



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTADO DEL ARTE DE ARRIOSTRAMIENTOS EN ESTRUCTURAS DE
ACERO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ALEJANDRO JOSÉ DURÁN VICENCIO

PROFESOR GUÍA:

RICARDO ANTONIO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES
RAMÓN GONZALO MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE
2017

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE: Ingeniero Civil.
POR: Alejandro José Durán Vicencio
FECHA: 23-October-2017
PROFESOR GUÍA: Ricardo Herrera Mardones

"ESTADO DEL ARTE DE ARRIOSTRAMIENTOS EN ESTRUCTURAS DE ACERO"

Al ser Chile un país sísmico, es importante tener claridad sobre los sistemas más útiles al momento de resistir sollicitaciones sísmicas. En este sentido cobran importancia los arriostramientos, y por consiguiente, los marcos arriostrados, que son sistemas muy útiles al momento de resistir cargas laterales, como las que provocan sismos y vientos, y disminuir los desplazamientos laterales que sufre una estructura, lo que es fundamental para evitar el daño a elementos estructurales y no estructurales. Sin embargo, el principal problema de los arriostramientos es que son muy propensos a sufrir pandeo ante cargas de compresión, fenómeno que disminuye su resistencia y genera una respuesta histerética asimétrica del elemento.

El presente documento tiene como objetivo principal el crear una base de datos actualizada sobre los estudios referentes a arriostramientos convencionales a lo largo del mundo. Para esto, se recopilieron diversas publicaciones recientes (desde el 2008 hasta la fecha) con estudios experimentales y análisis numéricos sobre el tema para poder estudiar sus resultados y obtener conclusiones.

Se puso especial énfasis en temas como los tipos de secciones que se utilizan en arriostramientos, los distintos tipos de marcos arriostrados que existen, el pandeo que sufren los elementos y los factores que influyen en dicho fenómeno, entre otros.

Finalmente, se concluyó que el pandeo está influenciado, principalmente, por la razón de esbeltez y la razón ancho-espesor del arriostramiento: al aumentar estos parámetros, mayor es la probabilidad de que se sufra pandeo, aunque hay algunas excepciones al variar ambos parámetros en forma conjunta. Además, a nivel mundial, se usan mucho los perfiles tubulares circulares y rectangulares, aunque los doble T presentan una muy buena alternativa. Por su parte, los marcos arriostrados más utilizados debido a su rigidez son aquellos configurados en X, en V invertida y en V.

Contrastando con las prácticas constructivas de Chile, se extrañan estudios sobre perfiles XL en arriostramientos, y se notó que las publicaciones carecen de ciertas prolijidades al momento de evaluar los tipos de marcos arriostrados, pues no se hace énfasis en los problemas que pueden generar en vigas y columnas algunos tipos de configuraciones.

Agradecimientos

Quisiera agradecer por sobre todo a mis padres. Ellos han sido mi soporte durante toda mi vida, son los que me han criado y enseñado a superar obstáculos sin importar las condiciones a las que me pueda enfrentar. Sin sus esfuerzos y decisiones, en este momento no estaría estudiando ni tendría las oportunidades que tengo. Durante mi vida los he visto hacer todo lo posible por mi bien, y sé que uno de sus sueños es verme titulado. A mi padre que sigue presente en cuerpo a mi lado y a mi madre que sigue en mi corazón dándome la fuerza que necesito, los amo por sobre todas las cosas. Este logro es para ustedes.

También quisiera agradecer especialmente a mi profesor guía, Ricardo Herrera, por su siempre buena disponibilidad para ayudarme con mis dudas respecto a mi trabajo y su gran paciencia. Tuve que recorrer un camino especialmente largo para terminar esta memoria por diversos problemas personales y familiares, y aun así nunca se quejó ni me recriminó. Un gran profesor y mejor persona.

Otro profesor muy importante en la parte final de este trabajo fue Boris Sáez, quien tuvo una disposición increíble para aconsejarme en temas personales y de contenido sobre mi trabajo. Siempre comprensivo y solidario con sus conocimientos, se dio el tiempo para enseñarme sobre ciertos temas de las prácticas chilenas en estructuras de acero, lo que resultó primordial para mi trabajo. La suerte me acompañó al poder conocer a esta excelente persona en la parte final de mi carrera.

Por último, agradecer a los amigos y familiares que han estado siempre cerca de mí y han formado parte de mi vida. Indirectamente, este tipo de logros también es gracias a ellos.

Tabla de Contenido

Agradecimientos	ii
Índice de Tablas.....	vi
Índice de Figuras	vii
Simbología	xii
1 CAPÍTULO I. Introducción	1
1.1 Introducción/Motivación	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Organización del documento	2
2 CAPÍTULO II. Marco Teórico	3
2.1 Arriostramientos	3
2.2 Marcos arriostrados concéntricamente	5
2.3 Configuraciones de arriostramientos	6
2.4 Secciones de arriostramientos	9
2.5 Desplazamientos laterales	10
2.5.1 Deriva de piso	10
2.5.2 Índice de Daño Global	10
2.6 Energía Histerética	11
2.7 Pandeo	12
2.7.1 Pandeo global	13
2.7.2 Pandeo local	14
2.7.3 Pandeo en CBFs en X	16
2.8 Factores de desempeño	18
2.8.1 Factor de sobrerresistencia	20
2.8.2 Factor de amplificación de los desplazamientos	20
2.8.3 Factor de modificación de la respuesta	20
2.9 Normativa chilena	21
2.9.1 NCh2369 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales	21
2.9.2 NCh433 Diseño sísmico de edificios	22
3 CAPÍTULO III. Revisión de Antecedentes	24
3.1 Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular cuadrada, razón de esbeltez y pandeo	24
3.1.1 Metodología	24

3.1.2	Modelo.....	24
3.1.3	Resultados	25
3.2	Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular circular, razón de esbeltez y razón ancho-espesor	28
3.2.1	Metodología.....	28
3.2.2	Modelo.....	28
3.2.3	Resultados	29
3.3	Análisis numérico, estructuras con CBFs en V invertida, Energía Histerética y deriva de piso	33
3.3.1	Metodología.....	34
3.3.2	Modelo.....	35
3.3.3	Resultados	37
3.4	Estudio experimental, arriostramientos aislados, secciones tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T, y deriva de piso.....	39
3.4.1	Metodología.....	39
3.4.2	Modelo.....	42
3.4.3	Resultados	43
3.5	Estudio experimental y análisis numérico, arriostramientos aislados, secciones tubulares circulares y doble T, y pandeo.....	45
3.5.1	Metodología.....	45
3.5.2	Modelo.....	48
3.5.3	Resultados	48
3.6	Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en Z, factor de sobrerresistencia y desplazamientos laterales	55
3.6.1	Metodología.....	55
3.6.2	Modelo.....	55
3.6.3	Resultados	58
3.7	Estudio experimental y análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en K.....	66
3.7.1	Metodología.....	66
3.7.2	Modelo.....	67
3.7.3	Resultados	68
3.8	Análisis numérico, CBFs en X y en D, Energía Histerética y desplazamientos laterales	74
3.8.1	Metodología.....	74

3.8.2	Modelo.....	74
3.8.3	Resultados	75
3.9	Estudio experimental, CBF en X, deriva de piso y pandeo	80
3.9.1	Metodología.....	80
3.9.2	Modelo.....	83
3.9.3	Resultados	84
3.10	Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida y en V, y Factores de desempeño	90
3.10.1	Metodología.....	90
3.10.2	Modelo.....	90
3.10.3	Resultados	92
4	CAPÍTULO IV. Análisis de Información Recopilada.....	97
4.1	Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular cuadrada, razón de esbeltez y pandeo.....	97
4.2	Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular circular, razón de esbeltez y razón ancho-espesor	100
4.3	Análisis numérico, estructuras con CBFs en V invertida, Energía Histerética y deriva de piso	102
4.4	Estudio experimental, arriostramientos aislados, secciones tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T, y deriva de piso.....	103
4.5	Estudio experimental y análisis numérico, arriostramientos aislados, secciones tubulares circulares y doble T, y pandeo.....	104
4.6	Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en Z, factor de sobrerresistencia y desplazamientos laterales	106
4.7	Estudio experimental y análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en K	109
4.8	Análisis numérico, CBFs en X y en D, Energía Histerética y desplazamientos laterales	110
4.9	Estudio experimental, CBF en X, deriva de piso y pandeo	113
4.10	Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida y en V, y Factores de desempeño	114
4.11	Resumen de resultados	116
5	CAPÍTULO V. Conclusiones	118
	Bibliografía.....	122

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Valores teóricos de K según condiciones de apoyo en columnas.	14
Tabla 2.2: Expresiones de razón ancho-espesor de secciones más utilizadas en arriostramientos (Fuente: AISC 316-10).....	15
Tabla 3.1: Propiedades de los arriostramientos estudiados (Fuente: Tremblay, 2008).....	25
Tabla 3.2: Detalles de las secciones de los arriostramientos (Fuente: Kumar, 2015).....	29
Tabla 3.3: Características de los registros de aceleraciones utilizados (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).....	34
Tabla 3.4: Secciones utilizadas en los elementos de la estructura de 3 pisos (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).....	35
Tabla 3.5: Propiedades de los arriostramientos estudiados (Fuente: Takeuchi, 2015).....	48
Tabla 3.6: Resultados de cada prueba (Fuente: Takeuchi, 2015).....	51
Tabla 3.7: Deformación axial unitaria hasta la fractura de los arriostramientos estudiados (valores en %) (Fuente: Takeuchi, 2015).....	52
Tabla 3.8: Periodo fundamental de vibración de todas las estructuras estudiadas mediante análisis modal (Fuente: Nassani, 2017).....	59
Tabla 3.9: Propiedades de los elementos de la estructura estudiada (Fuente: Turker, 2011).....	68
Tabla 3.10: Resultados experimentales y numéricos de frecuencias de los primeros seis modos de cada estructura estudiada (Fuente: Turker, 2011).....	73
Tabla 3.11: Propiedades principales de los CBFs modelados (Fuente: Lotfollahi, 2016).....	75
Tabla 3.12: Características geométricas de los arriostramientos estudiados (Fuente: Metelli, 2012).....	83
Tabla 3.13: Resultados de las pruebas (Fuente: Metelli, 2012).....	89
Tabla 3.14: Propiedades seccionales de estructuras de 7 pisos con CBFs en V invertida y simplemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).....	92
Tabla 3.15: Factores de desempeño obtenidos a través de análisis estáticos no lineales para las estructuras con CBFs en V invertida (Fuente: Mahmoudi, 2010 y Mahmoudi, 2013).....	94
Tabla 3.16: Factores de desempeño obtenidos a través de análisis estáticos no lineales para las estructuras con CBFs en V (Fuente: Mahmoudi, 2010 y Mahmoudi, 2013).....	95
Tabla 3.17: Factores de desempeño obtenidos a través de análisis estáticos no lineales para las estructuras con CBFs en X (Fuente: Mahmoudi, 2010 y Mahmoudi, 2013).....	95
Tabla 4.1: Estudios experimentales de arriostramientos aislados.....	116
Tabla 4.2: Análisis numéricos de arriostramientos aislados.....	117
Tabla 4.3: Estudios experimentales de arriostramientos en marco.....	117
Tabla 4.4: Análisis numéricos de arriostramientos en marco.....	117

Índice de Figuras

Figura 2.1: Gráfico típico de Tensión axial-Deformación axial unitaria de un arriostramiento sometido a cargas cíclicas, lo que representa su comportamiento histerético (Fuente: Mahmoudi, 2010).	3
Figura 2.2: Comportamiento histerético típico de un arriostramiento: (a) Deformada de un arriostramiento cargado axialmente con fuerza de compresión; (b) Fuerza axial-Deformación axial de un arriostramiento sometido a cargas cíclicas; (c) Efecto del incremento del momento de segundo orden sobre la capacidad de carga axial de un arriostramiento (Fuente: Nassani, 2017).	5
Figura 2.3: Esquemas ilustrativos de distintos tipos de CBFs: (a) CBF en X; (b) CBF en V invertida; (c) CBF en V; (d) CBF en D; (e) CBF en Z; (f) CBF en K.	8
Figura 2.4: Esquemas de secciones más utilizadas en arriostramientos y sus principales características geométricas: (a) Tubular rectangular; (b) Tubular circular; (c) Doble T (Fuente: Instituto Chileno del Acero, 2001).	9
Figura 2.5: Esquema de una estructura con las variables necesarias para definir la deriva de piso y el Índice de Daño Global (Fuente: Crisafulli, 2014).	11
Figura 2.6: Esquema de pandeo global en arriostramientos: (a) Arriostramiento dispuesto en CBFs en V invertida, V, D, entre otros; (b) Arriostramiento dispuesto en CBFs en X (Fuente: Tremblay, 2008).	14
Figura 2.7: Pandeo dentro del plano de arriostramientos en CBFs en X debido a la rotación ϕ_1 del nodo de intersección: (a) Extremos empotrados; (b) Extremos simplemente apoyados (Fuente: Metelli, 2012).	17
Figura 2.8: Formas de pandeo fuera del plano de arriostramientos en CBFs en X (Fuente: Metelli, 2012).	18
Figura 2.9: Gráfico de Corte basal-Desplazamiento de techo típico de una estructura sometida a análisis estático no lineal, con las variables necesarias para calcular sus factores de comportamiento (Fuente: Mahmoudi, 2010).	19
Figura 3.1: Gráficos de distintas variables en función de la razón de esbeltez y L/r : (a) Deformación transversal en $u=-0,01L$; (b) Máxima deformación unitaria de compresión en $u=-0,01L$; (c) Profundidad del eje neutro de la fibra interna en $u=-0,01L$ (Nota: En estos gráficos, las deformaciones de compresión son positivas) (Fuente: Tremblay, 2008).	26
Figura 3.2: Gráficos de diversas variables obtenidos para los cuatro arriostramientos estudiados: (a) Deformación transversal-Deformación axial inducida; (b) Deformación transversal-Posición en la longitud del elemento, cuando $u=-0,01L$; (c) Carga axial-Deformación axial inducida; (d) Deformación axial unitaria máxima-Deformación axial inducida; (e) Perfil de Deformaciones axiales unitarias en el 10% central de la longitud del elemento cuando $u=-0,01L$ (Fuente: Tremblay, 2008).	27
Figura 3.3: Gráficos Carga axial-Deformación axial para distintos valores de razón de esbeltez, variando la razón ancho-espesor (Fuente: Kumar, 2015).	31
Figura 3.4: Gráficos Energía acumulada-Deformación unitaria axial para distintos valores de razón de esbeltez, variando la razón ancho-espesor (Fuente: Kumar, 2015).	32
Figura 3.5: Gráficos Energía acumulada-Deformación unitaria axial para distintos valores de razón ancho-espesor, variando la razón de esbeltez (Fuente: Kumar, 2015).	33
Figura 3.6: Gráficos tridimensionales de Ductilidad-Razón ancho-espesor y Razón de esbeltez: (a) Ciclos de compresión; (b) Ciclos de tracción (Fuente: Kumar, 2015).	33
Figura 3.7: Vista en planta de cada piso de las estructuras (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).	36

Figura 3.8: Vista en elevación de las estructuras tomando un eje externo cualquiera como ejemplo (todos sus ejes externos son idénticos): (a) 3 pisos; (b) 6 pisos; (c) 12 pisos (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).	36
Figura 3.9: Gráficos de Deriva de piso máxima de estructura de 3 pisos sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) En dirección X; (b) En dirección Y (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).	37
Figura 3.10: Gráficos de Deriva de piso máxima de estructura de 6 pisos sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) En dirección X; (b) En dirección Y (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).	38
Figura 3.11: Gráficos de Deriva de piso máxima de estructura de 12 pisos sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) En dirección X; (b) En dirección Y (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).	38
Figura 3.12: Distribución porcentual de la Energía Histerética a lo largo de los pisos de las estructuras sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) 3 pisos; (b) 6 pisos; (c) 12 pisos (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).....	39
Figura 3.13: Ilustración de parámetros L_{c-c} , L_H y θ : (a) Estructura con CBFs en D; (b) Detalle de CBF en D con placas gusset trapezoidales (L_{c-c} : Longitud comprendida entre los puntos de trabajo extremos del arriostramiento; L_H : Longitud comprendida entre las rótulas de los extremos del arriostramiento; θ : Ángulo de inclinación del arriostramiento) (Fuente: Haddad, 2008).	41
Figura 3.14: Esquema de la máquina de carga utilizada en los ensayos experimentales (dimensiones en mm) (Fuente: Haddad, 2008).	41
Figura 3.15: Protocolo de pruebas (Fuente: Haddad, 2008).	42
Figura 3.16: Selección de arriostramientos estudiados junto a posibles diseños: (a) Capacidad-Peso unitario; (b) Razón de esbeltez-Razón ancho-espesor (Fuente: Haddad, 2008).	43
Figura 3.17: Fotos del comportamiento observado en algunos de los arriostramientos estudiados: (a) Pandeo global; (b) Rotación inelástica en la placa gusset asociada con el pandeo; (c) Pandeo local de arriostramiento con perfil tubular rectangular; (d) Pandeo local de arriostramiento con perfil tubular circular; (e) Pandeo local de arriostramiento con perfil doble T (Fuente: Haddad, 2008).	44
Figura 3.18: Gráficos de Fuerza axial-Deriva de piso y Deformación axial para seis de los arriostramientos estudiados (Fuente: Haddad, 2008).	45
Figura 3.19: Esquema de la configuración de las pruebas (Fuente: Takeuchi, 2015).	47
Figura 3.20: Protocolo de cargas: (a) Amplitud cíclica incrementada gradualmente; (b) Amplitud cíclica disminuida gradualmente; (c) Amplitud cíclica incrementada excéntrica; (d) Amplitud cíclica aleatoria (Fuente: Takeuchi, 2015).	47
Figura 3.21: Esquema de longitudes de cada arriostramiento, siendo L_0 la longitud entre sus puntos de trabajo y L_B la distancia entre las rótulas plásticas que se generan en sus placas gusset (Fuente: Takeuchi, 2015).	48
Figura 3.22: Gráficos de Tensión axial-Deformación axial unitaria obtenidos experimentalmente para el arriostramiento con sección tubular circular en las distintas fases del protocolo de cargas: (a) Incremento gradual; (b) Disminución gradual; (c) Incremento excéntrico; (d) Aleatorio (Fuente: Takeuchi, 2015).	50
Figura 3.23: Gráficos de Tensión axial-Deformación axial unitaria obtenidos experimentalmente para el arriostramiento con sección doble T en las distintas fases del protocolo de cargas: (a) Incremento gradual; (b) Disminución gradual; (c) Incremento excéntrico; (d) Aleatorio (Fuente: Takeuchi, 2015).	51

