).
- 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.

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 vigas de acople pueden dimensionarse para tener un comportamiento controlado por corte (si su longitud libre es menor que $1.6 M_p/V_p$) o controlado por flexión ((si su longitud libre es mayor que $2.6 M_p/V_p$), en forma similar a los enlaces de los pórticos arriostrados excéntricamente, ver [Capítulo 6](#)). 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 descriptos 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:

$$V_n = 1.1 R_y V_p + 0.21 \sqrt{R_c f_c} b_{wc} d_c + \frac{1.33 R_y A_s F_y s}{s}$$

(9-8)

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, C-PSW/CE y C-PSW/CF

El reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) distingue, a los efectos del diseño, dos tipos de muros compuestos con placas de acero, ya sea que se dispongan dos placas rellenas con hormigón o una placa embebida, según se explicó en la [Sección 9.4.1](#). Sin embargo, los factores de modificación de respuesta, R , de amplificación de desplazamientos, C_d , y de sobrerresistencia, Ω_0 , son los mismos para ambos casos, ver [Tabla 2-3](#). Este tipo de muros se caracteriza por una elevada rigidez y resistencia, que surgen del efecto de acción compuesta que se desarrolla

entre los dos materiales. Por esta razón, se aplican generalmente en edificios de gran altura o en casos especiales, como las construcciones nucleares.

Los muros compuestos con placas de acero embebidas, C-PSW/CE, 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 permanecer esencialmente en rango elástico. 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 espesor de las placas de acero debe ser como máximo 10 mm ($3/8''$), mientras que el espesor del panel de hormigón deber 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 tipo deslizamiento crítico. 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. Las conexiones entre los elementos de bordes horizontales y verticales deben cumplir con los mismos requisitos que los

indicados para los muros de corte con placas de acero especiales, ver [Sección 8.4.6](#).

Los muros compuestos con placas de acero rellenas con hormigón, C-PSW/CF, con elementos de borde, ver [Figura 9-13](#) (b) se diseñan para disponer de una significativa capacidad de deformación inelástica a partir del desarrollo del momento plástico del muro compuesto. Esto implica la fluencia de las placas de alma y que el hormigón alcanza su resistencia a compresión. La fluencia por corte de las placas de alma no debe ser el mecanismo que controla el comportamiento de los muros. En el caso de muros compuestos si elementos de borde,

[Figura 9-13](#) (a) se espera que desarrollen capacidad de deformación inelástica mediante la fluencia las placas de alma, alcanzando el momento de fluencia de la sección compuesta. El análisis estructural debe realizarse considerando la rigidez flexional efectiva (según se define en el [ANSI/AISC 360-16](#)) y en el cálculo de la rigidez a corte debe considerarse la sección transversal compuesta.

En las Secciones H6 y H7 del reglamento [ANSI/AISC 341-16](#) se presentan todos los requerimientos para el diseño de los muros compuestos con placas de acero.

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 que 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”.

En la [Sección 2.5](#) se describió, en forma general, el proceso de diseño sismorresistente (método basado en fuerzas) y se presentó en la [Figura 2-9](#) un esquema en el que se resumen los pasos principales. Es importante destacar que el esquema de etapas y pasos de la [Figura 2-9](#) 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 solicitudes 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.

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.

En la Figura 10.1 se presenta, a modo de guía u orientación, un resumen de los pasos de la etapa reglamentaria para el diseño de un edificio sismorresistente, según la reglamentación ASCE y AISC.

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.

	<ul style="list-style-type: none"> Determinación de cargas debidas a peso propio, sobrecargas de servicio, viento, nieve, etc, según reglamentación vigente. 									
Análisis de cargas	<ul style="list-style-type: none"> Evaluación de la acción sísmica (en dirección horizontal y vertical) <ul style="list-style-type: none"> - Zona sísmica y sitio de emplazamiento de la construcción → Espectro de diseño elástico - Destino de la construcción - Factores de respuesta estructural: R, Ω_0 y Cd. 									
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Método estático</th> <th colspan="2">Método dinámico</th> </tr> <tr> <th></th> <th>Análisis modal espectral</th> <th>Análisis temporal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> Periodo fundamental de vibración Coeficiente sísmico (a partir del espectro de diseño) Corte basal, $V=C W$, y distribución en altura de las fuerzas sísmicas </td><td> <ul style="list-style-type: none"> Espectro de diseño </td><td> <ul style="list-style-type: none"> Registros de aceleración (compatibles con el espectro de diseño) </td></tr> </tbody> </table>	Método estático	Método dinámico			Análisis modal espectral	Análisis temporal	<ul style="list-style-type: none"> Periodo fundamental de vibración Coeficiente sísmico (a partir del espectro de diseño) Corte basal, $V=C W$, y distribución en altura de las fuerzas sísmicas 	<ul style="list-style-type: none"> Espectro de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> Registros de aceleración (compatibles con el espectro de diseño)
Método estático	Método dinámico									
	Análisis modal espectral	Análisis temporal								
<ul style="list-style-type: none"> Periodo fundamental de vibración Coeficiente sísmico (a partir del espectro de diseño) Corte basal, $V=C W$, y distribución en altura de las fuerzas sísmicas 	<ul style="list-style-type: none"> Espectro de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> Registros de aceleración (compatibles con el espectro de diseño) 								
Evaluación de la regularidad estructural	<ul style="list-style-type: none"> Regularidad en planta. Efectos torsionales → Momentos torsionales por excentricidad accidental. Regularidad en elevación 									
Análisis estructural	<ul style="list-style-type: none"> Modelación estructural Análisis estructural para los distintos estados de carga (salvo la acción sísmica) 									
	<ul style="list-style-type: none"> Análisis estructural para la acción sísmica 									
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Método estático</th> <th colspan="2">Método dinámico</th> </tr> <tr> <th></th> <th>Análisis modal espectral</th> <th>Análisis temporal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> Modelo estructural: Rigidez Análisis estático con fuerzas laterales equivalentes </td><td> <ul style="list-style-type: none"> Modelo estructural: Rigidez y masa </td><td> <ul style="list-style-type: none"> Análisis modal Combinación modal Análisis modal e integración temporal, o Integración temporal del sistema de ecuaciones. Determinación de los valores máximos de respuesta. </td></tr> </tbody> </table>	Método estático	Método dinámico			Análisis modal espectral	Análisis temporal	<ul style="list-style-type: none"> Modelo estructural: Rigidez Análisis estático con fuerzas laterales equivalentes 	<ul style="list-style-type: none"> Modelo estructural: Rigidez y masa 	<ul style="list-style-type: none"> Análisis modal Combinación modal Análisis modal e integración temporal, o Integración temporal del sistema de ecuaciones. Determinación de los valores máximos de respuesta.
Método estático	Método dinámico									
	Análisis modal espectral	Análisis temporal								
<ul style="list-style-type: none"> Modelo estructural: Rigidez Análisis estático con fuerzas laterales equivalentes 	<ul style="list-style-type: none"> Modelo estructural: Rigidez y masa 	<ul style="list-style-type: none"> Análisis modal Combinación modal Análisis modal e integración temporal, o Integración temporal del sistema de ecuaciones. Determinación de los valores máximos de respuesta. 								
	<ul style="list-style-type: none"> Cálculo de esfuerzos internos (M, V, P), tensiones, desplazamientos y deformaciones. Combinaciones de estados de carga según reglamento. Determinación de valores máximos y mínimos para diseño (envolventes). 									
Control de la distorsión de piso	<ul style="list-style-type: none"> Control de la distorsión de piso para diseño (a partir de los desplazamientos elásticos multiplicados por el factor de amplificación de desplazamientos, Cd) 									
Verificación de componentes estructurales	<ul style="list-style-type: none"> Diseño por capacidad: mecanismos plástico. Dimensionamiento o verificación de vigas, columnas, muros, losas, riostras, etc. Cálculo y verificación de fundaciones. 									
Detallado estructural	<ul style="list-style-type: none"> Cálculo de Conexiones Detalles. Requerimientos especiales para estructuras sismorresistentes según reglamentación. 									

Fig. 10-1. Resumen del procedimiento de diseño basado en fuerza, de acuerdo a la reglamentación ASCE y AISC.

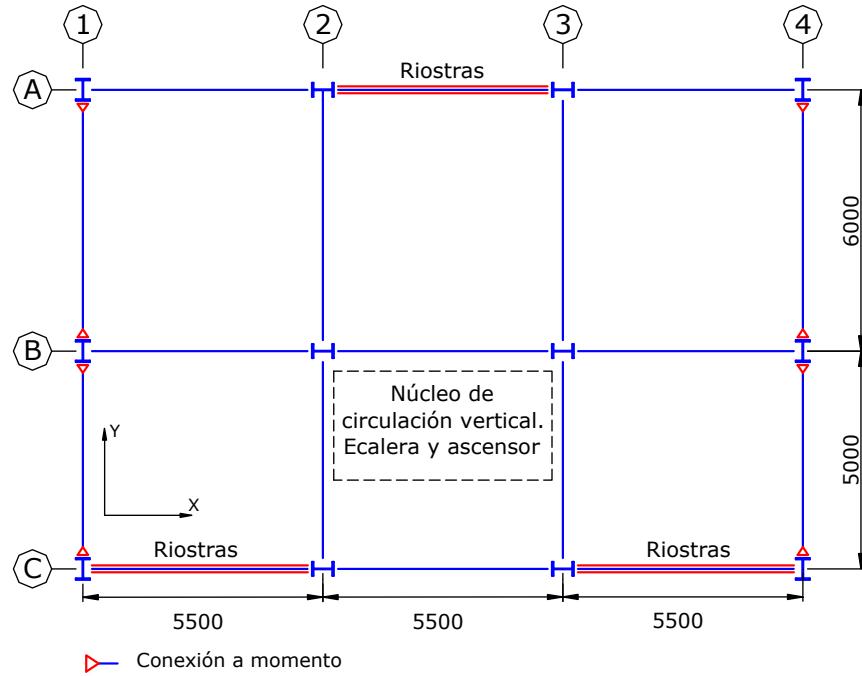


Fig. 10-2. Planta tipo del edificio a considerar en el ejemplo.

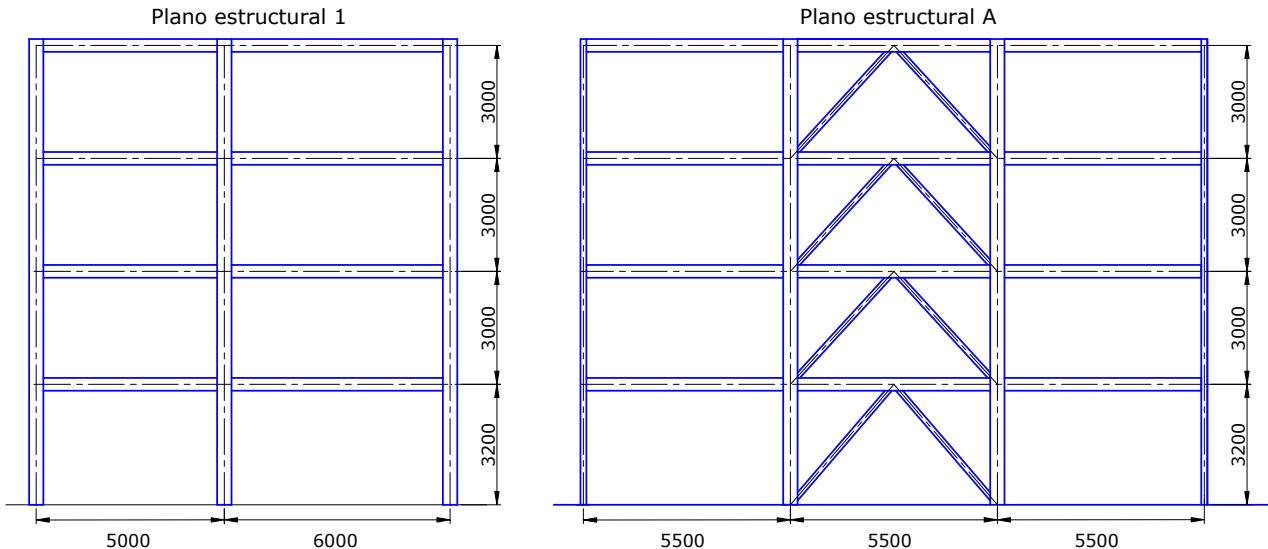
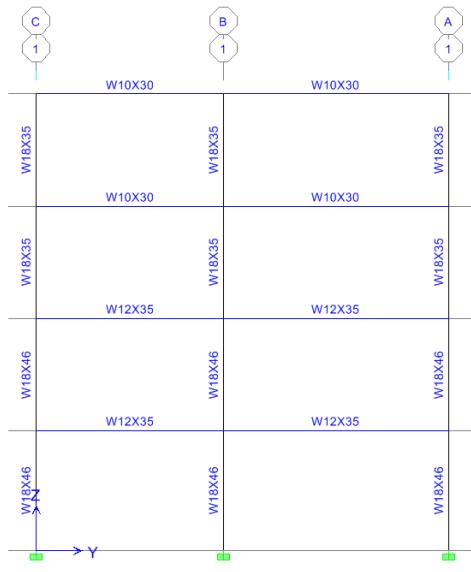


Fig. 10-3. Alzada de los planos estructurales 1 y A.

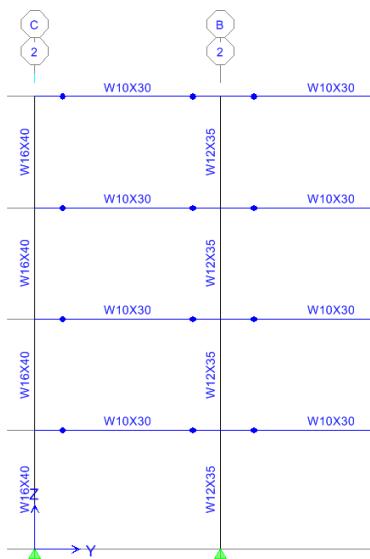
La configuración y tipos estructurales adoptados en el ejemplo tienen el objetivo didáctico de incluir dos tipos estructurales diferentes. En un caso real, el diseñador posiblemente podría optimizar la estructura adoptando otras soluciones.

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.