Figura 3.24: Fotos de fractura y pandeo local de los arriostramientos estudiados experimentalmente: (a) Pandeo local del arriostramiento con sección tubular circular; (b) Fractura del arriostramiento con sección tubular circular; (c) Pandeo local del arriostramiento con sección doble T; (d) Fractura del ala del arriostramiento con sección doble T (Fuente: Takeuchi, 2015). ...	52
Figura 3.25: Comparación de gráficos Fuerza axial-Deformación unitaria obtenidos experimental y numéricamente: (a) Incremento gradual de amplitud de deformación axial unitaria en perfil tubular circular; (b) Incremento excéntrico de amplitud de deformación axial unitaria en perfil doble T (Fuente: Takeuchi, 2015).	53
Figura 3.26: Comparación de gráficos Deformación axial unitaria (en la zona de pandeo local)-Ciclo de carga obtenidos experimental y numéricamente: (a) Incremento gradual de amplitud de deformación axial unitaria en perfil tubular circular; (b) Incremento excéntrico de amplitud de deformación axial unitaria en perfil doble T (Fuente: Takeuchi, 2015).....	53
Figura 3.27: Deformación axial unitaria y Deformación transversal en zonas de pandeo local obtenidas mediante análisis numérico en todas las fases del protocolo de cargas y para ambos arriostramientos estudiados: (a) Incremento gradual en perfil tubular circular; (b) Disminución gradual en perfil tubular circular; (c) Incremento excéntrico en perfil tubular circular; (d) Variación aleatoria en perfil tubular circular; (e) Incremento gradual en perfil doble T; (f) Disminución gradual en perfil doble T; (g) Incremento excéntrico en perfil doble T; (h) Variación aleatoria en perfil doble T (l_p : Longitud de pandeo local) (Fuente: Takeuchi, 2015).....	54
Figura 3.28: Vista en planta para todos los pisos de las estructuras (Fuente: Nassani, 2017).	56
Figura 3.29: Vista en elevación de estructuras de 4 pisos con CBFs en X, V invertida, Z y V (Fuente: Nassani, 2017).	56
Figura 3.30: Vista en elevación de estructuras de 4, 8, 12 y 16 pisos con MRFs (Fuente: Nassani, 2017).	57
Figura 3.31: Gráficos Corte basal-Desplazamiento de techo producto de análisis estáticos no lineales para todas las estructuras estudiadas: (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos; (d) 16 pisos (Fuente: Nassani, 2017).	60
Figura 3.32: Variación de Corte Basal en todas las estructuras estudiadas mediante análisis estático no lineales (Fuente: Nassani, 2017).....	61
Figura 3.33: Variación del Factor de Sobrerresistencia en todas las estructuras estudiadas mediante análisis estático no lineales (Fuente: Nassani, 2017).	61
Figura 3.34: Formación de rótulas plásticas en estructuras de 8 pisos para todos los tipos de marcos estudiados (Fuente: Nassani, 2017).	62
Figura 3.35: Índice de Daño Global en todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro (Fuente: Nassani, 2017).	63
Figura 3.36: Desplazamiento laterales máximos sufrido en cada piso de todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro (Fuente: Nassani, 2017).	63
Figura 3.37: Derivas de piso máximas sufridas en cada piso de todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro (Fuente: Nassani, 2017).	64
Figura 3.38: Desplazamiento de techo en todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro: (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos; (d) 16 pisos (Fuente: Nassani, 2017).	65
Figura 3.39: Inducción de vibraciones mediante un martillo de impacto (Fuente: Turker, 2011). .	67

Figura 3.40: Foto real de la estructura estudiada y esquema de sus dimensiones (Fuente: Turker, 2011).	67
Figura 3.41: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con MRFs, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).	68
Figura 3.42: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en X, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).	69
Figura 3.43: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V invertida, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).	69
Figura 3.44: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).	70
Figura 3.45: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en K, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).	70
Figura 3.46: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con MRFs, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).	71
Figura 3.47: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en X, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).	71
Figura 3.48: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V invertida, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).	72
Figura 3.49: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).	72
Figura 3.50: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en K, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).	73
Figura 3.51: Gráficos de Carga lateral-Desplazamiento lateral de los CBFs estudiados; (a) Carga monotónica en CBFs en D, (b) Carga monotónica en CBFs en X, (c) Carga cíclica en un CBF en D, (c) Carga cíclica en un CBF en X (Fuente: Lotfollahi, 2016).	77
Figura 3.52: Ductilidades calculadas para diversos mecanismos de fluencia y modos de falla; (a) CBFs en D, (b) CBFs en X (Y.Ms: fluencia de mecanismos; F.Ms: modos de falla) (Fuente: Lotfollahi, 2016).	77
Figura 3.53: Porcentaje de aumento en resistencia post pandeo y en desplazamiento de pandeo para CBFs en D y en X tras aumentar el espesor de placas gusset (G.P: placas gusset; PCT: porcentaje) (Fuente: Lotfollahi, 2016).	78
Figura 3.54: Aumento porcentual de deformación unitaria plástica equivalente en CBFs en X con respecto a CBFs en D considerando distintos tipos de placas gusset en tres zonas de los CBFs (G.P: placa gusset; Eq. Pl. Strain: deformación unitaria plástica equivalente; PCT: porcentaje; Var: variación) (Fuente: Lotfollahi, 2016).	78
Figura 3.55: Porcentaje de corte de piso compartido entre los sub-sistemas gusset-arriostramientos y marcos a momento en función de la deriva de piso; (a) CBFs en D, (b) CBFs en X (PCT: porcentaje; FR: marco; SYS: sistema) (Fuente: Lotfollahi, 2016).	79
Figura 3.56: Porcentaje de Energía Histerética y su distribución en los elementos de todos los CBFs estudiados y en distintos niveles de desempeño de estos (EDR: razón de energía de disipación) (Fuente: Lotfollahi, 2016).	80
Figura 3.57: Esquemas de la configuración experimental: (a) Marco y sus componentes; (b) Detalle de las articulaciones (Fuente: Metelli, 2012).	82
Figura 3.58: Fuerzas en los elementos del marco y deformaciones de los arriostramientos (Fuente: Metelli, 2012).	82

Figura 3.59: Esquema de las características geométricas de los arriostramientos (Fuente: Metelli, 2012).	84
Figura 3.60: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostramiento horizontal durante el primer y segundo ciclo de carga (Fuente: Metelli, 2012).	85
Figura 3.61: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostramiento vertical durante el primer y segundo ciclo de carga (Fuente: Metelli, 2012).	86
Figura 3.62: Espécimen 2: Fotos experimentales: (a) Pandeo del arriostramiento horizontal en el primer ciclo de carga; (b) Fractura del arriostramiento vertical en el ciclo de carga número 18 (Fuente: Metelli, 2012).	86
Figura 3.63: Espécimen 2: Fotos experimentales de deformación de arriostramientos durante el primer y segundo ciclo de carga en los puntos F_i indicados en las Figuras 3.60 y 3.61 (Fuente: Metelli, 2012).	87
Figura 3.64: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostramiento vertical hasta su fractura (Fuente: Metelli, 2012).	88
Figura 3.65: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostramiento horizontal hasta su fractura (Fuente: Metelli, 2012).	88
Figura 3.66: Gráficos de Corte de piso-Deriva de piso de los arriostramientos durante los ciclos de tracción: (a) Espécimen 1; (b) Espécimen 2 (Fuente: Metelli, 2012).	89
Figura 3.67: Esquema de las variables pertinentes para obtener el corte de piso y la deriva de piso del marco estudiado (Fuente: Metelli, 2012).	90
Figura 3.68: Vista en planta de las estructuras según la cantidad de marcos arriostrados por piso: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2013).	91
Figura 3.69: Vista en elevación de las estructuras según la cantidad de marcos arriostrados por piso: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).	92
Figura 3.70: Gráficos de Corte basal-Desplazamiento de techo obtenidos mediante análisis estáticos no lineales para estructuras con CBFs en V invertida: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).	93
Figura 3.71: Gráficos de Corte basal-Desplazamiento de techo obtenidos mediante análisis estáticos no lineales para estructuras con CBFs en V: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).	94
Figura 3.72: Gráficos de Corte basal-Desplazamiento de techo obtenidos mediante análisis estáticos no lineales para estructuras con CBFs en X: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).	94
Figura 3.73: Gráfico de Factor de amplificación de los desplazamientos-Número de pisos para todas las estructuras estudiadas mediante análisis estáticos no lineales (Fuente: Mahmoudi, 2013).	95
Figura 3.74: Factores de modificación de la respuesta obtenidos para todos los tipos de estructuras estudiadas: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).	96

Simbología

A continuación se presenta la simbología utilizada, en general, a lo largo del presente documento.

E: Módulo de elasticidad del acero
F_y: Tensión de fluencia del acero
F_u: Tensión última del acero
T: Periodo de una estructura
f: Frecuencia de una estructura
L: Longitud de un elemento
P: Carga axial
σ: Tensión axial
M: Momento
Δ: Deformación transversal
u: Deformación axial
δ: Deformación transversal, o deformación axial
ε: Deformación axial unitaria
γ: Rotación plástica equivalente
x: Posición a lo largo de la longitud de un elemento
B: Ancho de una sección tubular rectangular
b_o: Ancho efectivo de las alas de una sección tubular rectangular
D: Altura de una sección tubular rectangular, o diámetro externo de una sección tubular circular
h_o: Altura efectiva de las almas de una sección tubular rectangular
t: Espesor de la pared de una sección tubular
b_f: Ancho de las alas de una sección doble T
t_f: Espesor de las alas de una sección doble T
h: Altura del alma de una sección doble T
t_w: Espesor del alma de una sección doble T
A: Área transversal de una sección
I: Momento de inercia de una sección
r: Radio de giro de una sección
K: Factor de esbeltez efectiva
L_o: Longitud efectiva de un elemento
λ: Razón de esbeltez
P_{cr}: Carga crítica Euler o de pandeo
σ_{cr}: Tensión crítica de Euler o de pandeo
E_h: Energía Histerética
Δ_i: Desplazamiento relativo del piso i de una estructura
h_i: Altura del piso i de una estructura
Drift_i: Deriva de piso del piso i de una estructura
Δ_T: Desplazamiento de techo total de una estructura
h_T: Altura total de una estructura
GDI: Índice de Daño Global de una estructura
V: Corte basal
V_d: Corte basal de diseño

V_u : Corte basal en el estado último

Δ_y : Desplazamiento de una estructura en su fluencia

Δ_{max} : Desplazamiento máximo de una estructura hasta su estado último

μ : Ductilidad

R_μ : Factor de reducción debido a la ductilidad

Ω : Factor de sobrerresistencia

C_d : Factor de amplificación de los desplazamientos

R : Factor de modificación de la respuesta

P_{max} : Fuerza axial máxima que resiste un elemento

C'_u : Resistencia post pandeo de un elemento

1 CAPÍTULO I. Introducción

1.1 Introducción/Motivación

Debido a la alta sismicidad presente en Chile, es de crucial importancia que las estructuras del país estén diseñadas para ser resistentes a dichos eventos naturales. Entre éstas se encuentran las estructuras de acero, que en Chile ocupan la mayor parte de las estructuras industriales y de la gran minería, y en un porcentaje mucho menor, las habitacionales y de oficina. Dado esto, es lógico centrar el análisis de estructuras de acero en las que forman parte de la industria, cuyo propósito es resguardar equipos y elementos necesarios para llevar a cabo procesos, por lo que su diseño debe tener como objetivo que el daño sufrido ante cualquier tipo de solicitación no detenga los procesos que se llevan a cabo al interior de éstas, tal como lo especifica la NCh2369.Of2003 (Instituto Nacional de Normalización, 2003).

En virtud de lo anterior cobra especial importancia el uso de los arriostramientos. Estos elementos son primordiales al momento de disminuir los desplazamientos laterales de estructuras de acero, por lo que su funcionamiento es vital para que estas tengan una correcta respuesta sísmica. Sin embargo, en el terremoto de 2010, aunque las estructuras metálicas no sufrieron grandes daños, los elementos más afectados fueron justamente los arriostramientos (Montecinos et al, 2012).

Debido a que los arriostramientos están expuestos exclusivamente a cargas axiales, son susceptibles a sufrir pandeo al someterse a esfuerzos de compresión de gran magnitud, lo que conlleva que su respuesta sea distinta ante tracción y compresión. Este fenómeno produce un comportamiento asimétrico en el ciclo de histéresis de dichos elementos, por lo cual se pierde capacidad de disipación de energía.

Dado el complejo comportamiento que presentan los arriostramientos, se pretende realizar una revisión bibliográfica en la que se recopilen resultados y conclusiones de diversos estudios, tanto experimentales como numéricos, referentes a arriostramientos en su estado más puro posible, es decir, sin ningún tipo de elementos extras en su diseño.

1.2 Objetivos

El trabajo tiene como objetivo general el recopilar información de estudios experimentales y numéricos referentes a arriostramientos para confeccionar un documento donde se resuma el estado del arte de estos elementos hasta la fecha.

Específicamente, se busca lograr lo siguiente:

- Crear una base de datos actualizada de la investigación sobre arriostramientos en estructuras de acero.
- Identificar áreas de investigación deficitarias.
- Analizar la brecha entre investigación y las actuales disposiciones de diseño.

1.3 Organización del documento

CAPÍTULO I. *Introducción*

CAPÍTULO II. *Marco Teórico*

Se presentan los fundamentos teóricos principales para comprender los análisis de resultados mostrados con posterioridad. Para ello, se definen conceptos y se ahonda, dentro de lo pertinente para el alcance del trabajo, en los siguientes temas: Arriostramientos, Marcos arriostrados concéntricamente, Configuraciones de arriostramientos, Secciones de arriostramientos, Deformaciones laterales, Energía Histerética, Pandeo, Factores de comportamiento y Normativa chilena.

CAPÍTULO III. *Revisión de Antecedentes*

Se resumen los antecedentes recopilados de las diversas publicaciones estudiadas. Se ordenan presentando en el título los principales temas a tratar y se expone toda la información pertinente de ésta, como la metodología utilizada en el estudio, el modelo realizado y los resultados obtenidos. Al comienzo de cada resumen se expondrá la referencia de la publicación en cuestión para que el lector pueda obtenerla en la Bibliografía del documento.

CAPÍTULO IV. *Análisis de Información Recopilada*

Se presentan los análisis de los resultados mostrados en el capítulo anterior, ordenándose de la misma forma. Se referencian las Tablas y/o Figuras a analizar, presentando así de forma independiente las conclusiones de cada publicación. Estas conclusiones son un complemento entre análisis propios del autor de este documento y las expuestas en la publicación en cuestión. Por último, se presentará un resumen de los tipos de resultados analizados.

CAPÍTULO V. *Conclusiones*

Se presentan las conclusiones globales respecto al trabajo realizado, haciendo hincapié en los aspectos más importantes estudiados en los capítulos anteriores, así como áreas de investigación deficitarias y recomendaciones acordes a los análisis realizados.

2 CAPÍTULO II. Marco Teórico

2.1 Arriostramientos

Los arriostramientos (o riostras¹) son elementos de acero dispuestos en forma diagonal dentro de marcos para resistir cargas laterales principalmente. Estos poseen la particularidad de que sólo trabajan ante cargas axiales, es decir, tracción y compresión. Básicamente, su comportamiento límite lleva a que fluyan y desarrollen deformaciones inelásticas ante esfuerzos de tracción y se pandeen ante compresión, provocando una respuesta histerética axial asimétrica (ver Figura 2.1).

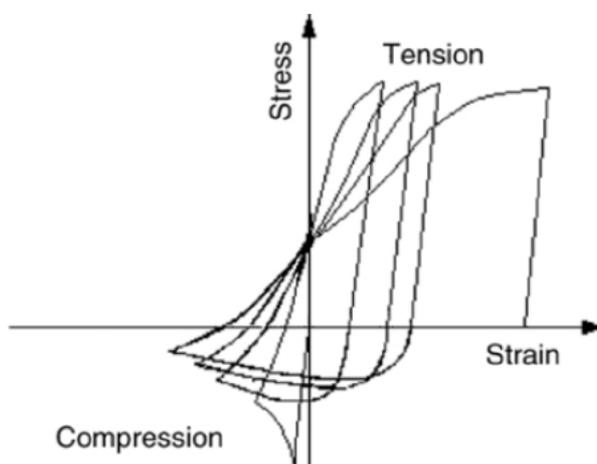


Figura 2.1: Gráfico típico de Tensión axial-Deformación axial unitaria de un arriostramiento sometido a cargas cíclicas, lo que representa su comportamiento histerético (Fuente: Mahmoudi, 2010).

A grandes rasgos, el fenómeno de pandeo es especialmente preocupante pues tiende a acelerar la fractura del elemento y disminuir su capacidad de disipar energía, por lo que las investigaciones en los últimos años han estado principalmente dirigidas a mejorar su comportamiento ante compresión, buscando que lleguen a tener una respuesta histerética lo más simétrica posible.