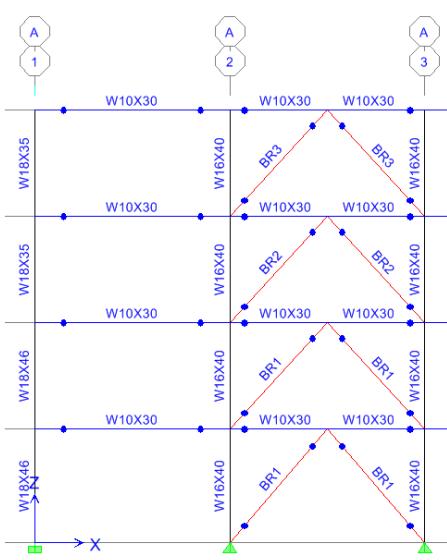
La Figura 10-4 muestra el esquema de cada uno de los planos estructurales que componen la estructura del edificio, con indicación de las secciones para vigas, columnas, para las cuales se han empleado perfiles I serie W, ver Tabla 10-1.



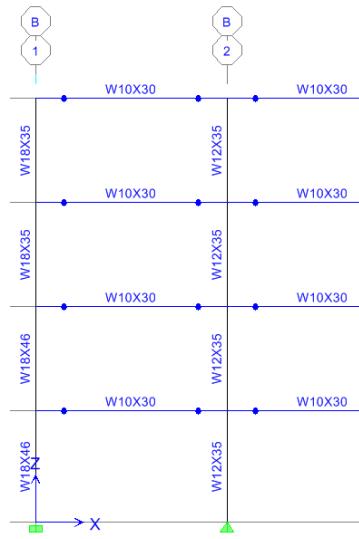
(a) Plano 1 (igual al 4)



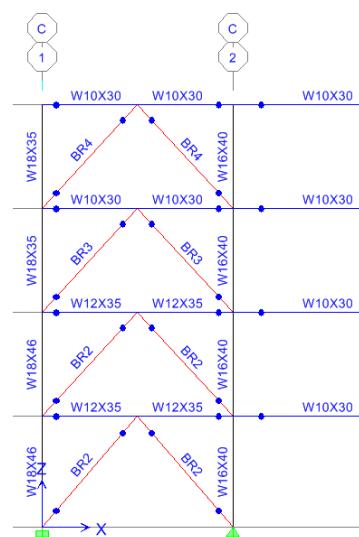
(b) Plano 2 (igual al 3)



(c) Plano A



(d) Plano B



(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.

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 solicitudes 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 la cantidad de acero utilizado) mediante el uso de una mayor cantidad de secciones diferentes según las

solicitudes que debe resistir cada elemento estructural.

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	$\phi = 150 \text{ mm}$ $t = 6.35 \text{ mm}$	22.49	2866	50.8
BR2	$\phi = 120 \text{ mm}$ $t = 4.0 \text{ mm}$	11.44	1458	41.0
BR3	$\phi = 100 \text{ mm}$ $t = 3.2 \text{ mm}$	7.63	973	34.0
BR4	$\phi = 80 \text{ mm}$ $t = 3.2 \text{ mm}$	6.06	772	27.2

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 7-16](#) 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:

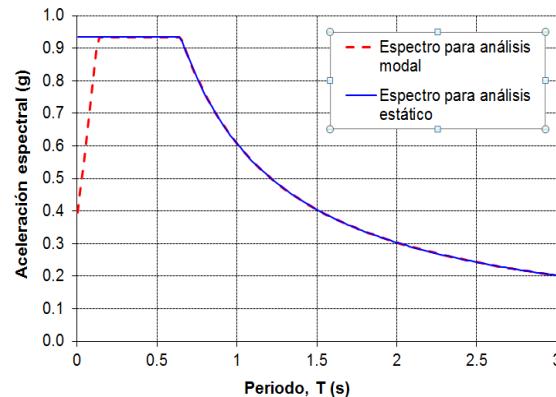


Fig. 10-5. Espectro de diseño.

- 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:
 $S_S=1.5 \text{ g}$,
 $S_1=0.7 \text{ g}$,
 $T_L=8$,
Sito clase C ($F_a=1.0$ y $F_v=1.3$).
- La acción sísmica vertical se determina como $E_v=0.2 S_{DS} D=0.19 \text{ D}$.
- 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).

Tabla 10-3. Valores de los factores R , Ω_o y C_d para el edificio en estudio, según [ASCE/SEI 7-16](#).

Dirección	Tipo estructural	R	Ω_o	C_d
X	SCBF	6	2	5.0
Y	SMF	8	3	5.5

- 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:

$$W_i=11\text{m } 16.5\text{m } (6 \text{ kN/m}^2 + 0.25 \cdot 2.5 \text{ kN/m}^2)$$

$W_i=1202.4$ kN.

- 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 7-16](#)).
- 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 períodos fundamentales, determinados por el método de análisis modal, son: D
Dirección X: $T=0.51$ s
Dirección Y: $T=1.30$ s.
La importante diferencia entre los períodos 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 períodos de vibración definidos por el [ASCE/SEI 7-16](#). Estos valores, para la estructura del ejemplo son:
Dirección X (pórticos de acero arriostrados concéntricamente): $T=0.44$ s
Dirección Y (pórticos de acero no arriostrados): $T=0.75$ s.
- Las aceleraciones S_a obtenidas del espectro de [Figura 10-5](#) para los períodos indicados previamente son:
Dirección X: $S_a=0.93g$
Dirección Y: $S_a=0.81g$
A partir de estos valores, se pueden calcular el coeficiente sísmico en cada dirección:
Dirección X: $C_s=S_a I_e/R=0.93 \cdot 1/6=0.155$
Dirección Y: $C_s=S_a I_e/R=0.81 \cdot 1/8=0.101$
- La excentricidad accidental se define como el 5% de la longitud de la planta en la dirección perpendicular 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 7-16](#)):

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5L_r
3. 1.2D + 1.6L_r + L
4. 1.2D + L + 0.5L_r
5. 1.2D + E_v + E_h + L
6. 0.9D – E_v + E_h

La combinación 5 no se considera en este ejemplo porque incluye la acción del viento (W), que no es relevante en el caso analizado. 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:

6. 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 combinaciones con acción sísmica son las siguientes:

6. $1.39D + 1.3 Q_{EX} + L$
 $1.39D - 1.3 Q_{EX} + L$
 $1.39D + 1.0 Q_{EY} + L$
 $1.39D - 1.0 Q_{EY} + L$
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.

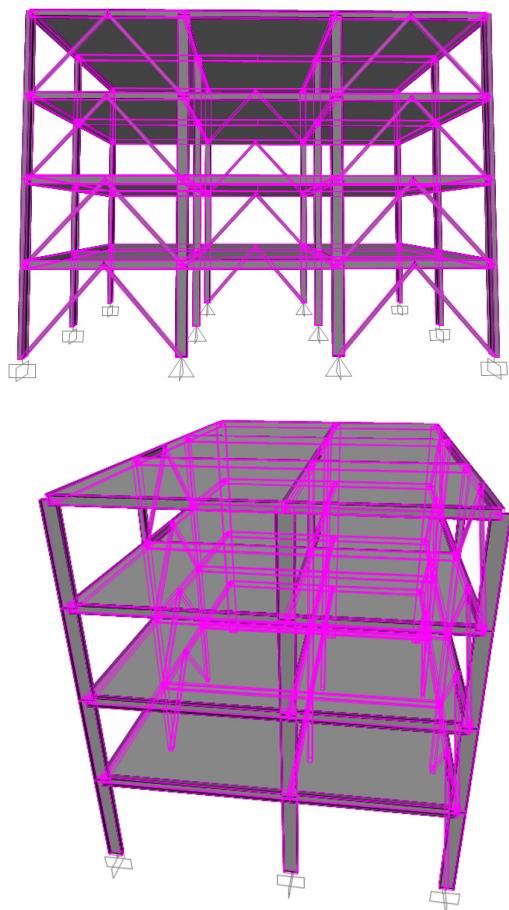


Fig. 10-6. Vistas 3D del modelo usado para el análisis estructural.

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 restricciones (*constraints*) 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 solicitudes, 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 períodos de vibración de la estructuras (los valores de los períodos 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 1.6](#)), 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 solicitudes 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.

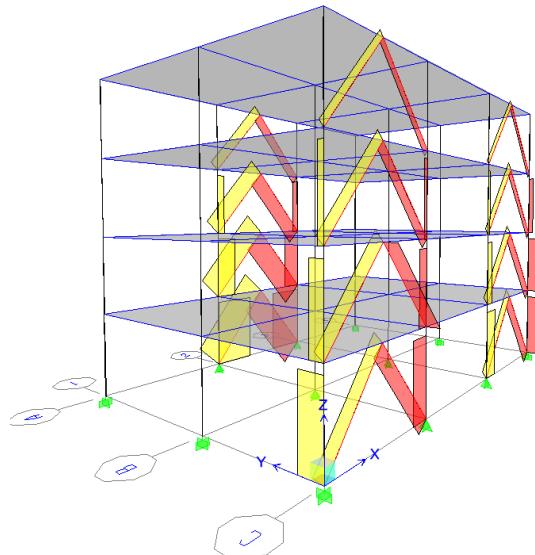


Fig. 10-7. Diagramas de fuerzas axiales por acción del sismo actuando en la dirección X.

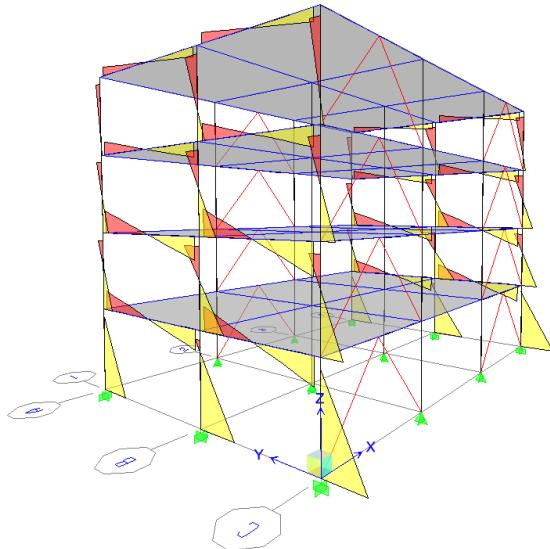


Fig. 10-8. Diagramas de momentos flectores por acción del sismo actuando en la dirección Y.

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 2.7](#)). 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 2-13](#), 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 2-14](#). La Tabla 10-5 presenta los valores máximos de distorsión de piso determinados para el ejemplo del edificio.

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

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 10-6. 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 7-16](#), 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).

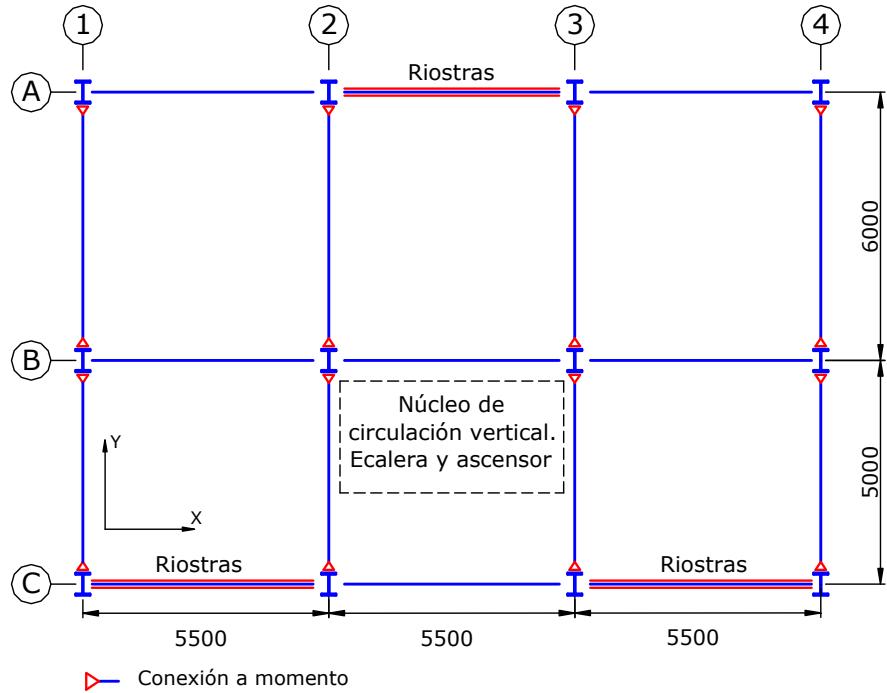


Fig. 10-9. Planta tipo del edificio a considerar en el ejemplo, luego de las modificaciones introducidas a partir de los resultados del primer análisis.

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.

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

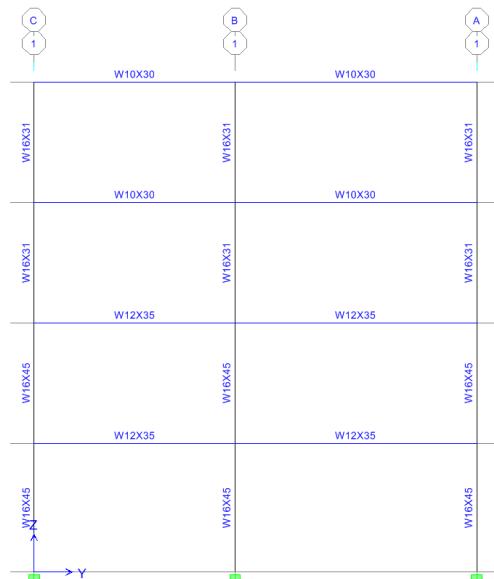


Fig. 10-10. Esquema del plano estructural del pórtico 1 (igual al 2, 3 y 4).

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 solicitudes 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.

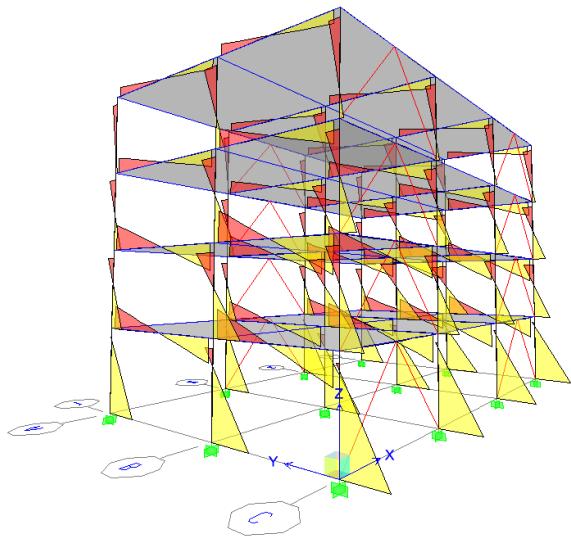


Fig. 10-11. Diagramas de momentos flectores por acción del sismo actuando en la dirección Y.