En la Figura 2.2.b se presenta un gráfico ilustrativo de cómo suele comportarse un arriostramiento en sus distintas fases ante cargas cíclicas, o lo que es lo mismo, su comportamiento histerético. Estos gráficos se caracterizan por presentar fuerza axial en función de deformación axial, o sus derivados (por ejemplo, se pueden presentar también como tensión axial en función de deformación axial unitaria, como ocurre en la Figura 2.1).

¹ En el diccionario de la Real Academia de la Lengua Española (RAE) la palabra “arriostramiento” no existe, pero sí la palabra “riostra”. Sin embargo, en varios lugares es aceptada la palabra arriostramiento, de hecho, en las normativas chilenas se utiliza dicha palabra, por lo que en el presente documento también se hará uso de ella. Es importante recalcar este hecho dado que en varios países de habla hispana (como España) la palabra arriostramiento es desconocida. Por otro lado, cabe destacar que en inglés estos elementos son llamados “braces”.

Cabe destacar además que en el presente documento se aplicará la siguiente convención (a menos que se indique expresamente lo contrario en su momento): se denotarán las fuerzas y deformaciones de compresión con signo negativo, y las de tracción, con signo positivo. En la Figura 2.2.b, primero se tiene el punto 0 donde el elemento está en reposo. Luego, éste es sometido a una carga de compresión e incursiona en su rango elástico de fuerza-deformación a lo largo del segmento 0-1. Como resultado de las imperfecciones iniciales del arriostamiento, se provoca un efecto de segundo orden debido a la carga axial ya descrita, lo que se traduce en una deformación transversal como se aprecia en la Figura 2.2.a. Por lo mismo, el elemento se ve sometido a un momento de segundo orden a lo largo de su longitud además de la carga axial que soporta. El valor máximo de este momento se da en la mitad del arriostamiento, siendo $M_{\max}=P\Delta$ (donde P y Δ denotan la fuerza axial aplicada y la deformación transversal máxima, respectivamente). Cuando la deformación transversal del elemento es crítica, el momento de segundo orden se iguala a su capacidad de momento plástico ante la fuerza axial aplicada, formándose una rótula plástica en la mitad del arriostamiento. En ese momento, se alcanza la carga de pandeo (punto 1). Al incrementar la deformación axial, se produce también una mayor deformación transversal como resultado de la rotación de la rótula plástica formada en la mitad del elemento, lugar donde también aumenta el momento de segundo orden. Todo esto provoca una reducción de la capacidad de carga axial del elemento representada por el segmento 1-2 debido al efecto de la interacción momento-fuerza axial que se ilustra en la Figura 2.2.c. En esta última se observa que si se incrementa el momento desde M_1 a M_2 la capacidad de carga axial disminuye desde P_1 a P_2 . Continuando con la respuesta histerética, la fuerza de compresión disminuye para pasar a aplicar fuerza de tracción. En esta descarga se pasa del punto 2 al 3, donde la carga axial es nula. Se observa que en ese momento el arriostamiento mantiene una deformación transversal y deformaciones axiales permanentes (también llamadas residuales). Cuando se aplica la carga de tracción, el elemento presenta, inicialmente, un comportamiento fuerza-deformación lineal, representado por el segmento 3-4. En el punto 4 vuelve a suceder que el momento de segundo orden se iguala a la capacidad de momento plástico ante la carga axial aplicada. Así, se produce por segunda vez una rótula plástica en la mitad del arriostamiento. Sin embargo, durante el segmento 4-5, la rotación de la rótula plástica actúa en la dirección inversa a aquella en la que rotó durante el segmento 1-2, lo que disminuye la magnitud de la deformación transversal del arriostamiento hasta que se alcanza su fluencia en tracción en el punto 5. Luego, el elemento sigue sufriendo fuerza de tracción e incursiona en su rango inelástico de fuerza-deformación durante el segmento 5-6. El punto 6 marca el momento en que se deja de aplicar la carga de tracción y se empieza a descargar el elemento hasta volver a tener una carga axial nula, donde el elemento evidencia deformaciones axiales permanentes, terminando así un primer ciclo de carga. Posteriormente, se puede volver a aplicar fuerza de compresión, comenzando así un nuevo ciclo de carga, sometiéndose al elemento a lo que se conoce como cargas cíclicas.

Conceptos como pandeo, rótula plástica, deformación transversal, entre otros mencionados durante la explicación recién presentada de la respuesta histerética de un arriostamiento se precisan en el Capítulo 2.7 “Pandeo”.

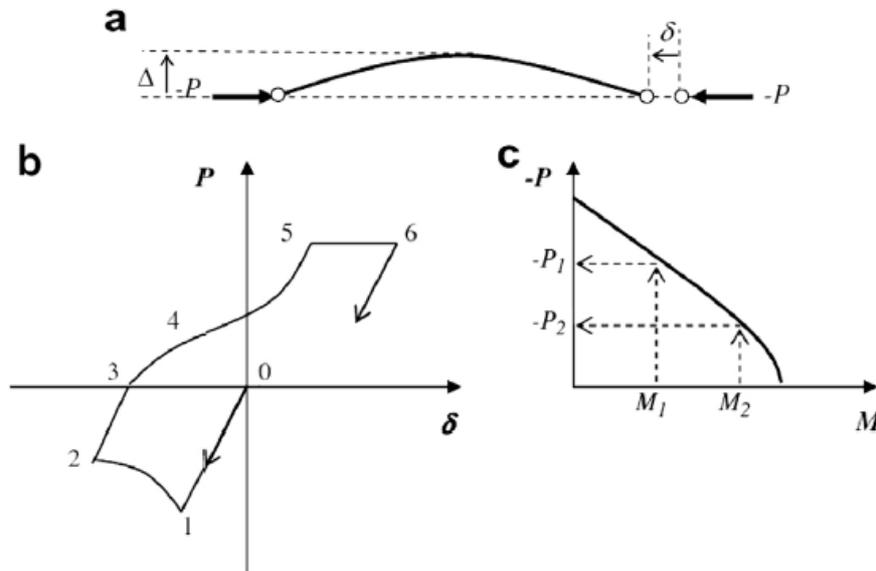


Figura 2.2: Comportamiento histerético típico de un arriostramiento: (a) Deformada de un arriostramiento cargado axialmente con fuerza de compresión; (b) Fuerza axial-Deformación axial de un arriostramiento sometido a cargas cíclicas; (c) Efecto del incremento del momento de segundo orden sobre la capacidad de carga axial de un arriostramiento (Fuente: Nassani, 2017).

2.2 Marcos arriostrados concéntricamente

Los arriostramientos se posicionan dentro de marcos de acero para funcionar, es decir, un sistema formado por dos columnas conectadas por una viga en sus extremos superiores. A estos marcos que incluyen arriostramientos se les conocen como marcos arriostrados, distinguiéndose, principalmente, dos tipos: marcos arriostrados concéntricamente (CBF, por las siglas en inglés de Centrally Braced Frames) y marcos arriostrados excéntricamente (EBF, por las siglas en inglés de Eccentrically Braced Frames). Los primeros se caracterizan porque los arriostramientos dispuestos dentro del marco se juntan en algún punto (cuando son dos o más, pues también hay CBFs que contienen un solo arriostramiento que va de una esquina a la esquina opuesta del marco), ya sea en sus extremos o en su mitad, y los segundos poseen arriostramientos cuyos ejes no se intersectan sobre el eje de la viga y/o columna, quedando una distancia entre sus extremos a la que se llama excentricidad. El presente documento se centra en el estudio de los CBFs, dejando a un lado todas las publicaciones referentes a EBFs.

Por otro lado, los marcos que no contienen arriostramientos en su interior son denominados marcos resistentes a momento (MRF, por las siglas en inglés de Moment Resisting Frames). Estos se caracterizan por presentar una buena ductilidad debido a la fluencia de sus elementos, pero son flexibles, por lo que su diseño queda controlado por los requisitos de rigidez que se exigen en diseño sísmico.

Los CBFs son un sistema económico que otorga resistencia ante cargas laterales a las estructuras que los poseen, siendo los más comúnmente utilizados para cumplir con esta labor.

Estos ofrecen un buen comportamiento sísmico debido a que proveen, principalmente, rigidez lateral. Su respuesta depende principalmente del comportamiento asimétrico axial de sus arriostramientos. Cabe destacar que los CBFs que poseen dos arriostramientos siempre tendrán uno trabajando ante compresión y otro ante tracción dependiendo del sentido de la carga lateral solicitante. Ante sismos, esta situación se va invirtiendo dado que la sollicitación va cambiando constantemente de sentido, lo que provoca cargas axiales cíclicas sobre los arriostramientos.

Dentro de los CBFs se pueden distinguir dos tipos: los ordinarios (OCBF, por las siglas en inglés de Ordinary Concentrically Braced Frames) y los especiales (SCBF, por las siglas en inglés de Special Concentrically Braced Frames). Ambos poseen las mismas configuraciones, pero sus filosofías de diseño son distintas. A grandes rasgos, los SCBFs tienen requisitos de diseño de conexiones, vigas y columnas más exigentes que los OCBFs, esto para asegurar que el primer elemento que falle en un SCBF sean los arriostramientos y así mantener el resto de la estructura con un daño muy limitado.

En los SCBFs se requiere que la sección bruta de los arriostramientos fluya ante tracción como su estado límite gobernante, lo que los llevará a fluir en forma dúctil. Además, en las conexiones locales algunos modos de falla, como la fractura por bloque de corte, deben evitarse. Dado que el riguroso diseño y detallados requerimientos de los SCBFs proyectan una respuesta más confiable al ser sometidos a altas demandas sísmicas generadas por sismos severos, las normativas estructurales han reducido el nivel de fuerzas de diseño por debajo de las requeridas para OCBFs.

Por su parte, en oposición a la importancia que se da a la ductilidad en los SCBFs, en el caso de los OCBFs las bases de diseño están principalmente dirigidas a la resistencia y se ha puesto un mayor énfasis en incrementar la resistencia y rigidez de los arriostramientos, esto especialmente a través del uso de cargas de diseño mayores en virtud de minimizar las demandas inelásticas.

En el presente documento se utilizarán siempre las siglas CBF para referirse a este tipo de sistemas (especialmente a los OCBFs), haciéndose uso de las siglas SCBF en casos específicos donde se utilicen dichos marcos especiales.

Por otro lado, el comportamiento de una estructura con CBFs depende del tipo de CBFs que posee (configuración de arriostramientos), la cantidad de marcos arriostrados por piso, los tipos de secciones utilizados en los arriostramientos, las dimensiones de los arriostramientos, entre otras variables. La decisión final respecto al diseño de este tipo de estructuras depende de las cargas solicitantes, temas económicos y prácticas constructivas.

2.3 Configuraciones de arriostramientos

A lo largo de los años se han estudiado varias formas de posicionar arriostramientos dentro de marcos para confeccionar distintos tipos de CBFs y así diseñar sistemas lo más útiles posibles, esto considerando su respuesta ante sollicitaciones laterales y el uso que se les quiera dar según las características de la estructura.

Las configuraciones de CBFs más conocidas en la actualidad se ilustran en la Figura 2.3 y se caracterizan por lo siguiente:

- a) CBF en X: Posee dos arriostramientos, ambos dispuestos desde una esquina del marco hasta la esquina opuesta (base de una columna hasta unión viga-columna opuesta). Estos elementos se juntan en la mitad de su longitud, conectándose de tal forma que trabajen en conjunto.
- b) CBF en V invertida: Posee dos arriostramientos, ambos dispuestos desde la base de una columna hasta la mitad de la viga del marco, lugar donde se juntan.
- c) CBF en V: Posee dos arriostramientos, ambos dispuestos desde una unión viga-columna hasta la mitad de la base del marco, lugar donde se juntan.
- d) CBF en D: Posee un solo arriostramiento que se dispone desde la base de una columna hasta la unión viga-columna opuesta. La letra D es de “Diagonally”, como se le conoce en inglés.
- e) CBF en Z: Posee dos arriostramientos, ambos dispuestos desde la base de una columna hasta la mitad de la viga del marco, lugar donde se juntan. La diferencia con los CBFs en V invertida radica en que en este caso se coloca una columna en la unión de los arriostramientos, generándose una unión viga-columna en ese punto. La letra Z es de “Zipped”, como se le conoce en inglés.
- f) CBF en K: Posee cuatro arriostramientos que forman una especie de rombo dentro del marco. Dos de los elementos se disponen desde la mitad de la base del marco hasta la mitad de una columna, y los otros dos, desde la mitad de una columna hasta la mitad de la viga del marco. Así, los arriostramientos se juntan en la mitad de la base del marco, de las columnas y de la viga, teniéndose que ninguno de los arriostramientos se conecta a una unión rígida (como lo son las bases de las columnas y las uniones viga-columna).

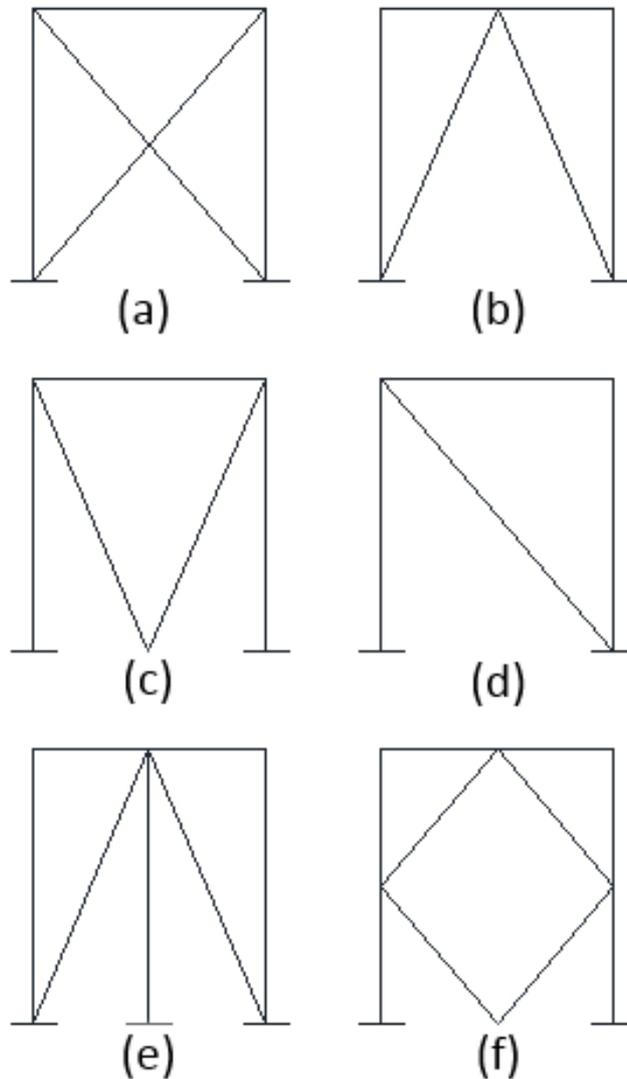


Figura 2.3: Esquemas ilustrativos de distintos tipos de CBFs: (a) CBF en X; (b) CBF en V invertida; (c) CBF en V; (d) CBF en D; (e) CBF en Z; (f) CBF en K.

La respuesta sísmica de cada tipo de CBF se analiza durante el presente documento. Por otro lado, también influye en la elección de cada configuración las características de uso de la estructura. Por ejemplo, los CBFs en X se pueden utilizar en paneles cerrados, mientras que aquellos en V invertida permiten el paso de personas (estructuras habitacionales y de oficina, así como industriales), vehículos o maquinarias (estructuras industriales, principalmente), y la configuración en K puede ser adecuada en lugares con ventanas (elementos muy presentes en estructuras habitacionales y de oficina, principalmente). Sin embargo, también se deben tener en cuenta los problemas que puede causar cada configuración sobre las columnas y/o la viga del marco.

2.4 Secciones de arriostramientos

El comportamiento de los arriostramientos está muy influenciado por el tipo de sección, o perfil, utilizado en su confección. A lo largo de los años se ha estudiado la respuesta sísmica de estos elementos utilizando distintos tipos de secciones. En general, se buscan perfiles con momentos de inercia similares en sus dos ejes ortogonales de trabajo, esto en virtud de que la esbeltez del arriostramiento casi no varíe en ambos ejes, y con dimensiones que permitan tener una correcta razón ancho-espesor (los conceptos de esbeltez y razón ancho-espesor serán precisados en el apartado 2.7 “Pandeo”).

Tomando en cuenta los casos generales a nivel mundial se tiene que, actualmente, se consideran como las secciones más idóneas a utilizar en arriostramientos las tubulares (circulares y rectangulares) y las doble T. Estos resultados se han obtenido a través de las investigaciones realizadas y la experiencia práctica. En el presente documento se analiza el comportamiento sísmico de los arriostramientos con distintos tipos de perfiles.

En la Figura 2.4 se presentan las características principales de las secciones más utilizadas en arriostramientos a nivel mundial.