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 descripto 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.

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 341-16 \(AISC 2010a\)](#), las cuales han sido presentadas en forma general en los capítulos previos de este trabajo, y [ANSI/AISC 360-16 \(AISC 2010b\)](#). 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 dissipación 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 de viga y columna 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 dissipación 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 solicitudes en vigas, columnas y conexiones a partir de análisis especiales que consideran que las riostras desarrollan su capacidad. Con estas solicitudes, 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 del nivel 1 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 solicitudes envolventes de todas las combinaciones de carga (definidas en la Sección 10.2.3 Combinaciones de carga).

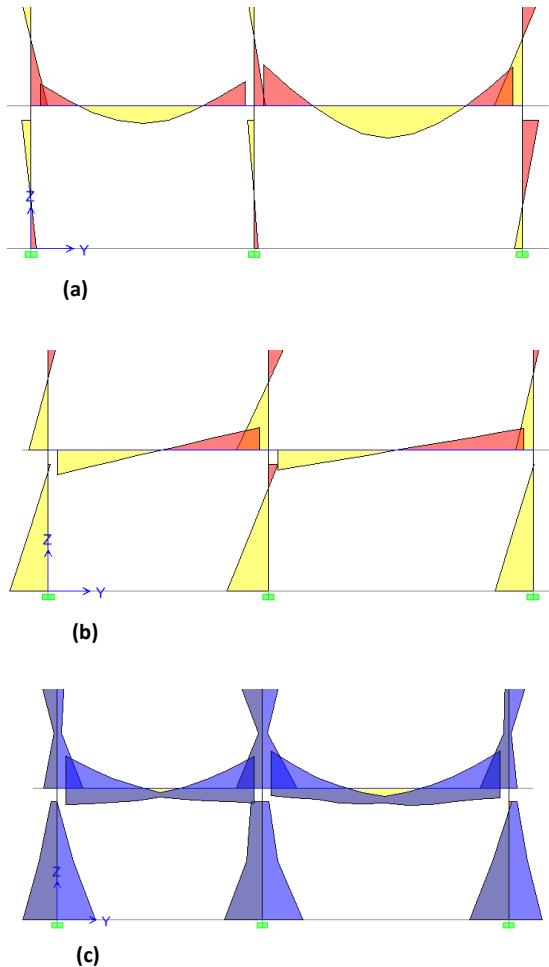


Fig. 10-12. Diagramas de momentos flectores en vigas y columnas del primer nivel del pórtico 1, (a) carga de servicio L , (b) sismo en Y , y (c) envolvente de todas las combinaciones de carga.

Tabla 10-9. Solicitudes máximas y mínimas de corte, V_u , y de flexión, M_u , en la viga del primer nivel del pórtico 1.

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
Viga derecha $L = 6.0\text{m}$	Tramo	-25.34	11.67
	Apoyo d	-4.36	-87.05
	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 [ANSI/AISC 360-16](#) (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

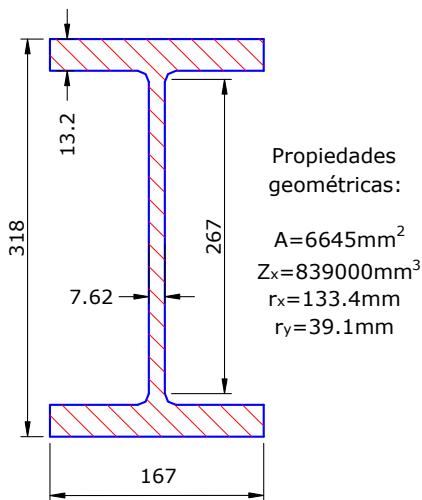


Fig. 10-13. Propiedades del perfil W12x35.

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 [ANSI/AISC 341-16](#) 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: $h/t_w = 38.3$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.3 \text{ (para carga axial nula, } C_a=0)$$

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 arriostramientos 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.

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 1.3.3](#) 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:

$$f_{adm} = L/300 = 6000/300 = 20 \text{ mm}, \text{ o}$$

$$f_{adm} = 10 \text{ mm}$$

Se concluye que la viga cumple con las condiciones de servicio.

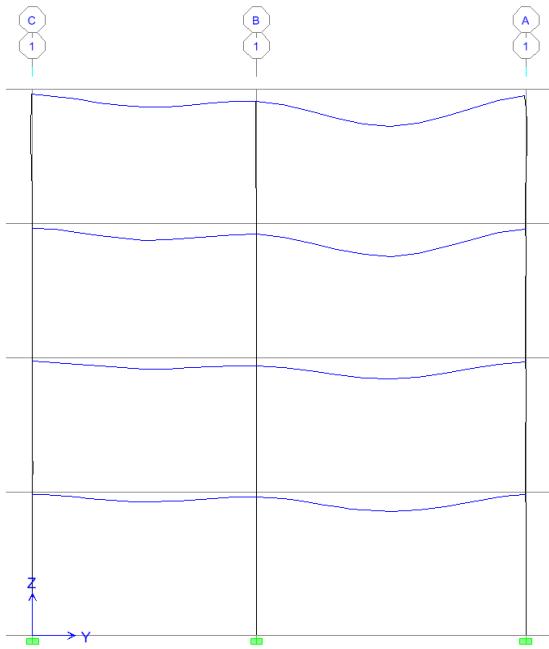


Fig. 10-14. Deformada del pórtico I para el estado de carga D.

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](#)). El ala superior esta 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

Se verifica la columna central, Nivel 1, la cual 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.

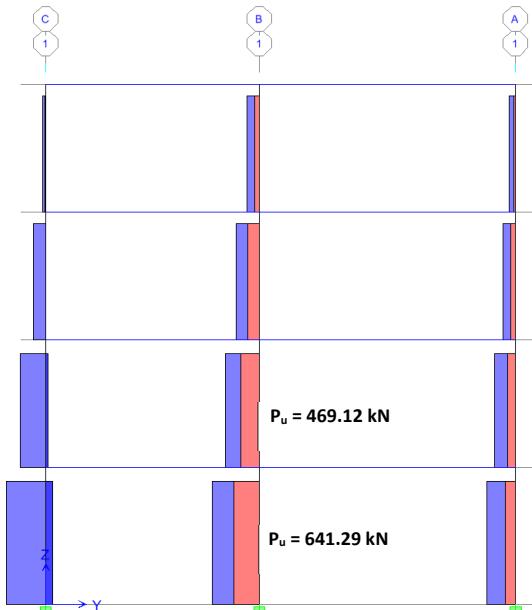


Fig. 10-15. Diagrama envolvente de fuerzas axiales para el pórtico I y resistencia requerida en la columna central.

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 [ANSI/AISC 360-16](#) (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):

$$\text{Ala (caso 1): } b/t = 89.5/14.4 = 6.2$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.8$$

Se verifica que $b/t < \lambda_r \rightarrow$ ala compacta o no compacta

$$\text{Alma (caso 5): } h/t_w = 346 / 8.76 = 39.5$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.1$$

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 considerar los estados límites vinculados al pandeo local

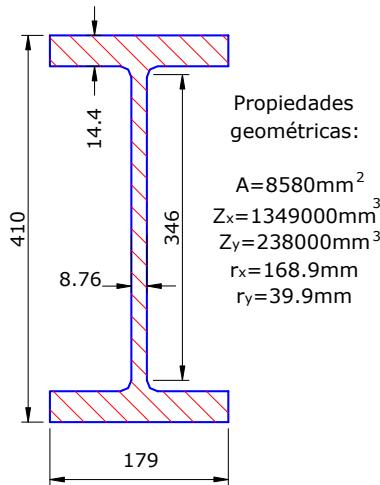


Fig. 10-16. Propiedades del perfil W16x45.

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 [ANSI/AISC 341-16](#) 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, $\phi_c P_y = \phi_c F_y A_g$:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{641290\text{N}}{0.9 \cdot 250\text{MPa} \cdot 8580\text{mm}^2} = 0.33 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) = 56.6$$

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 [ANSI/AISC 360-16](#), 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 solicitudes, 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:

$P_{uc} = \text{kN } 641.29$ 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:

$P_{uc} = \text{kN } 469.12$ 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:

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}$$

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.

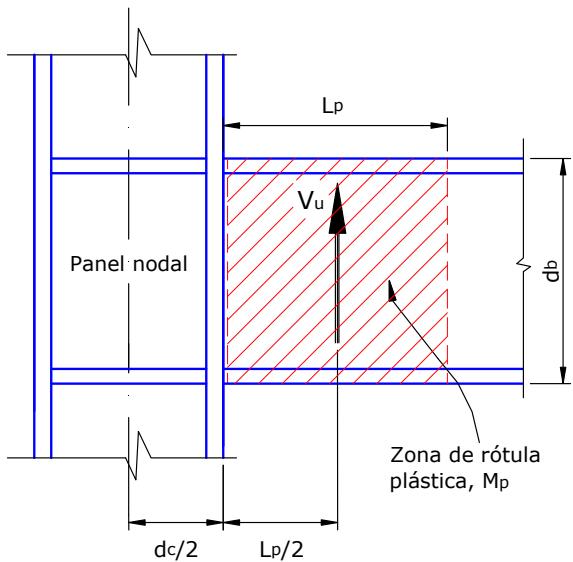


Fig. 10-17.Criterio para la determinación del momento adicional por corte, M_{uv} .

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:

$$\text{Viga izquierda: } V_u = 60.36 \text{ kN}$$

$$M_{uv} = (0.410/2 + 0.318/2) 60.36 = 21.97 \text{ kNm}$$

$$M_{pb}^* = 1.1 \cdot 1.5 \cdot 208.9 \text{ kNm} + 21.97 = 366.66 \text{ kNm}$$

$$\text{Viga derecha: } V_u = 29.95 \text{ kN}$$

$$M_{uv} = (0.410/2 + 0.318/2) 29.95 = 10.90 \text{ kNm}$$

$$M_{pb}^* = 1.1 \cdot 1.5 \cdot 208.9 \text{ kNm} + 10.90 = 355.56 \text{ kNm}$$

El factor R_y es igual a 1.5, según lo indicado en la Tabla A3.1 del [ANSI/AISC 341-16](#), considerando que se trata de perfiles laminados de acero ASTM A36.

Con los valores determinados previamente, se puede calcular la relación de momentos definida por la [Ecuación 4-7](#):

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{236.42 + 263.49}{366.66 + 355.56} = 0.69 < 1.0$$

Concluyéndose que no verifica la condición requerida. 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 sobreresistencia, 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.

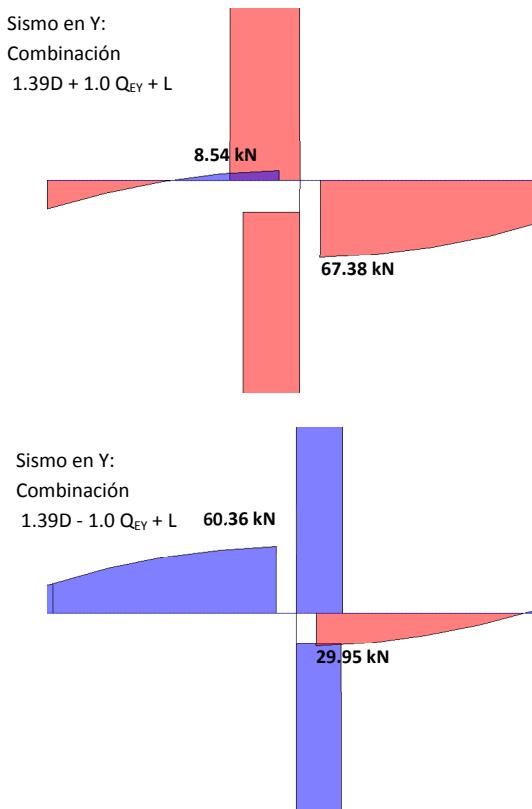


Fig. 10-18.Diagramas de corte con los valores de V_u para determinar el momento adicional por corte, M_{uv} .

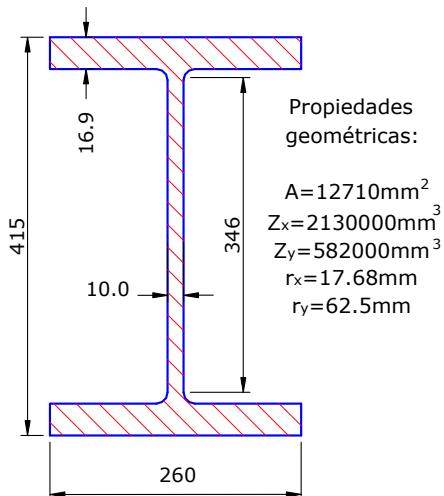


Fig. 10-19. Propiedades del perfil W16x67.

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:

$$P_{uc} = kN \quad 641.29 \text{ kN}$$

$$M_{pc}^* = 2130000 (250 - 641290 / 12710) = \\ 425.03 \text{ kNm}$$

Nivel 2:

$$P_{uc} = kN \quad 469.12 \text{ kN}$$

$$M_{pc}^* = 2130000 (250 - 469120 / 12710) = \\ 453.88 \text{ kNm}$$

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 esfuerzos 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)

$$V_n = 0.60 F_y d_e t_p = 0.60 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 415 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} = \\ 622.50 \text{ kN}$$

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 12.7 mm (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:

$$\text{espesor del panel nodal: } t_p = 10 + 2 \cdot 12.7 = 25.4 \text{ mm}$$

$$V_n = V_d = 0.60 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 415 \text{ mm} \cdot 35.4 \text{ mm} = 2203.65 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica}$$

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.