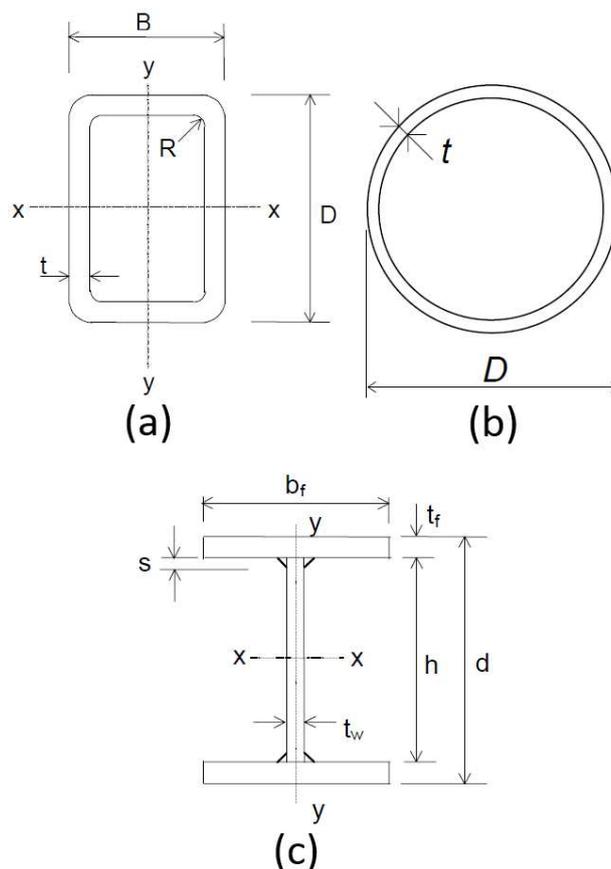


Figura 2.4: Esquemas de secciones más utilizadas en arriostramientos y sus principales características geométricas: (a) Tubular rectangular; (b) Tubular circular; (c) Doble T (Fuente: Instituto Chileno del Acero, 2001).

2.5 Desplazamientos laterales

En una estructura, los desplazamientos laterales que sufre debido a sollicitaciones como sismo o viento son muy importantes de limitar en la fase de diseño, esto en virtud de tres aspectos principales: la estabilidad estructural y el daño, el control de daño sobre elementos no estructurales, y la comodidad de los usuarios de la estructura. Cabe destacar que este último aspecto no es prioritario cuando se trata de diseño sísmico, pues este tiene como objetivo primordial el evitar pérdidas humanas.

2.5.1 Deriva de piso

Para controlar los desplazamientos laterales suele usarse el desplazamiento relativo de piso, el cual se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales últimos correspondientes al nivel superior e inferior del piso. Así, el desplazamiento relativo del piso i de una estructura está dado por la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (1)$$

Donde δ_i y δ_{i-1} corresponden al desplazamiento lateral último del nivel superior e inferior del piso i , respectivamente. A raíz de esto nace el concepto de deriva de piso, el cual es utilizado para controlar los desplazamientos laterales dado que su valor suele estar limitado en las normativas de diseño sísmico a lo largo del mundo. La deriva del piso i se define de la siguiente forma:

$$\text{Drift}_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (2)$$

Donde h_i es la altura del piso i .

2.5.2 Índice de Daño Global

Por otro lado, a nivel global de la estructura existe el parámetro de Índice de Daño Global (GDI, por las siglas en inglés de “Global Damage Index”), que se expresa de la siguiente manera:

$$\text{GDI} = \frac{\delta_T}{h_T} \quad (3)$$

Donde δ_T y h_T denotan el desplazamiento de techo de la estructura (que, en otras palabras, indica su desplazamiento total) y su altura total, respectivamente. En la Figura 2.5 se esquematizan los parámetros utilizados en las expresiones anteriores.

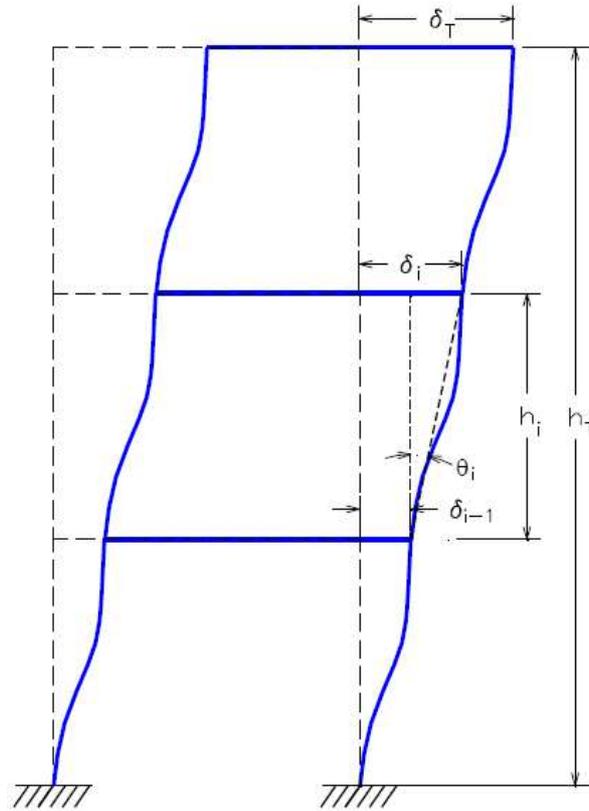


Figura 2.5: Esquema de una estructura con las variables necesarias para definir la deriva de piso y el Índice de Daño Global (Fuente: Crisafulli, 2014).

Es importante tener en cuenta que la rigidez de una estructura es vital al momento de disminuir los desplazamientos laterales que sufre. De hecho, en estructuras de varios pisos, que por su altura poseen una alta flexibilidad, es más importante asegurar una mayor rigidez por sobre la resistencia (notar que la rigidez es un concepto ligado a soportar deformaciones, mientras que la resistencia está ligada a soportar fuerzas). Cabe destacar que una forma de medir la rigidez de una estructura es conocer su periodo, que a la vez es el recíproco de su frecuencia: a mayor periodo, menos rígida (o más flexible) es la estructura. En este sentido aporta mucho la presencia de CBFs, pues dichos sistemas generan estructuras con mayor rigidez lateral, cosa que se analiza en el presente documento.

2.6 Energía Histerética

Varias estructuras, ante sismos muy severos, sufren daños significativos incluso aunque estén diseñadas acorde a principios ingenieriles, lo que demuestra una ineficacia al considerar un solo parámetro de resistencia. Esto llevó a los investigadores a considerar otros parámetros en el diseño de estructuras, siendo uno de ellos el concepto de energía. Aunque no hay un método de diseño oficial que tome como parámetro principal la energía, debido a que hay

desconocimientos en su justificación científica y su función, este parámetro ha sido completamente probado en un diseño sísmico básico.

Investigaciones han demostrado (Abdollahzadeh et al, 2016) que parte de la energía transferida a la estructura se disipa durante movimientos extremos del suelo debido a la energía de amortiguamiento viscoso y al comportamiento inelástico (Energía Histerética), mientras que el resto es almacenado como energía cinética y de deformaciones. La ecuación de balance de energía de una estructura es la siguiente:

$$E_i = E_k + E_\xi + E_s + E_h \quad (4)$$

Donde E_i es la energía ingresada, E_k la energía cinética, E_ξ la energía de amortiguamiento viscoso, E_s la energía de deformaciones y E_h la Energía Histerética.

La energía de amortiguamiento viscoso es una parte de la energía ingresada que no solo incrementa el daño estructural, sino que, habiendo disminuido la cantidad de Energía Histerética, disminuye el daño y se transforma en parte importante de la ecuación de energía.

La Energía Histerética, también conocida como energía acumulada o capacidad de disipación de energía, corresponde a energía que se pierde por el comportamiento inelástico del sistema tras la fluencia de los elementos. Este parámetro se puede calcular obteniendo el área bajo la curva de un gráfico de carga en función de la deformación de un elemento, en este caso, un gráfico de carga axial en función de deformación axial de un arriostramiento.

Debido a la directa relación que hay entre el daño sufrido por la estructura y la Energía Histerética, esta componente es la más importante de la Ecuación (4). La tasa de energía ingresada a la estructura y la cantidad de ésta que se almacena o disipa puede indicar la respuesta general de la estructura ante un sismo, pero no modela su comportamiento. Dicho de otra forma, la Energía Histerética de una estructura es un indicador de su nivel de daño o su ductilidad, pero no puede mostrar la distribución del daño en sus diferentes partes ni el proceso de fluencia o colapso.

2.7 Pandeo

El pandeo es un fenómeno que se da en elementos que llegan a sufrir una cierta carga de compresión que genera que se doblen, es decir, que sufran una deformación transversal que conlleva una pérdida de resistencia. Elementos estructurales como pilares y columnas, que están constantemente expuestos a cargas de compresión, son muy propensos a exhibir pandeo.

Dado que los arriostramientos trabajan exclusivamente ante esfuerzos axiales, es de suma importancia estudiar este fenómeno y los parámetros que influyen en su ocurrencia; de hecho, es el pandeo el principal problema que presenta el comportamiento de los arriostramientos, pues les impide fluir ante compresión, pudiendo sufrir fluencia sólo ante tracción y generando una respuesta histerética asimétrica en la que su resistencia disminuye en una mayor cuantía cuando son comprimidos.

Existen dos tipos de pandeo: pandeo global y pandeo local.

2.7.1 Pandeo global

El pandeo global se caracteriza porque el elemento sufre deformaciones transversales a lo largo de toda su longitud. Al analizar una columna sometida a compresión, se obtiene la carga ante la cual sufre una inestabilidad que le provoca deformaciones transversales, es decir, pandeo. Esta carga se denomina Carga Crítica de Euler o Carga Crítica de Pandeo e indica la sollicitación de compresión ante la cual el elemento comienza a pandearse. Su expresión analítica es la siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (5)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material, I el momento de inercia del elemento y L su longitud. El factor K es denominado factor de longitud efectiva y se calcula como la razón entre la longitud efectiva del elemento (L_0) y su longitud real (L), es decir $K=L_0/L$. Al dividir la carga crítica por el área transversal del elemento, A, se obtiene la siguiente tensión crítica.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{A(KL)^2} \quad (6)$$

Donde se puede distinguir el siguiente factor, denominado razón de esbeltez:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (7)$$

Donde r corresponde al radio de giro del elemento ($r = \sqrt{I/A}$). Utilizando esta razón de esbeltez, la tensión crítica se expresa de la siguiente forma:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (8)$$

La razón de esbeltez es el principal parámetro que permite controlar el pandeo global que sufre un elemento, asunto que se analiza en el presente documento.

Cabe destacar también que cuando un arriostramiento sufre una fuerza de compresión que iguala su carga crítica de pandeo comienza a sufrir deformaciones transversales, lo que conlleva la presencia de un momento flector extra que debe resistir el elemento además de la carga axial. Este momento flector se maximiza en la mitad del arriostramiento, lugar donde la deformación transversal alcanza su valor máximo. Cuando este esfuerzo de momento se iguala con la capacidad de momento plástico de la sección, se produce en esa zona una rótula plástica, fenómeno que se caracteriza por ser una región de debilidad en donde el elemento puede rotar. Esta rotación es denominada rotación plástica equivalente (denotada por γ) y es otro parámetro útil para evaluar la capacidad de deformación del elemento antes de la fractura.

En la Figura 2.6 se esquematiza la ocurrencia de pandeo global en un arriostramiento, haciéndose la diferenciación entre un arriostramiento sin apoyos intermedios (como ocurre en la mayoría de los CBFs, como aquellos en V invertida, en V o en D, por ejemplo) y uno apoyado en la mitad de su longitud (como ocurre en los CBFs en X, por ejemplo). Se ilustra la deformación transversal (denotada por δ en la figura) que va sufriendo el elemento al ser sometido a una fuerza axial de compresión P, que a su vez produce una deformación axial

denotada por u_c en la Figura. Finalmente, se esquematiza la aparición de la rótula plástica en la mitad del elemento, destacada por un punto, y la rotación plástica equivalente (γ) que sufre el arriostramiento en torno a dicha rótula.

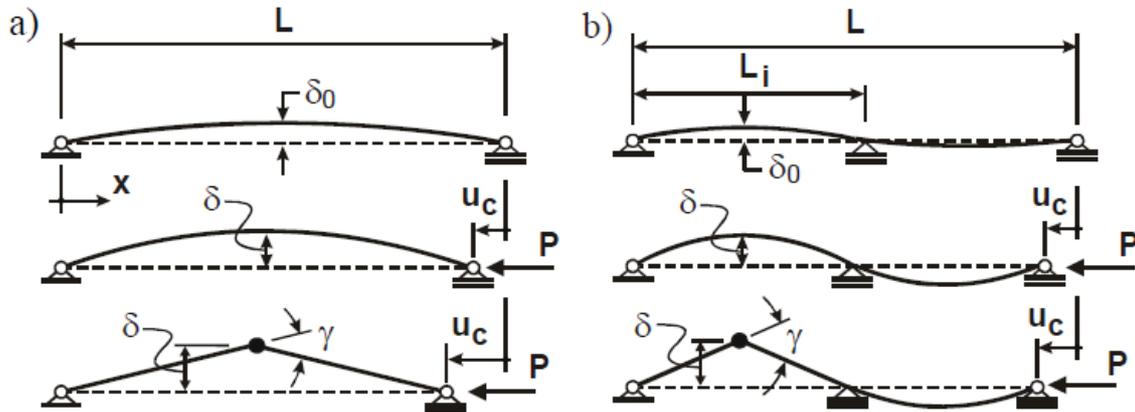


Figura 2.6: Esquema de pandeo global en arriostramientos: (a) Arriostramiento dispuesto en CBFs en V invertiva, V, D, entre otros; (b) Arriostramiento dispuesto en CBFs en X (Fuente: Tremblay, 2008).

El factor de longitud efectiva, K , toma distintos valores teóricos dependiendo de las condiciones de apoyo de los extremos del elemento (empotrados, simplemente apoyados o libres). Al variar el valor de K , cambia también la razón de esbeltez, y por ende, la tensión crítica de pandeo. En la Tabla 2.1 se presentan los valores teóricos de K en los principales casos de columnas, según la condición de apoyo de sus extremos.

Tabla 2.1: Valores teóricos de K según condiciones de apoyo en columnas.

Condiciones de apoyo	K
Apoyo simple-Apoyo simple	1,0
Espotrado-Libre	2,0
Apoyo simple-Empotrado	0,7
Apoyo simple-Apoyo simple, con otro apoyo en la mitad	0,5

Notar que al generar un apoyo en la mitad del elemento, se utiliza un K menor al momento de evaluar su λ , lo que conlleva un aumento de σ_{cr} . Además, se debe tener en cuenta que se puede homologar el caso de columnas presentado a los arriostramientos en los distintos tipos de CBFs descritos anteriormente. Por ejemplo, en un CBF en V invertiva, los arriostramientos tendrían un $K=1,0$, mientras que en un CBF en X, estos tendrían un $K=0,5$.

2.7.2 Pandeo local

El pandeo local se caracteriza por la deformación localizada de una parte de la sección del elemento debido a cargas de compresión. Por ejemplo, en un arriostramiento con perfil doble

T se puede deformar un ala de la sección en una zona en particular del elemento. Estos pandeos locales generan zonas de debilidad donde se acumulan deformaciones axiales unitarias, las que hacen más probable que ocurra la fractura del arriostramiento, acelerándose así la ocurrencia de dicho fenómeno límite.

Para controlar la ocurrencia de pandeo local se utiliza la razón ancho-espesor, buscando perfiles con las dimensiones adecuadas para intentar evitar la ocurrencia de este fenómeno. El cálculo de este parámetro depende de la sección en cuestión. En la Tabla 2.2 se presenta la expresión de la razón ancho-espesor de los perfiles más utilizados en arriostramientos a nivel mundial, esto según la nomenclatura de propiedades geométricas mostrada en la Figura 2.4. Además, cabe destacar algunas características y parámetros de cada tipo de perfil:

- a) Tubular rectangular: Se calcula una razón ancho-espesor para sus alas y almas por separado. En este caso, se tiene un ancho y una altura efectiva, b_0 y h_0 , respectivamente, definidos por $b_0=B-3t$ y $h_0=D-3t$.
- b) Tubular cuadrado: Se calcula una sola razón ancho-espesor, pues sus dimensiones B y D son iguales. Por convención, se utiliza el ancho b_0 (definido igual que en los perfiles tubulares rectangulares) para denotar este parámetro.
- c) Tubular circular: Se tiene una sola razón ancho-espesor.
- d) Doble T: Se calcula una razón ancho-espesor para sus alas y almas por separado.

Tabla 2.2: Expresiones de razón ancho-espesor de secciones más utilizadas en arriostramientos (Fuente: AISC 316-10).

Sección	Razón ancho-espesor	
	Alas	Almas
Tubular rectangular	b_0/t	h_0/t
Tubular cuadrado	b_0/t	
Tubular circular	D/t	
Doble T	$b_f/2t_f$	h/t_w

Por otro lado, dependiendo del valor de la razón ancho-espesor de una sección, esta se cataloga como compacta, no compacta o esbelta, siendo caracterizadas por lo siguiente:

- a) Compacta: El elemento es capaz de alcanzar la fluencia y desarrollar una sección totalmente plástica sin sufrir pandeo. Su resistencia a compresión está limitada por la resistencia del material.
- b) No compacta: El elemento presentará pandeo inelástico tras sufrir una fluencia parcial. Su resistencia a compresión está limitada por el pandeo inelástico.
- c) Esbelta: Se espera que el elemento sufra pandeo elástico sin llegar a la fluencia. Su resistencia a la compresión está limitada por el pandeo elástico.

Los valores límites que indican en qué categoría entra una sección de determinadas dimensiones están normados en los diversos códigos de diseño presentes a lo largo del mundo.

2.7.3 Pandeo en CBFs en X

El pandeo ocurrido en arriostramientos de CBFs en X merece especial atención dada la colaboración que hay entre ambas diagonales durante su comportamiento. En estos casos, la evaluación de la esbeltez efectiva debe hacerse tanto para el pandeo dentro del plano como fuera del plano. Este último debe ser evitado prioritariamente dado que puede causar serios daños en elementos no estructurales adyacentes, como rellenos y revestimientos.

El pandeo dentro del plano es importante para enfatizar el cambio en las condiciones de borde de los arriostramientos durante el sismo. Al comienzo ambos arriostramientos están sometidos a la misma carga axial, por lo que el pandeo de la diagonal comprimida está restringido por el efecto de segundo orden provocado por la diagonal traccionada. Una vez que la carga se alterna tras la fluencia del arriostramiento en tracción y el pandeo del arriostramiento en compresión durante el primer ciclo de carga, la restricción rotacional en el punto de intersección de las diagonales es más flexible comparado con el primer ciclo, esto debido a que el arriostramiento complementario aún está deformado plásticamente a causa del pandeo. Por esta razón no se puede soportar ninguna carga axial hasta que la diagonal se enderece, lo que aporta al efecto de segundo orden que restringe el pandeo de la otra diagonal.