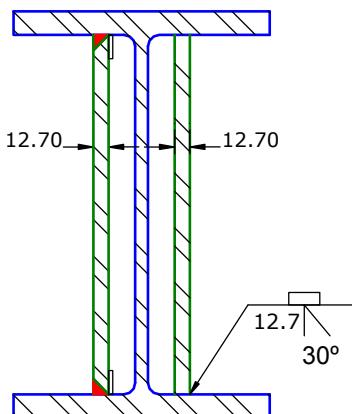


Fig. 10-20. Detalle del refuerzo del panel nodal.

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.

Combinación 1.2D + 1.6 L + 0.5L_r

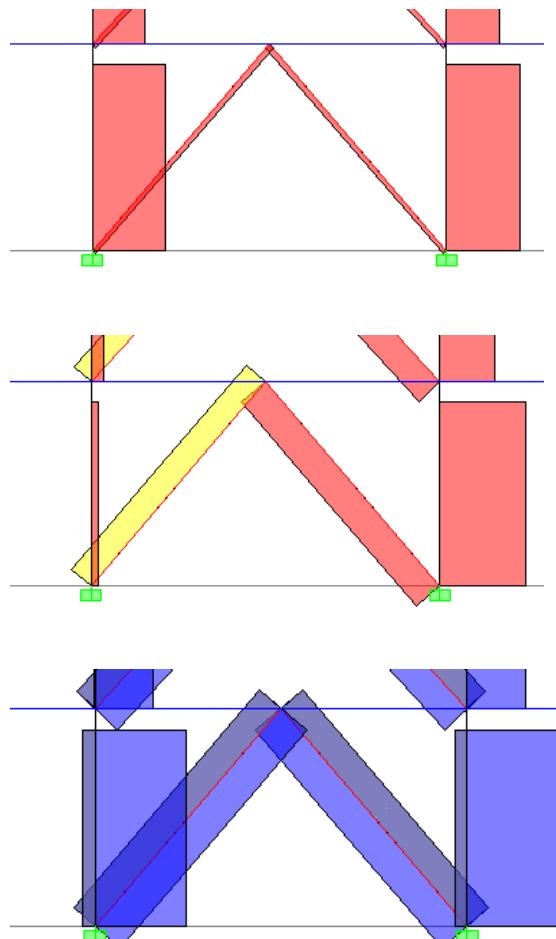


Fig. 10-21. Diagrama de fuerzas axiales en las riostras del primer nivel del pórtico A y valores de resistencia requerida (los valores negativos corresponden a compresión).

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 [ANSI/AISC 360-16](#):

$$D/t = 150/6.35 = 23.6$$

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 88.0$$

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 [ANSI/AISC 341-16](#) 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 $kL/r \leq 200$

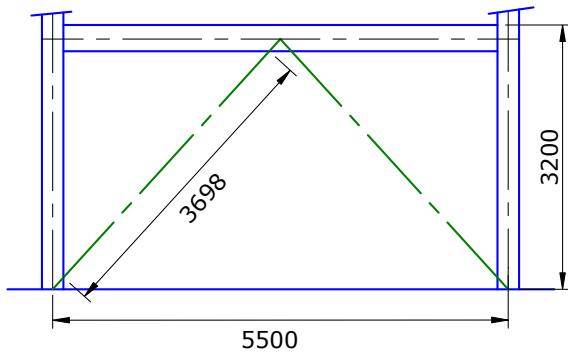


Fig. 10-22. Longitud de la riostra BRI, en el primer nivel del pórtico.

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, [ANSI/AISC 360-16](#)). Para ello se determina la tensión crítica según el siguiente criterio:

Tensión crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} = \frac{\pi^2 200000}{78.1} = 323.6 \text{ MPa}$$

La tensión crítica de diseño, F_{cr} , se determina mediante dos ecuaciones según se trate de pandeo elástico o inelástico. En este caso:

$$kL/r = 78.1 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_y} F_y = 0.658 \frac{250}{323.6} 250 = 180.9 \text{ MPa}$$

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.

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, [ANSI/AISC 360-16](#), considerando que la longitud de los cordones de soldadura $l=200$ mm es mayor que $1.3 D = 195$ mm.

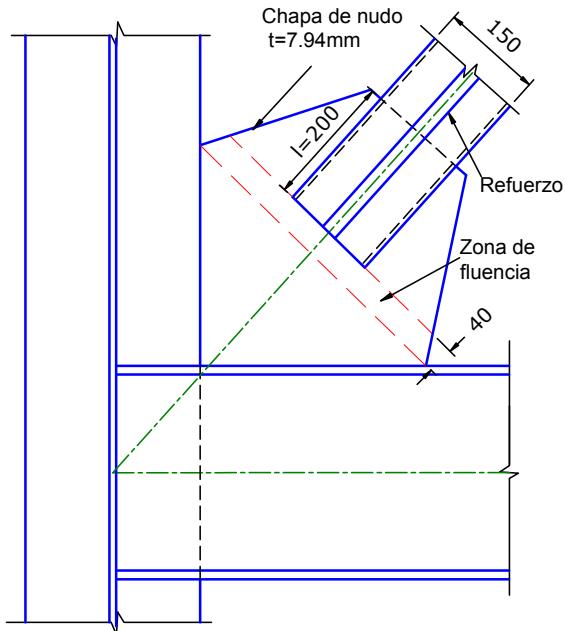


Fig. 10-23. Detalle de conexión en el extremo de la ristra BR1.

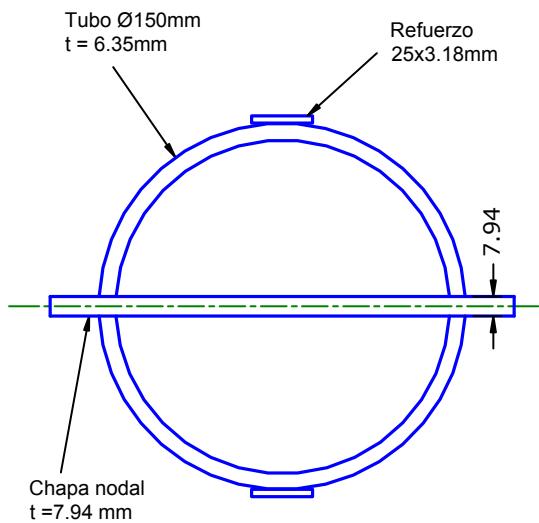


Fig. 10-24. Corte de la ristra para el cálculo de la sección neta.

Área neta efectiva:

$$A_e = A_n U = 2924 \text{ mm}^2$$

Resistencia de diseño:

$$P_d = \phi_l F_u A_e = 0.90 400 \text{ MPa} 2924 \text{ mm}^2 = 1052.6 \text{ kN}$$

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 ristra, 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 ristra BR1.

10.2.14 Pórtico A: Acciones sísmicas limitadas por capacidad

El [ANSI/AISC 341-16](#) indica, para los pórticos especiales arriostrados concéntricamente, que las solicitudes de vigas, columnas y conexiones, debe determinarse considerando las acciones sísmicas limitadas por capacidad E_{cl} . Es importante recordar que la acción sísmica E_{cl} se define como las máximas solicitudes obtenidas de un análisis plástico racional. En este caso se requiere considerar los esfuerzos más desfavorables resultantes de los siguientes casos (ver [Sección 5.5.2](#)):

- Análisis en el que las ristras desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión. La resistencia esperada se calcula considerando la probable sobre-resistencia del material (y sin incluir los factores de resistencia):

Resistencia esperada a tracción: $R_y F_y A_g$

En el caso de la ristra BR1:

$$R_y F_y A_g = 1.5 250 \text{ MPa} 2866 \text{ mm}^2 = 1074.8 \text{ kN}$$

Resistencia esperada a compresión: el menor valor entre $R_y F_y A_g$ y $1/0.887 F_{cre} A_g$, donde F_{cre} es la resistencia crítica considerando la tensión de fluencia esperada del acero, $R_y F_y$.

En el caso de la ristra BR1:

$$R_y F_y A_g = 1074.8 \text{ kN}$$

Eslabón: $kL/r = 78.1$

Tensión crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} = \frac{\pi^2 200000}{78.1^2} = 323.6 \text{ MPa}$$

$$kL/r = 78.1 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{1.5 F_y}} = 108.8$$

$$F_{cre} = 0.658^{\frac{F_y}{F_y}} F_y = 0.658^{\frac{1.5 250}{323.6}} 1.5 250 = 230.9 \text{ MPa}$$

$$1/0.877 F_{cre} A_g = 1.14 230.9 \text{ MPa} 2086 \text{ mm}^2 =$$

754.4 kN

De modo que se adopta el menor valor: 754.4 MPa

- b. 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 racional de la estructura plana (pórtico A en este caso), según se indicó en la [Sección 5.5.2](#).

La realización de los análisis 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 (2014) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-14. 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, (2016a), ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL. <https://www.aisc.org/publications/steel-standards/>
- AISC, (2016b), ANSI/AISC 360-16, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL. <https://www.aisc.org/publications/steel-standards/>
- AISC (2016c), ANSI/AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL. <https://www.aisc.org/publications/steel-standards/>
- 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.
- Alzeni, Y. y Bruneau, M. (2014) Cyclic Inelastic Behaviour of Concrete Filled Sandwich Panel Walls Subjected to In-Plane Flexure. Technical Report MCEER-14-0009.
- Anderson, J. C. y Naeim, F. (2012) Basic Structural Dynamics. John Wiley & Sons.
- ASCE (2006) *ASCE-SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.
- ASCE (2016) ASCE/SEI 7-16. *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, University of Michigan.
- Bayati, Z., Mahdikhani, M. y Rahaei, A. (2008) "Optimized Use of Multi-Outriggers System to Stiffen Tall Building", *14th World Conference on Earthquake Engineering*. China.
- 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) "Redundacy 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-Resistant 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, University of California, Berkeley, USA.
- Black, C., Makris, N. y Aiken, L. (2002) *Component testing, stability analysis characterization of buckling-restrained unbonded braces*, Pacific Earthquake Engineering Research Center report PEER 2002/08.
- 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 Structurers*, McGraw-Hill.
- Bruneau, M., Uang, C. M. y Sabelli, R. (2011) *Ductile Design of Steel Structurers*, 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.

- Chai, Y. H. y Romstad, K. M. (1997) "Correlation between Strain-Based Low-Cycle Fatigue and Energy-Based Linear Damage Models". *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 2, pp 191-209.
- 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.
- Choi, H. S., Ho, G., Joseph, L. y Mathias, N. (2012) *Outrigger Design for High-Rise Buildings*. CTBUH Technical Guide. Council on Tall Buildings and Urban Habitat.
- Chopra, A. (2012) *Dynamics of Structures of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineer*, 4ta Edición. Prentice Hall, Inc.
- Christopoulos, C. y Filiault, A. (2006) *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*, IUSS Press, Italia.
- Clayton, P.M., Winkley, T. B., Berman, J.W., Lowes, L.N. (2012) "Experimental Investigation of Self-Centering Steel Plate Shear Walls". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 138, No. 9, pp. 952-960.
- 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.
- Deierlein, G., Reinhorn, A. y Willford, M (2010). *Non-linear Structural Analysis for Seismic Design. A Guide for Practicing Engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4. National Institute of Standards and Technology.
- Della Corte, G., D'Aniello, M. y Mazzolani, M. (2009) "All-steel" buckling-restrained braces for seismic upgrading of existing reinforced concrete buildings.
- XIII Convegno ANIDIS L'ingegneria Sismica in Italia*. Bologna, Italia.
- 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.
- Elnashai, A. y Di Sarno, L. (2008) Fundamentals of Earthquake Engineering. Wiley, 347 p.
- 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 Wiley & Sons.
- Delgado Rojas, C., Garza Vásquez, L. y Cruz Hernández, R. (2017) Conexiones precalificadas en Colombia. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
- 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.
- Ghowsi, A. y Sahoo, D. (2017) "Experimental Study of All-Steel Buckling-Restrained Braces". *International Conference on Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Reykjavik, Islandia.
- 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.
- Guo, L., Rong, Q., Ma, X., Zhang, S. (2011) "Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only". *International Journal of Steel Structures*, Vol. 11, No 4, pp. 467-479.
- Hjelmstad , K. D. y Popov, E. P. (1984) "Characteristics of Eccentrically Braced Frame", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 110, pp. 340-353.
- Hollings, J. P. (1969) "Reinforced Concrete Seismic Design". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol. 2, No. 3, pp. 217-250.
- Hoveidae, N. y Rafezy, B. (2012) "Overall Buckling Behavior of All-Steel Buckling Restrained Braces" *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa, Portugal.
- 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.
- Imanpour, A., Tremblay, R. y Fahnestock, L. (2016) "Analysis and Design of Two-Tiered Steel Braced Frames Under In-Plane Seismic Load", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001568.
- 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 Desgin Guide 21: Welded Connections-A Prime for Engineers*. American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, 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., Chigaco, 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 Wilwy 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.
- Reitherman, R. (2006) "Earthquakes that Have Initiated the Development of Earthquake Engineering". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 30, No. 3, pp 145-157.
- 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.
- Sabelli, R., Sabol, T. y Easterling, W. (2011) *Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-filled Diaphragms. A Guide for Practicing Engineers*. NEHRP Technical Design Brief No 5. NIST.
- 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 y 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.
- Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N. y Calvi, G. M. (2012) *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- 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 International Workshop pm Connections in Steel Structures*, AISC.
- Torroja.Miret, E. (2000) Razón y ser de los tipos estructurales. CSIC, 403 págs.
- Totter, E., Formisano, A. Crisafulli, F. y Mazzolani, F. (2018). "Seismic Upgrading of RC Structures with Only Beam Connected Steel Plate Shear Walls"

- Ingegneria Sismica-International Journal on Earthquake Engineering.* En revisión.
- 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.
- Uang, C. M. (1991) "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, pp 19-28.
- 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 Elasto-plastic 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 LRFD*, McGraw-Hill.
- Wada, A. y Nakashima, M. (2004) "From infancy to maturity of buckling restrained braces research". Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadá. Paper No. 1732.
- Wakabayashi, M. (1986) *Design of Earthquake Resistant Buildings*, McGraw Hill, New York.
- Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. y Fujimoto, M. (1988) "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Japón, Vol. IV, pp. 719-724.
- 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.



Asociación Latinoamericana del Acero
Benjamín 2944 - 5^{to} piso - Las Condes
Santiago, Chile
Teléfono (56-2) 2233-0545 Fax (56-2) 2233-0768
alacero@alacero.org
www.alacero.org
 @RedAlacero  Alacero