2.7.3.1 Longitud efectiva dentro del plano

El pandeo dentro del plano ocurre sin desplazamiento alguno del nodo donde se intersectan las diagonales y con su rotación φ_1 restringida por la rigidez flexional del arriostramiento traccionado (ver Figura 2.7). En este caso, en la expresión de carga y tensión crítica, L corresponde a la longitud de la semi-diagonal, es decir, se considera solo la mitad de la longitud del arriostramiento comprimido dado que la intersección entre ambas diagonales actúa como apoyo. El factor de esbeltez efectiva, K , se obtiene como $K=L_{0,ip}/L$, siendo $L_{0,ip}$ la longitud efectiva dentro del plano. Por lo demás, se tiene que la carga crítica de pandeo alcanza su valor máximo cuando el arriostramiento complementario está sometido a un esfuerzo de tracción del mismo valor que el de compresión presente en la diagonal en estudio.

Para el caso de arriostramientos con sus extremos empotrados, se tiene que $K=0,56$ genera la carga crítica máxima. Si la diagonal complementaria no está sufriendo esfuerzos, se obtiene una menor carga crítica, teniéndose $K=0,59$. En el caso de extremos simplemente apoyados, $K=0,80$ genera la carga máxima, y en ausencia de esfuerzos sobre la diagonal complementaria se tiene que $K=0,843$ (Metelli et al, 2012).

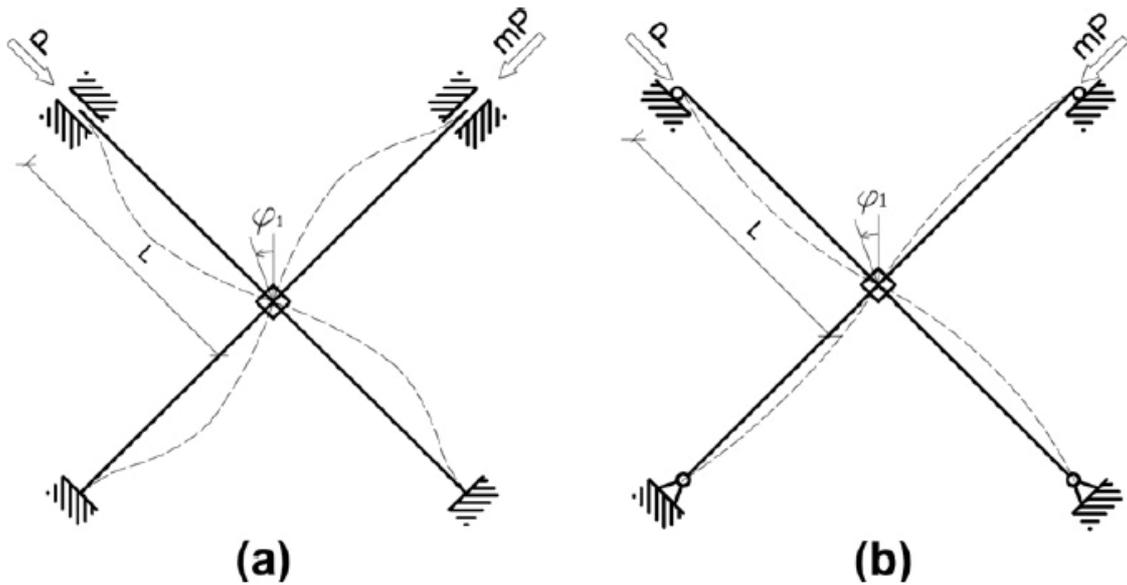


Figura 2.7: Pandeo dentro del plano de arriostramientos en CBFs en X debido a la rotación ϕ_1 del nodo de intersección: (a) Extremos empotrados; (b) Extremos simplemente apoyados (Fuente: Metelli, 2012).

2.7.3.2 Longitud efectiva fuera del plano

El pandeo fuera del plano ocurre al desplazarse el nodo de intersección entre las diagonales, esto cuando una de ellas sufre pandeo. Durante el primer ciclo de carga, el primer modo de pandeo del arriostramiento comprimido (Figura 2.8.a) no puede ocurrir debido a la influencia, aunque pequeña, del esfuerzo de tracción del arriostramiento complementario que impide que el punto de intersección entre ambos se desplace fuera del plano. Así, la forma pandeada se caracteriza por la rotación fuera del plano del nodo de intersección (Figura 2.8.b), la que es obstaculizada solo por la rigidez torsional del arriostramiento opuesto. Luego, la longitud efectiva fuera del plano, $L_{0,op}$, es siempre menor que la longitud L de la semi-diagonal; se tiene un valor máximo de $L_{0,op}=0,7L$ para apoyos empotrados y $L_{0,op}=L$ para apoyos simples.

En las cargas cíclicas posteriores a la primera, dado que uno de los arriostramientos se ha pandeado y presenta deformaciones inelásticas, la rigidez flexional de éste obstaculiza la primera forma de pandeo fuera del plano del arriostramiento ahora comprimido. Haciendo un análisis de segundo orden de la rigidez traslacional del nodo de intersección, se obtienen los valores de carga crítica de pandeo. Para el caso de arriostramientos con sus extremos simplemente apoyado, se tiene que $K=1,425$, y para extremos empotrados, se tiene $K=0,7125$ (Metelli et al, 2012).

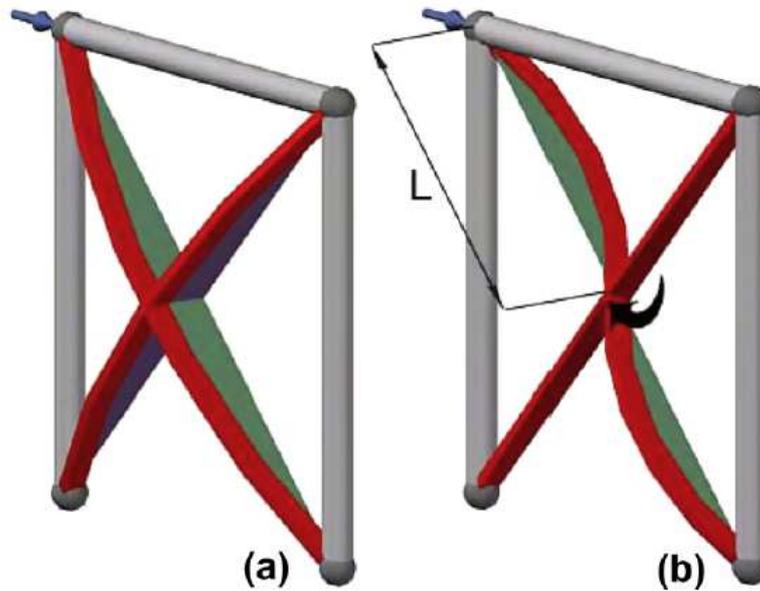


Figura 2.8: Formas de pandeo fuera del plano de arriostramientos en CBFs en X (Fuente: Metelli, 2012).

2.8 Factores de desempeño

Existen tres parámetros principales para el diseño sismorresistente de una estructura: el factor de sobrerresistencia (Ω), el factor de amplificación de los desplazamientos (C_d) y el factor de modificación de la respuesta (R).

Estos factores se calculan a partir de ciertos parámetros presentes en una estructura tras haber sufrido solicitaciones mediante un análisis estático no lineal. En la Figura 2.9 se presenta un gráfico típico de corte basal en función de desplazamiento de techo de una estructura sometida a un análisis estático no lineal. En el gráfico se muestra la curva real de análisis y dos curvas idealizadas: la respuesta idealizada bilineal y la respuesta elástica extendida. Las variables destacadas en la figura representan lo siguiente:

V_d : Corte basal de diseño

V_y : Corte basal en la fluencia

V_u : Corte basal en el estado último

Δ_y : Desplazamiento en la fluencia

Δ_{max} : Desplazamiento máximo, o desplazamiento en el estado último

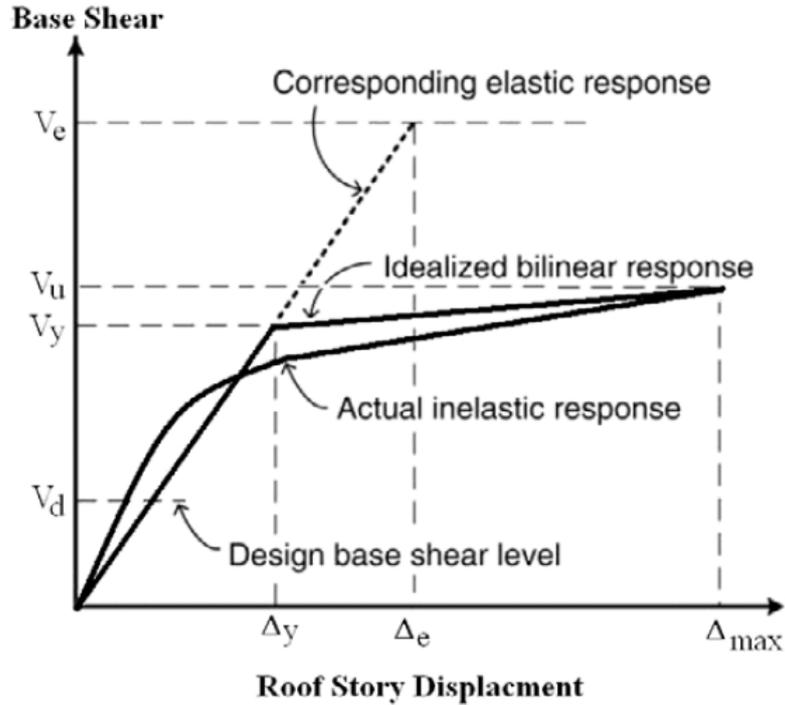


Figura 2.9: Gráfico de Corte basal-Desplazamiento de techo típico de una estructura sometida a análisis estático no lineal, con las variables necesarias para calcular sus factores de comportamiento (Fuente: Mahmoudi, 2010).

A partir de las variables presentadas se pueden calcular dos parámetros iniciales necesarios para obtener los factores de desempeño: la Ductilidad (μ) y el Factor de reducción debido a la ductilidad (R_μ).

La ductilidad se define por la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (9)$$

Así, este parámetro representa qué tanto puede deformarse inelásticamente la estructura (es decir, deformarse tras haber sufrido su fluencia) hasta llegar al estado último.

Por su parte, el factor de reducción debido a la ductilidad se determina en base a resultados experimentales y analíticos de la respuesta estructural de distintos sistemas, aplicando además criterio ingenieril. Una expresión bastante aceptada para el cálculo de este parámetro es la siguiente (Mahmoudi et al, 2010 y Mahmoudi et al, 2013):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} \quad (T < T_C) \quad (10)$$

$$R_\mu = \mu \quad (T \geq T_C)$$

Donde T y T_C denotan el periodo fundamental de la estructura y el periodo característico del suelo, respectivamente.

2.8.1 Factor de sobrerresistencia

El factor de sobrerresistencia tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles V_u y V_d , la que se origina por factores como la redundancia estructural, la sobrerresistencia de los materiales, del sobredimensionamiento de los elementos, etc. En general, una expresión aceptada para calcular el factor de sobrerresistencia es la siguiente:

$$\Omega = \Omega_D \Omega_M \Omega_S \quad (11)$$

Donde Ω_D , Ω_M y Ω_S representan la sobrerresistencia de diseño, la debida al material y la del sistema, respectivamente. Mientras Ω_M y Ω_S toman valores normativos distintos según el código de diseño utilizado, la sobrerresistencia de diseño se define de la siguiente forma:

$$\Omega_D = \frac{V_u}{V_d} \quad (12)$$

Así, este parámetro indica la resistencia que posee la estructura en su estado último por sobre la resistencia para la cual fue diseñada. En el caso de estructuras con arriostramientos es normal que este factor tome valores bastante mayores a 1,0 debido a que se busca tener una mayor rigidez para controlar los desplazamientos laterales.

2.8.2 Factor de amplificación de los desplazamientos

Dado que al diseñar una estructura se espera que esta incurra en deformaciones inelásticas confiando en su ductilidad, las fuerzas de diseño se disminuyen para realizar un diseño elástico. Es por esto que los desplazamientos obtenidos tras el análisis de la estructura no son los que esta sufre realmente, sino que son unos desplazamientos elásticos. Para obtener los desplazamientos reales, dichos desplazamientos elásticos son multiplicados por el denominado factor de amplificación de los desplazamientos, el cual se define de la siguiente manera:

$$C_d = \mu \Omega \quad (13)$$

2.8.3 Factor de modificación de la respuesta

Tal como se mencionó anteriormente, al diseñar una estructura se confía en su ductilidad, es decir, en su capacidad para deformarse inelásticamente sin llegar a colapsar. Es por esto que, por simplicidad y economía, el diseño se realiza haciendo uso de cargas disminuidas. La disminución de estas fuerzas solicitantes se realiza dividiéndolas por el denominado factor de modificación de la respuesta, el cual se expresa de la siguiente forma:

$$R = R_\mu \Omega \quad (14)$$

2.9 Normativa chilena

La norma chilena más utilizada al momento de diseñar estructuras de acero es la NCh2369.Of2003, concerniente a Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (Instituto Nacional de Normalización, 2003). Esto se debe a que en Chile la gran mayoría de las estructuras industriales se realizan con acero, caso contrario a lo que ocurre con estructuras habitacionales y de oficina. Además, esta norma tiene un apartado referente a marcos arriostrados. Por otro lado, también es importante tener en cuenta algunas disposiciones establecidas en la NCh 433.Of96 Modificada en 2009, concerniente a Diseño sísmico de edificios (Instituto Nacional de Normalización, 2009). A continuación se presenta un resumen de las normas recién mencionadas, apuntando sus alcances, objetivos y disposiciones más importantes para el presente documento.

2.9.1 NCh2369 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales

2.9.1.1 Alcances

Esta norma tiene los siguientes alcances y campos de aplicación:

- Establece los requisitos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales tanto livianas como pesadas.
- Los edificios de oficinas, casinos o aquellos asimilables a un uso habitacional se pueden diseñar de acuerdo a la NCh433.Of96.
- Se complementa con la NCh433.Of96. Todos los requisitos de aquella norma que no se modifiquen específicamente son aplicables.

2.9.1.2 Objetivos

Esta norma pretende cumplir lo siguiente:

- Proteger la vida en la industria: Esto implica evitar el colapso de las estructuras ante sismos de mayor intensidad al sismo de diseño, evitar incendios, explosiones y emanaciones de gases y líquidos tóxicos, proteger el medioambiente y asegurar que las vías de escape se mantengan operativas durante el sismo.
- Mantener la operación de la industria: Esto implica asegurar que continuarán los procesos y servicios esenciales, que la paralización de las actividades de la industria se eviten o duren lo mínimo posible, y que se facilite la inspección y reparación de los elementos dañados.

2.9.1.3 Marcos Arriostrados

- No se permite usar configuraciones con arriostramientos que sólo trabajen en tracción (excepto en naves de acero livianas).
- En cada eje resistente debe haber arriostramientos que trabajen a tracción y compresión. Los arriostramientos traccionados, en cada sentido del sismo, deben tener, como mínimo, una resistencia del 30% del esfuerzo de corte del eje resistente en el nivel correspondiente.
- Se establecen límites máximos para la razón ancho-espesor, marcándose expresiones referentes a esfuerzos de compresión y flexión. En cuanto a compresión se establece un solo límite para asegurar que la sección sea compacta, mientras que en flexión se

consideran dos límites, uno para secciones compactas y otro para no compactas. Estas expresiones están tabuladas para diversos tipos de perfiles

- Los elementos de sistemas sismorresistentes verticales que trabajan en compresión deben cumplir con tener una razón ancho-espesor que aseguren una sección compacta. Además, cada elemento debe poseer una esbeltez menor o igual a $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$, y no se especifica un límite inferior para este parámetro.
- Respecto a lo anterior, es importante destacar que los límites impuestos tanto para la razón de esbeltez como para la razón ancho-espesor dependen exclusivamente del material a utilizar. Considerando que en Chile el acero estructural más utilizado es el A 36, se pueden obtener los límites en base a éste considerando que sus propiedades son $E=200$ GPa y $F_y=250$ MPa (American Society for Testing and Materials International, 2005). En este caso, se tiene una razón de esbeltez máxima $\lambda=133$.
- Los arriostramientos en CBFs en X deben conectarse en su punto de cruce. Dicho punto se considera fijo en el eje perpendicular al plano de las diagonales al momento de determinar la esbeltez del elemento, cuando uno de los arriostramientos sea continuo.
- En el caso de estructuras con CBFs en V o en V invertida, las vigas deben ser continuas en el punto de intersección con los arriostramientos, y se deben diseñar para resistir las cargas verticales suponiendo que no se apoyan en dichos elementos. Además, los arriostramientos deben poder soportar las cargas de peso propio y las sobrecargas inducidas por la viga, más las cargas sísmicas provenientes del análisis amplificadas por 1,5.
- En los arriostramientos comprimidos, el esfuerzo sísmico debe ser menor o igual al 80% de la capacidad resistente definida en las especificaciones de diseño en acero.
- En estructuras sismorresistentes no se permite utilizar CBFs en K, a menos que en el punto de intersección arriostramiento-columna exista un puntal que forme parte del sistema de arriostramiento.

2.9.1.4 Otras disposiciones relevantes

- Se especifican valores máximos que puede alcanzar la deriva de piso de una estructura. Este valor depende del tipo de edificación, donde aquellas de acero con marcos arriostrados entran en la categoría “Otras estructuras”, para las que se especifica una deriva de piso máxima de 1,5%
- Se establecen valores máximos del factor de modificación de la respuesta, los cuales están tabulados para distintos tipos de estructuras. Entre éstas se encuentran “Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles”, para las que se especifica un R máximo de 5.

2.9.2 NCh433 Diseño sísmico de edificios

2.9.2.1 Alcances

Esta norma tiene los siguientes alcances y campos de aplicación:

- Establece los requisitos para el diseño sísmico de edificios, incluyendo también exigencias sísmicas que deben cumplir equipos y otros elementos secundarios de estas estructuras.

- Esta norma no se aplica al diseño sísmico de otras obras civiles, y tampoco a edificios ni a instalaciones industriales.

2.9.2.2 Objetivos

Esta norma pretende lograr estructuras que cumplan lo siguiente:

- Resistir sin daños sismos de intensidad moderada.
- Limitar los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- Evitar el colapso, aunque presenten daños, durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

2.9.2.3 Disposiciones relevantes

- En las disposiciones referentes al cálculo del espectro de diseño que se utiliza al realizar un análisis modal espectral, el factor de reducción de la respuesta se obtiene mediante una expresión que depende del periodo fundamental de la estructura, además de otras variables normadas según el tipo de suelo y el tipo de estructura.
- Se establecen valores máximos del factor de modificación de la respuesta, los cuales están tabulados para distintos tipos de estructuras. Entre éstas se encuentran OCBFs y SCBFs, para las que se especifica un R máximo de 3 y 5,5, respectivamente.
- La deriva de piso máxima permitida, medida entre los centros de masa de los pisos en cada una de las direcciones de análisis, es de 0,2%. Además, la deriva de piso, medida en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de un 0,1% a la deriva de piso correspondiente medida en el centro de masa.

3 CAPÍTULO III. Revisión de Antecedentes

3.1 Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular cuadrada, razón de esbeltez y pandeo

Para revisar el documento original, remitirse a [11] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar, mediante análisis numérico, el comportamiento de arriostramientos en forma aislada. Para esto se analizarán variables como la razón de esbeltez, la deformación transversal y la deformación axial unitaria, entre otras.

3.1.1 Metodología

- Análisis numérico de arriostramientos en forma aislada
- Para el análisis se realizaron modelos de elementos finitos utilizando el software OpenSees.
- El modelo asume sección plana y no puede reproducir el pandeo local. Estas limitaciones se aceptaron dado que el estudio tenía como objetivo verificar si la esbeltez tenía impacto en las deformaciones sufridas.
- Se impuso una deformación inicial fuera del plano pequeña en el centro del arriostramiento para emular el primer modo de pandeo.
- El protocolo de cargas se caracterizó por inducir deformaciones axiales de tracción y compresión con amplitud $u=0,01L$.

3.1.2 Modelo

- Cuatro arriostramientos con sección tubular cuadrada.
- Las dimensiones del ancho de los elementos se variaron entre 63,5 a 305 mm para cubrir las medidas comúnmente encontradas en la práctica. La longitud de todos los arriostramientos se fijó en $L=4500$ mm. En la Tabla 3.1 se presenta el detalle de sus propiedades.
- La razón ancho-espesor fue casi igual para todos los arriostramientos, considerándose el límite $b_0/t=17,6$ especificado en la normativa canadiense CSA-S16 para λ menor a 100. Cabe destacar que este límite es cercano al establecido por la normativa sísmica estadounidense (AISC 2005a) para tubos sísmicamente compactos, el cual es $b_0/t=15,4$.
- Se examinaron las condiciones extremas de esbeltez, es decir, $K=1,0$ (modela arriostramientos de CBFs en V, en V invertida y en D) y $K=0,5$ (modela arriostramientos de CBFs en X), lo que llevó a analizar ocho casos distintos (dos por arriostramiento) con λ variando de 19,2 a 177.
- Material: Acero ASTM A500 grado C ($F_y=345$ MPa).

Tabla 3.1: Propiedades de los arriostramientos estudiados (Fuente: Tremblay, 2008).

Sección	B, D [mm]	t [mm]	R [mm]	b ₀ /t	A [mm ²]	I [mm ⁴]	r [mm]	L/r
HSS305x305x15.9	305	14,8	15,4	16,6	16600	228000000	117	38,3
HSS152x152x7.9	152	7,39	6,14	16,6	4150	14300000	58,7	76,7
HSS88.9x88.9x4.8	88,9	4,42	4,85	16,1	1440	1690000	34,2	132
HSS63.5x63.5x3.2	63,5	2,95	3,17	17,5	691	415000	24,5	177

3.1.3 Resultados

La Figura 3.1 presenta gráficos de Deformación transversal, Deformación axial unitaria máxima y Posición del eje neutro de la fibra interna. Los dos primeros parámetros son graficados en función de L/r y λ , y el tercero, en función solamente de λ . Los resultados son presentados, en los gráficos referentes a los dos primeros parámetros, mediante curvas continuas y discontinuas para distinguir entre Factores de longitud efectiva $K=1,0$ y $K=0,5$, respectivamente; además, se distingue entre el primer y segundo ciclo de compresión agregando puntos a las curvas del segundo. En el gráfico que representa los resultados relativos al tercer parámetro, se muestra el primer y segundo ciclo de compresión mediante curvas continuas y discontinuas, respectivamente; además, se distingue entre $K=1,0$ y $K=0,5$ agregando puntos a las curvas relativas a este último.

En la Figura 3.2 se aprecian resultados de diversas variables obtenidas para todos los arriostramientos estudiados, mostrando gráficos de izquierda a derecha desde el arriostramiento con menor esbeltez hasta aquel con mayor esbeltez. Se presentan los resultados de Deformación transversal en función de la Deformación axial inducida (Figura 3.2.a, los valores negativos indican compresión, y los positivos, tracción), Deformación transversal en función de la Posición a lo largo del arriostramiento (Figura 3.2.b, notar que, en este caso, x denota la longitud dentro del elemento), Carga axial en función de la Deformación axial inducida (Figura 3.2.c), Deformación axial unitaria máxima en función de la Deformación axial inducida (Figura 3.2.d), y Deformación axial unitaria en función de la Posición a lo largo del 10% central de la longitud del arriostramiento (Figura 3.2.e). En cada gráfico se presentan curvas referentes al primer y segundo ciclo de carga, y para los valores de $K=0,5$ y $K=1,0$, las cuales se distinguen de la misma forma que en las Figuras 3.1.a y 3.1.b.

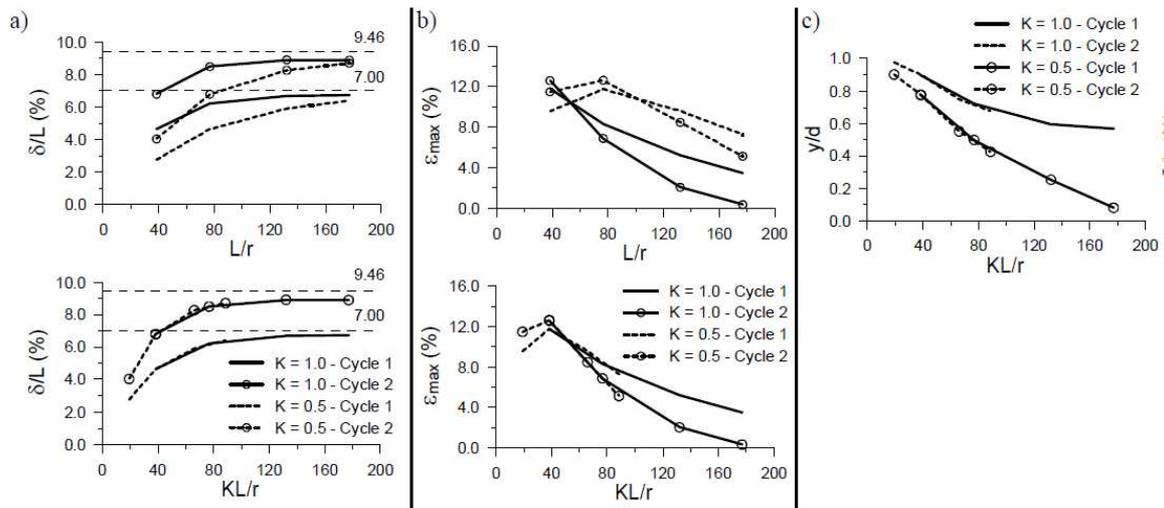


Figura 3.1: Gráficos de distintas variables en función de la razón de esbeltez y L/r : (a) Deformación transversal en $u=-0,01L$; (b) Máxima deformación unitaria de compresión en $u=-0,01L$; (c) Profundidad del eje neutro de la fibra interna en $u=-0,01L$ (Nota: En estos gráficos, las deformaciones de compresión son positivas) (Fuente: Tremblay, 2008).

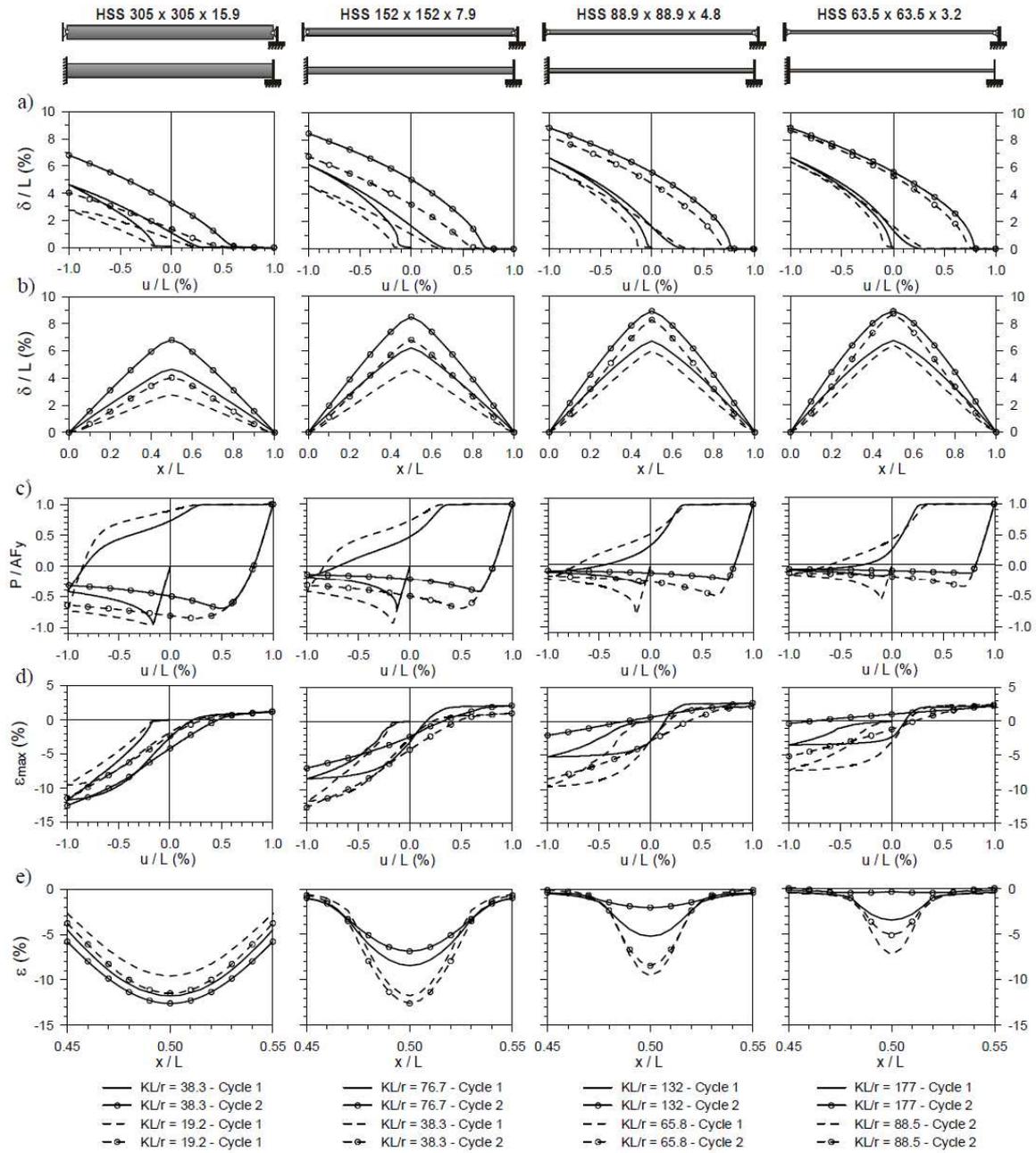


Figura 3.2: Gráficos de diversas variables obtenidos para los cuatro arriostramientos estudiados: (a) Deformación transversal-Deformación axial inducida; (b) Deformación transversal-Posición en la longitud del elemento, cuando $u=-0,01L$; (c) Carga axial-Deformación axial inducida; (d) Deformación axial unitaria máxima-Deformación axial inducida; (e) Perfil de Deformaciones axiales unitarias en el 10% central de la longitud del elemento cuando $u=-0,01L$ (Fuente: Tremblay, 2008).

3.2 Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular circular, razón de esbeltez y razón ancho-espesor

Para revisar el documento original, remitirse a [12] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar, mediante análisis numérico, el comportamiento de arriostramientos con sección tubular circular en forma aislada. Para esto se analizarán parámetros como la razón de esbeltez, la razón ancho-espesor, la Energía Histerética y la ductilidad.

3.2.1 Metodología

- Análisis numérico de arriostramientos en forma aislada.
- Para el análisis se realizaron modelos de elementos finitos en 3D utilizando el software ABAQUS.
- Los modelos consideraron los efectos del pandeo global, del pandeo local, de la iniciación de la fractura y la fractura completa de los arriostramientos para captar su respuesta cíclica de la forma más realista posible. Además, integran el efecto de las conexiones con placas gusset y las características inelásticas del material.
- Se utilizó un amplio rango de razones ancho-espesor, variando las dimensiones de la sección transversal para una longitud fija de los elementos.

3.2.2 Modelo

- Arriostramientos con perfiles tubulares circulares.
- La elección de las secciones de los arriostramientos se hizo considerando una variación del valor de λ entre 50 y 200, con un incremento de 10. El límite superior de 200 se impuso a raíz de lo indicado en la norma estadounidense ANSI/AISC 341-10 para arriostramientos utilizados en SCBFs. Por su parte, el límite inferior de 50 se fijó considerando las secciones de arriostramientos usadas en estructuras industriales.
- La razón D/t se hizo variar entre 10 y 30 (específicamente, se utilizaron los valores 10, 15, 16,5, 18,5, 20, 25 y 30). En este sentido, cabe destacar que, para la razón D/t , ANSI/AISC 341-10 recomienda un valor máximo definido por la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{\max} = 0,038 \frac{E}{F_y}$$

En este caso, $E=200$ GPa y $F_y=380$ MPa, y reemplazando en la ecuación anterior se obtiene $(D/t)_{\max}=20$. Así, la idea es estudiar valores límites y también lo que ocurre cuando se sobrepasan aquellos valores.

- Se debe destacar que en la AISC Shapes Database no están disponibles las secciones de arriostramientos que satisfacen los valores elegidos para λ y D/t , por lo que se utilizaron secciones imaginarias. Por último, se fijó una longitud de 3000 mm para todos los arriostramientos. En la Tabla 3.2 se presentan las características de las secciones escogidas.
- Material: Acero ($E=200$ GPa, $F_y=380$ MPa).

Tabla 3.2: Detalles de las secciones de los arriostramientos (Fuente: Kumar, 2015).

D [mm]	t [mm]	λ	D/t	D [mm]	t [mm]	λ	D/t	D [mm]	t [mm]	λ	D/t
188,0	18,8	50	10,0	85,1	8,5	110	10,0	55,1	5,5	170	10,0
177,8	11,8		15,1	82,0	5,5		14,9	53,3	3,5		15,2
180,1	10,9		16,5	81,5	4,9		16,6	53,1	3,2		16,6
179,1	9,7		18,5	81,0	4,4		18,4	52,6	2,8		18,8
175,0	8,7		20,1	81,0	4,0		20,3	52,3	2,6		20,1
177,8	7,1		25,0	80,0	3,2		25,0	51,8	2,1		24,7
175,0	5,7		30,7	79,5	2,6		30,6	51,6	1,7		30,4
155,0	15,0	60	10,3	77,7	7,5	120	10,4	52,0	5,2	180	10,0
150,0	10,0		15,0	75,5	5,0		15,1	50,3	3,3		15,2
150,0	9,1		16,5	75,0	4,5		16,7	50,0	3,0		16,7
149,0	8,1		18,4	74,5	4,0		18,6	49,7	2,7		18,4
150,0	7,5		20,0	74,0	3,7		20,0	49,4	2,4		20,6
145,0	5,8		25,0	73,0	2,9		25,2	49,0	2,0		24,5
145,0	4,8		30,2	73,0	2,4		30,4	48,5	1,6		30,3
133,0	13,0	70	10,2	72,0	7,2	130	10,0	49,2	4,9	190	10,0
129,0	8,6		15,0	69,5	4,6		15,1	47,6	3,1		15,4
128,0	7,8		16,4	69,0	4,2		16,4	47,3	2,9		16,3
127,2	6,9		18,4	68,5	3,7		18,5	47,1	2,5		18,8
127,0	6,4		19,8	68,5	3,4		20,1	46,9	2,3		20,4
126,0	5,0		25,2	67,5	2,7		25,0	46,3	1,9		24,4
125,0	4,2		29,8	67,0	2,2		30,5	46,1	1,5		30,7
116,1	11,5	80	10,1	66,5	6,6	140	10,1	46,7	4,7	200	9,9
113,0	7,5		15,1	64,5	4,3		15,0	45,2	3,0		15,1
112,0	6,8		16,5	64,0	3,9		16,4	45,0	2,7		16,7
111,0	6,1		18,2	64,0	3,5		18,3	44,7	2,4		18,6
111,0	5,5		20,2	63,5	3,1		20,5	44,5	2,2		20,2
110,0	4,4		25,0	63,0	2,5		25,2	43,9	1,8		24,4
109,0	3,6		30,3	62,5	2,0		31,3	43,7	1,4		31,2
104,0	10,4	90	10,0	62,0	6,0	150	10,3				
100,0	6,7		14,9	60,4	4,0		15,1				
100,0	6,1		16,4	59,7	3,6		16,6				
99,5	5,4		18,4	59,6	3,2		18,6				
99,0	4,9		20,2	59,3	2,9		20,4				
98,0	3,9		25,1	58,5	2,3		25,4				
97,0	3,2		30,3	58,5	2,0		29,3				
93,0	8,9	100	10,4	58,5	5,9	160	9,9				
90,0	6,0		15,0	56,5	3,7		15,3				
90,0	5,5		16,4	56,3	3,4		16,6				
89,0	4,8		18,5	55,9	3,0		18,6				
89,0	4,4		20,2	55,5	2,7		20,6				
88,0	3,5		25,1	55,0	2,2		25,0				
87,0	2,9		30,0	54,5	1,8		30,3				

3.2.3 Resultados

En la Figura 3.3 se presentan gráficos de Fuerza axial en función de la Deformación axial de los arriostramientos ante cargas cíclicas para distintos valores de λ y D/t. Por cada valor de λ se presenta un gráfico, dentro de los cuales se representan los valores de D/t mediante curvas de colores.

La Figura 3.4 muestra gráficos de Energía acumulada por ciclo de carga en función de la Deformación unitaria axial de los arriostramientos para distintos valores de λ y D/t. Cabe

destacar que la energía acumulada se calcula como el área bajo la curva de carga axial-deformación axial para todos los ciclos en cada nivel de deformación unitaria axial. Los gráficos se ordenan de igual forma que los de la Figura 3.3. Por su parte, la Figura 3.5 presenta gráficos con los mismos parámetros pero manteniendo fijo el valor de D/t en cada cuadro y variando el valor de λ , el cual se ve representado en las diversas curvas de colores.

La Figura 3.6 presenta la variación de Ductilidad en función de λ y D/t mediante gráficos tridimensionales. Se muestran dos gráficos, una para los ciclos de cargas de compresión y otro para los de tracción.

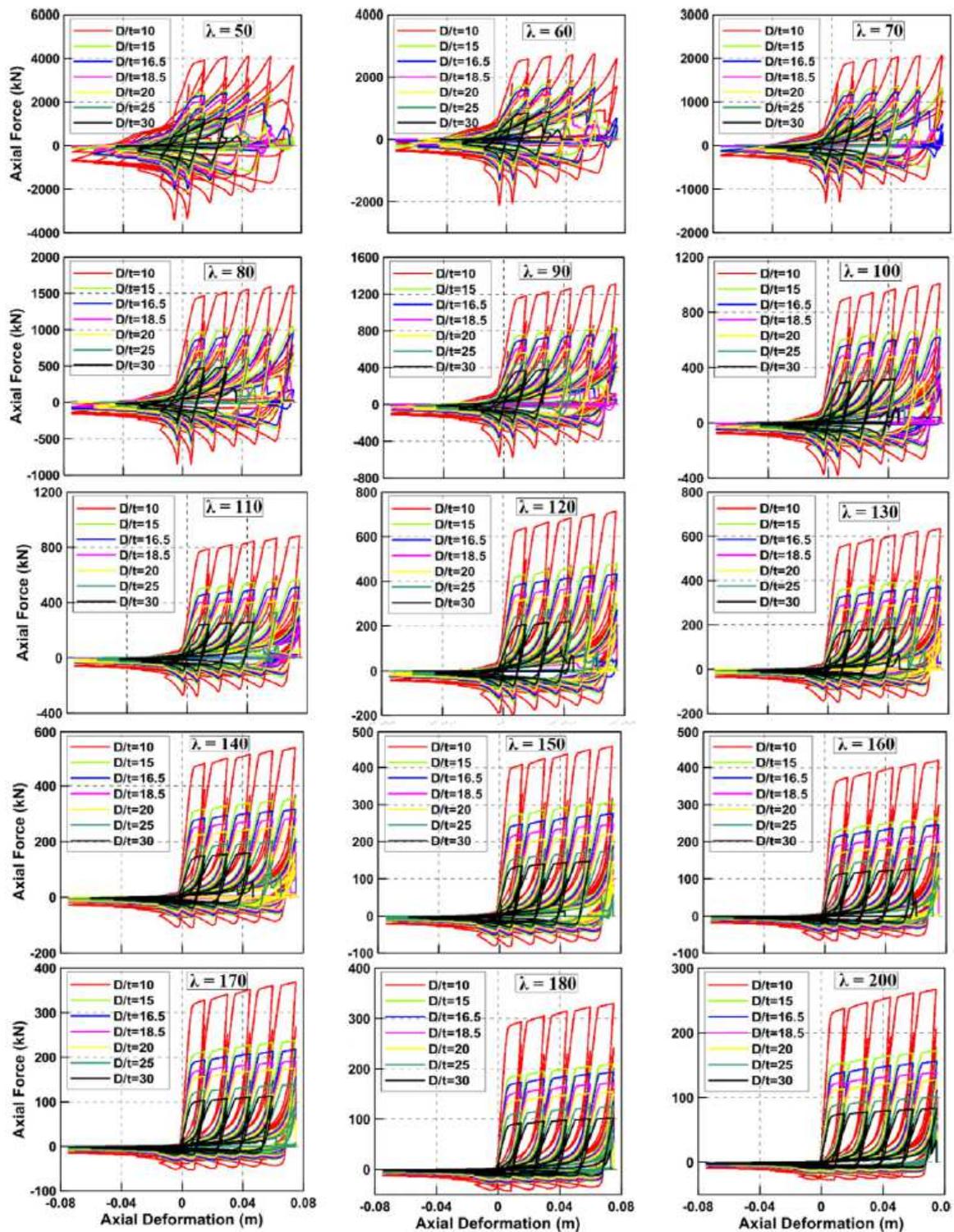


Figura 3.3: Gráficos Carga axial-Deformación axial para distintos valores de razón de esbeltez, variando la razón ancho-espesor (Fuente: Kumar, 2015).

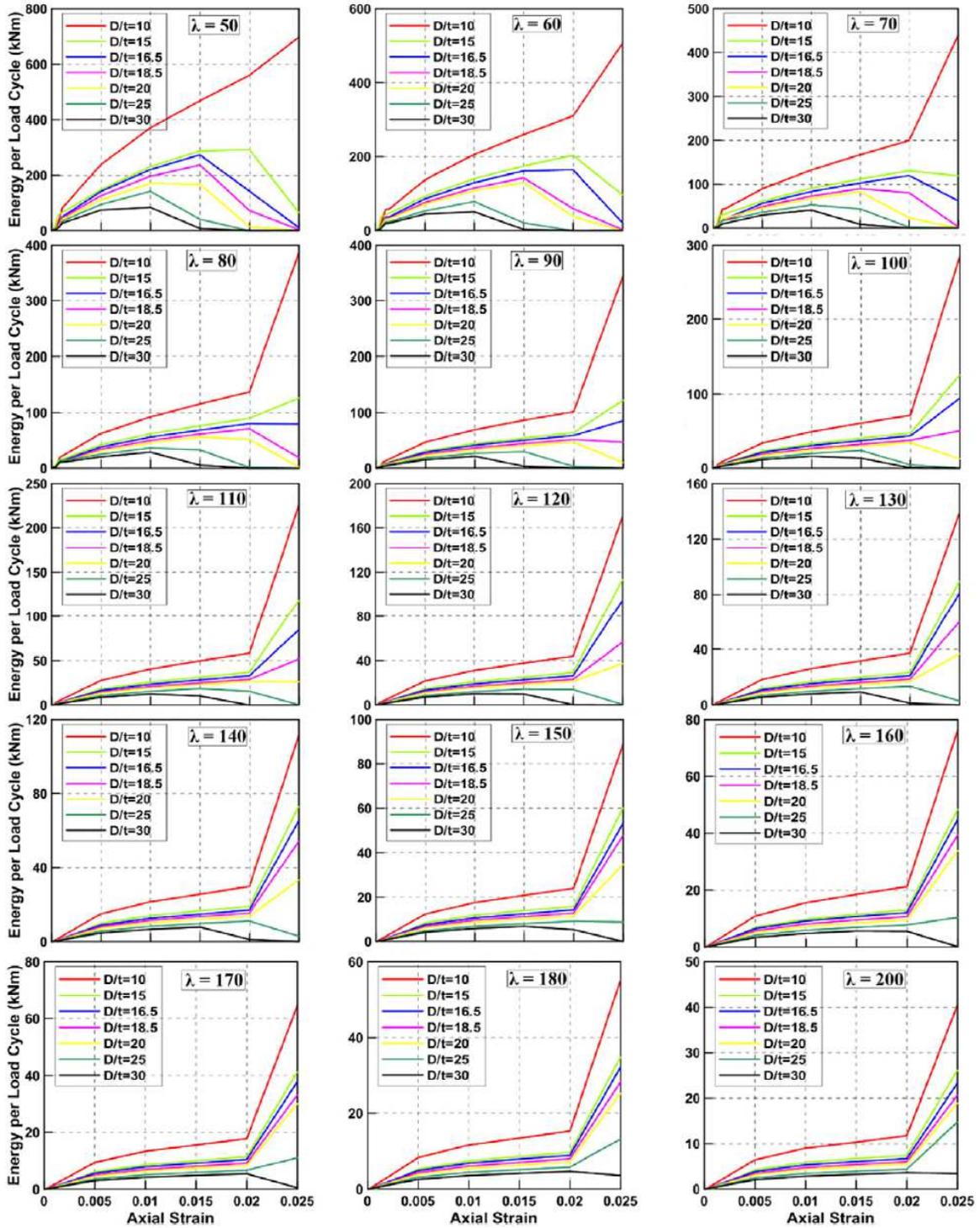


Figura 3.4: Gráficos Energía acumulada-Deformación unitaria axial para distintos valores de razón de esbeltez, variando la razón ancho-espesor (Fuente: Kumar, 2015).

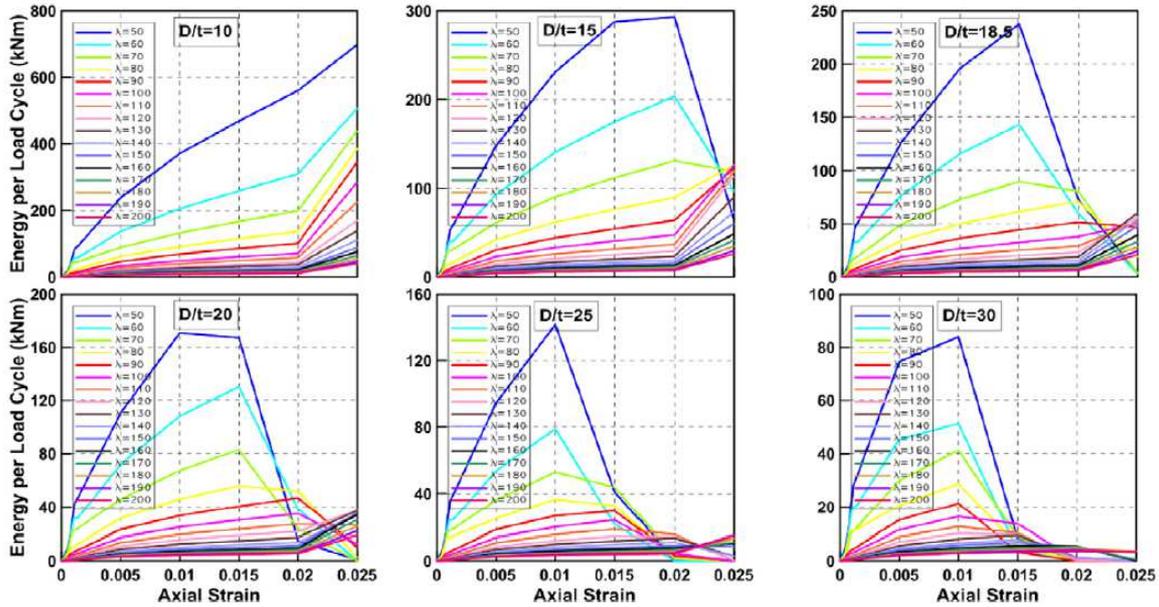


Figura 3.5: Gráficos Energía acumulada-Deformación unitaria axial para distintos valores de razón ancho-espesor, variando la razón de esbeltez (Fuente: Kumar, 2015).

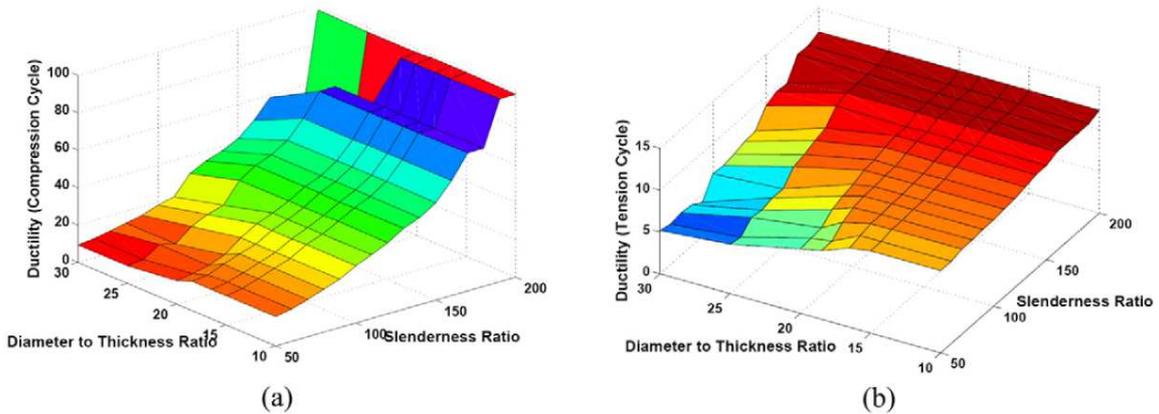


Figura 3.6: Gráficos tridimensionales de Ductilidad-Razón ancho-espesor y Razón de esbeltez: (a) Ciclos de compresión; (b) Ciclos de tracción (Fuente: Kumar, 2015).

3.3 Análisis numérico, estructuras con CBFs en V invertida, Energía Histerética y deriva de piso

Para revisar el documento original, remitirse a [13] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar, mediante análisis numérico, el comportamiento de estructuras con CBFs en V invertida. Para esto se analizarán, principalmente, las derivas de pisos que sufren y la Energía Histerética que disipan ante sismos cercanos y lejanos a la falla.

3.3.1 Metodología

- Análisis numérico de estructuras con CBFs.
- Se realizaron análisis tiempo-historia no lineales utilizando el software PERFORM 3D.
- En los análisis se consideró una zona sísmica muy alta y el efecto P-Delta de los elementos.
- Al seleccionar los registros de aceleraciones a utilizar, se buscó que sus parámetros fueran lo más similares posibles, esto debido a que los resultados de los análisis tiempo-historia no lineales dependen mucho de los registros utilizados pues la cantidad de energía insertada a la estructura está más influenciada por ellos que por las características de ésta.
- Los registros de aceleraciones seleccionados fueron Loma Prieta, Landers y Bam. Estos presentan una componente vertical y dos horizontales (norte-sur y este-oeste), siendo estas últimas las más importantes. En la Tabla 3.3 se muestran las características de los registros de aceleraciones mencionados, donde PGA (Peak Ground Acceleration) es la máxima aceleración del suelo, PGV (Peak Ground Velocity) es la máxima velocidad del suelo, PGD (Peak Ground Displacement) es el máximo desplazamiento del suelo, RJB es la distancia horizontal más cercana al plano de falla y M es la magnitud del sismo. Cabe destacar que se puso especial énfasis, al momento de obtener los resultados, en la distinción de registros cercanos y lejanos a la falla.
- Las estructuras fueron sometidas a las siguientes cuatro combinaciones de componentes de los registros: las dos horizontales por separado, las dos horizontales combinadas y las dos horizontales combinadas con la vertical.

Tabla 3.3: Características de los registros de aceleraciones utilizados (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

Cercanía a la falla	Sismo	Fecha	Estación	Componente	PGA [g]	PGV [cm/s]	PGD [cm]	RJB [km]	M
Cercano	Landers	28-Jun-1992	Morongo Valley Fire	MVH045	0,223	29,944	5,01	17,36	7,28
				MVH135	0,164	22,22	10,29		
				MVH-UP	0,164	10,31	4,43		
	Loma Prieta	18-Oct-1989	BRAN	BRN000	0,456	51,39	8,117	3,85	6,69
				BRN090	0,502	44,49	5,057		
				BRN-UP	0,506	18,054	4,217		
	Bam	26-Dic-2003	Bam	BAM-L	0,808	123,96	34,75	0,05	6,6
				BAM-T	0,629	60,07	25,02		
				BAM-V	0,97	39,64	17,09		
Lejano	Landers	28-Jun-1992	Puerta La Cruz	PLC000	0,046	1,989	0,409	94,48	7,28
				PLC090	0,044	1,928	0,564		
				PLC-UP	0,037	1,6987	0,466		
	Loma Prieta	18-Oct-1989	Diamond Heights	DMH000	0,098	10,054	2,565	71,23	6,69
				DMH090	0,113	13,108	5,218		
				DMH-UP	0,043	6,734	1,542		
	Bam	26-Dic-2003	Abaragh	ABAR-L	0,168	4,24	22,28	47,16	6,6
				ABAR-T	0,109	3,73	8,58		
				ABAR-V	0,086	3,04	17,9		

3.3.2 Modelo

- Estructuras con CBFs en V invertida.
- Las estructuras estudiadas tienen 3, 6 y 12 pisos, con 3 m de altura por piso, 4 m de ancho por marco y losas de hormigón de 15 cm de espesor.
- Sección de arriostramientos: Tubular cuadrada.
- Las vigas y columnas fueron diseñadas con perfiles doble T. En la Tabla 3.4 se muestran, a modo de ejemplo, las propiedades de los elementos que componen la estructura de 3 pisos. Las estructuras de 6 y 12 pisos están compuestas por los mismos tipos de vigas, columnas y arriostramientos, variando solo las dimensiones de los elementos.
- En las Figuras 3.7 y 3.8 se presentan la vista en planta y elevación, respectivamente, de las estructuras estudiadas.

Tabla 3.4: Secciones utilizadas en los elementos de la estructura de 3 pisos (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

Piso	Columnas	Vigas	Arriostramientos
1	IPE140	IPE200+2PL80x4	
	IPE180+2PL80x4	IPE200+2PL80x6	
	IPE200+2PL80x6	2IPE140	Box100x100x8
	IPE220	2IPE160	Box100x100x10
	IPE220+2PL100x4	2IPE180	
	IPE270	2IPE180+2PL150x3	
2	IPE140	IPE120	
	IPE180	IPE120+2PL80x4	
	IPE180+2PL80x4	IPE160+2PL70x4	Box90x90x10
	IPE200+2PL80x6	IPE180	Box100x100x8
	IPE220	2IPE120	
	IPE220+2PL100x4	2IPE120+2PL70x3	
3	IPE270		
	IPE120+2PL60x3	IPE120+2PL60x3	
	IPE140+2PL60x3	IPE140+2PL60x3	
	IPE140+2PL60x5	IPE140+2PL60x5	
	IPE160+2PL70x4	IPE160+2PL70x4	Box80x80x7
	IPE180+2PL80x3	IPE180+2PL80x3	Box80x80x8
	IPE200+2PL80x3	IPE140+2PL60x5	
		IPE200+2PL80x3	

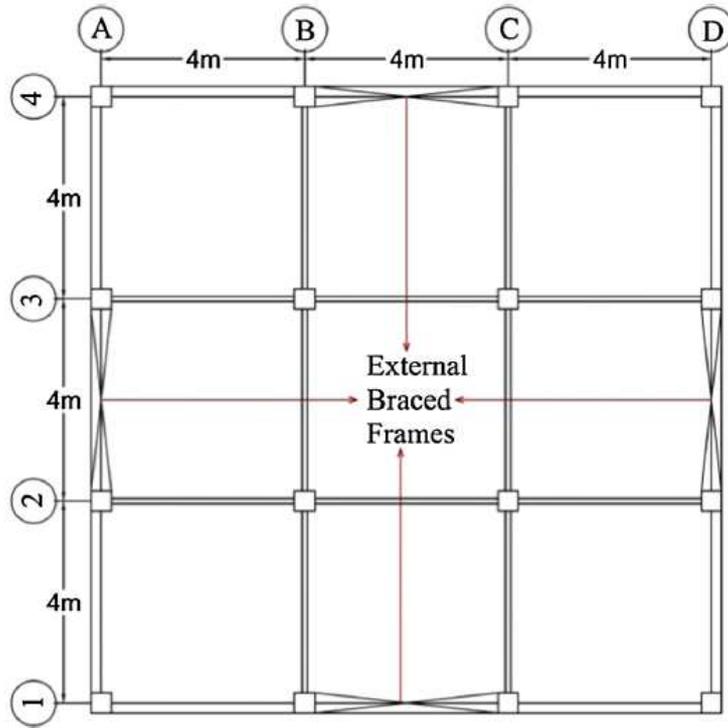


Figura 3.7: Vista en planta de cada piso de las estructuras (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

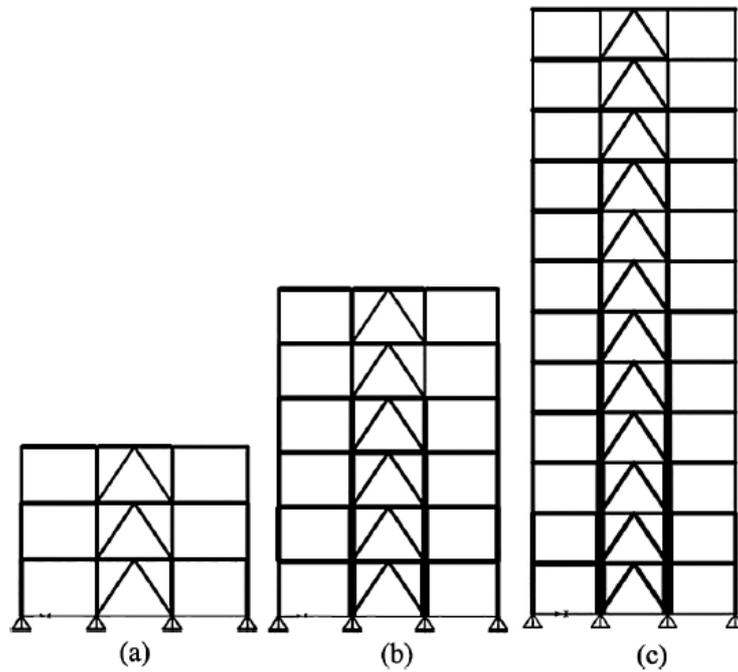


Figura 3.8: Vista en elevación de las estructuras tomando un eje externo cualquiera como ejemplo (todos sus ejes externos son idénticos): (a) 3 pisos; (b) 6 pisos; (c) 12 pisos (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

3.3.3 Resultados

La nomenclatura utilizada para representar los resultados de cada combinación de componentes de los registros de aceleraciones es la siguiente:

1D-L: Componente horizontal del sismo en la dirección L (este-oeste).

1D-T: Componente horizontal del sismo en la dirección T (norte-sur).

2D: Combinación de ambas componentes horizontales del sismo.

3D: Combinación de las tres componentes del sismo (las dos horizontales y la vertical).

Para presentar los resultados, se separaron los registros cercanos a la falla de los lejanos a esta para luego calcular un promedio de lo obtenido. Así, los resultados etiquetados como NEAR representan el promedio de los tres registros cercanos a la falla, mientras que los etiquetados como FAR son el promedio de los tres registros lejanos a la falla. Además, tanto en el caso de derivas de pisos como en Energía Histerética, las combinaciones 2D y 3D arrojaron resultados muy similares, por lo que se optó por presentar sólo los obtenidos a través de 2D.

Las Figuras 3.9, 3.10 y 3.11 muestran gráficos de las derivas de pisos máximas obtenidas para las estructuras de 3, 6 y 12 pisos, respectivamente, sometidas al promedio de los registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla. Se presentan dos gráficos por figura, uno para los resultados en la dirección X y otro para aquellos en la dirección Y. Además, los distintos resultados (que se dan según la cercanía del sismo a la falla y la combinación utilizada, ya sea 1D o 2D) se distinguen mediante curvas de colores, notando también que aquellos concernientes a sismos lejanos a la falla se representan con curvas continuas, y los referentes a sismos cercanos a la falla, con curvas discontinuas.

La Figura 3.12 presenta la distribución porcentual de la Energía Histerética en los pisos de las estructuras sometidas a las mismas acciones sísmicas descritas anteriormente. Hay un gráfico por cada estructura según su cantidad de pisos, y la forma de representar cada resultado es muy similar a la de las figuras anteriores, salvo que en este caso la combinación 1D se divide en 1D-L y 1D-T.

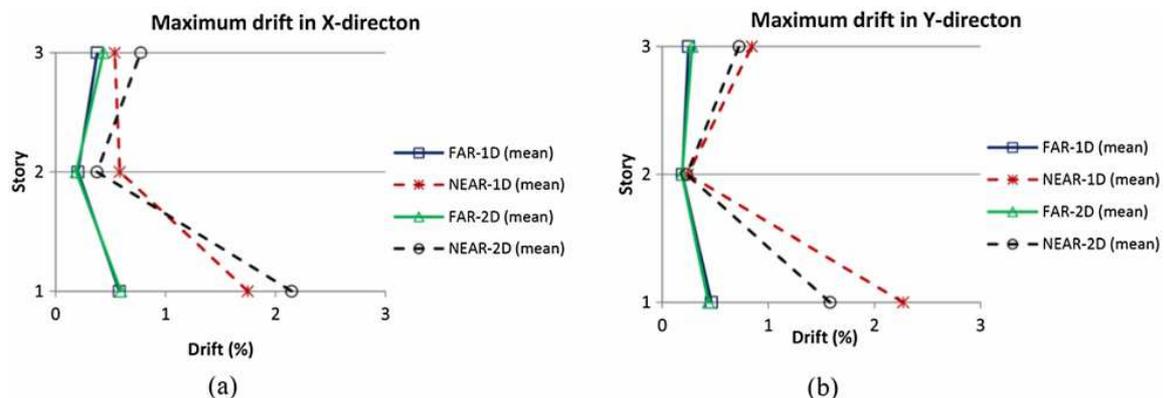


Figura 3.9: Gráficos de Deriva de piso máxima de estructura de 3 pisos sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) En dirección X; (b) En dirección Y (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

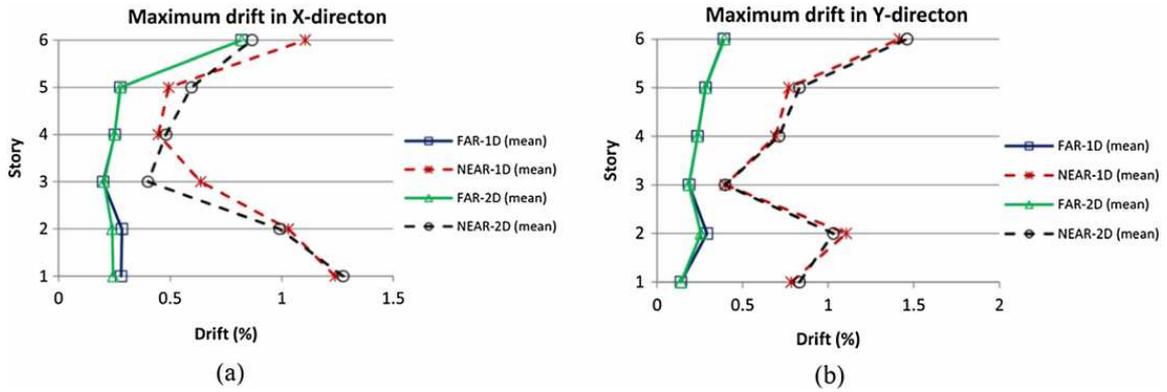


Figura 3.10: Gráficos de Deriva de piso máxima de estructura de 6 pisos sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) En dirección X; (b) En dirección Y (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

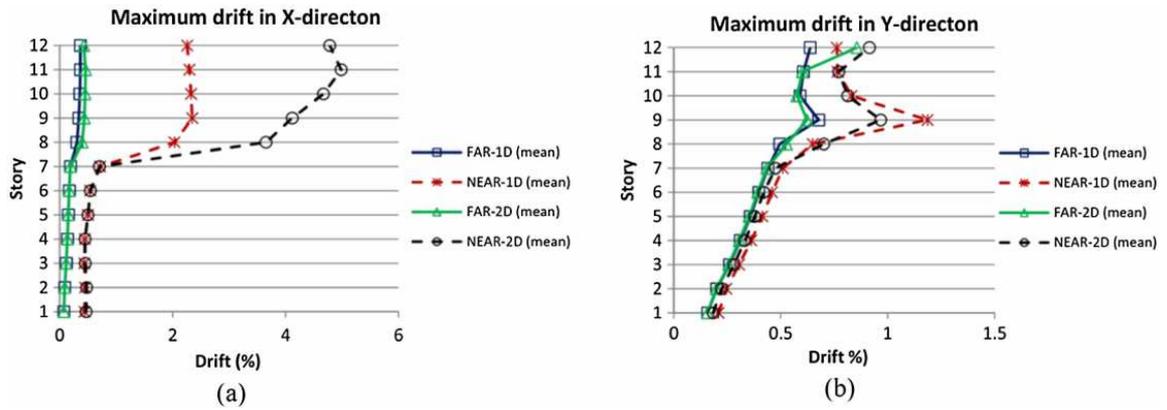


Figura 3.11: Gráficos de Deriva de piso máxima de estructura de 12 pisos sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) En dirección X; (b) En dirección Y (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

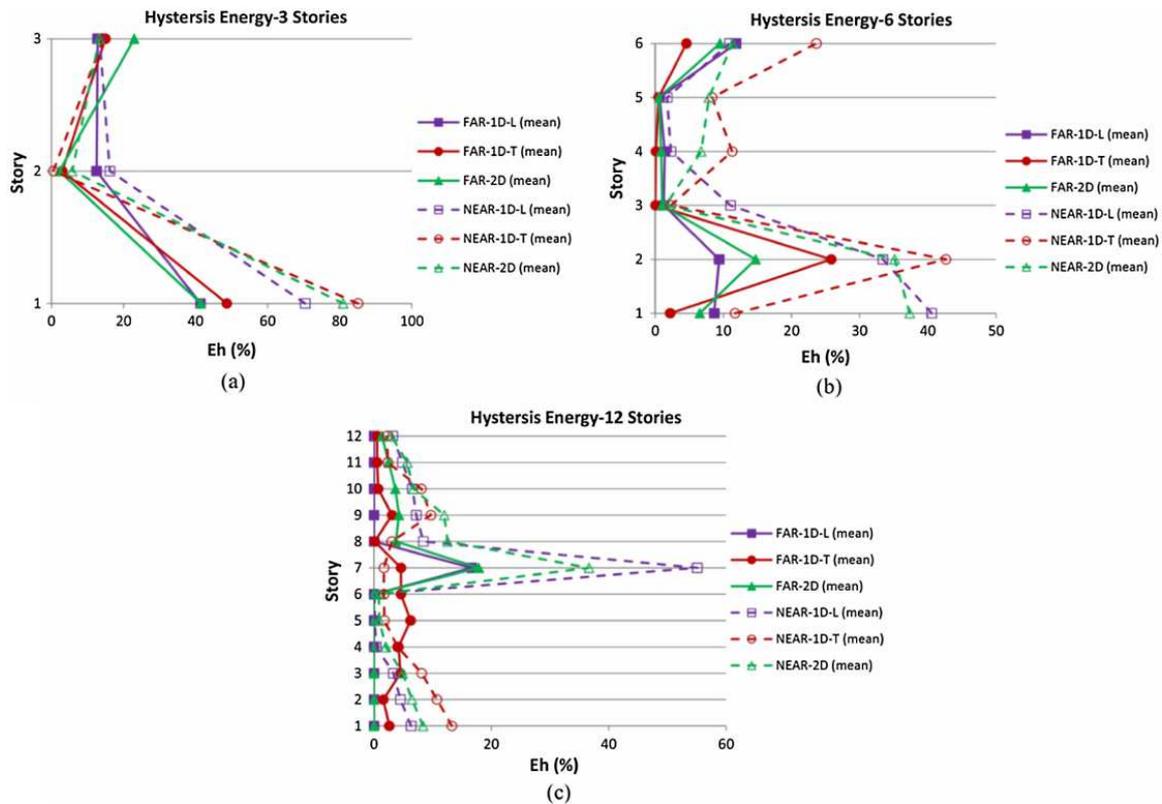


Figura 3.12: Distribución porcentual de la Energía Histerética a lo largo de los pisos de las estructuras sometidas al promedio de registros de aceleraciones cercanos y lejanos a la falla: (a) 3 pisos; (b) 6 pisos; (c) 12 pisos (Fuente: Abdollahzadeh, 2016).

3.4 Estudio experimental, arriostramientos aislados, secciones tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T, y deriva de piso

Para revisar el documento original, remitirse a [14] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar de forma experimental el comportamiento de varios arriostramientos con secciones transversales gruesas y de tipo tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T. Para esto se analizan fotos de la deformada de algunos especímenes estudiados, especialmente debido al pandeo local que sufren, y su respuesta histerética en términos de la deriva de piso.

3.4.1 Metodología

- Estudio experimental de arriostramientos, en forma aislada, con distintas secciones.
- Se puso un mayor énfasis en secciones tubulares rectangulares debido a ser las más utilizadas en arriostramientos a nivel mundial. También se estudiaron arriostramientos con secciones tubulares circulares y, adicionalmente, con secciones doble T con el propósito de realizar análisis comparativos.

- Se realizaron encuestas respecto a edificios realizados en la práctica para obtener algunos parámetros a utilizar en el diseño de los elementos. Estas revelaron que la longitud de los arriostramientos entre los puntos de trabajo (L_{c-c} en Figura 3.13.a) varía entre 4,6 y 10,3 m, con un valor promedio de 7,7 m, y que el valor promedio del ángulo de inclinación del arriostramiento es 35° (θ en Figura 3.13). Luego, los arriostramientos a utilizar fueron seleccionados de entre todos los diseños disponibles en Norte América que puedan desarrollar una resistencia de diseño ante compresión axial (ϕP_n) de entre 1000 y 5000 kN para longitudes efectivas (KL) de 5, 6, 7, 8 y 9 m.
- Los arriostramientos a estudiar fueron expuestos a cargas axiales cuasi-estáticas en una máquina de cargas con 12000 kN de capacidad (ver Figura 3.14). Los elementos fueron fabricados con las placas gusset pertinentes en sus dos extremos, y fueron ensamblados a la máquina de tal forma de reproducir la geometría esperada de la unión viga-columna-arriostramiento.
- Las pruebas se llevaron a cabo a través de un protocolo de desplazamiento que se ilustra en la Figura 3.15. Este consistió en aplicar desplazamientos simétricos de tracción y compresión, aumentando progresivamente su amplitud, lo que simula la demanda impuesta por sismos. Hasta el ciclo número 20, la prueba reproduce la demanda media esperada para marcos arriostrados de acero moderadamente dúctiles diseñados de acuerdo al CSA-S16 cuando son expuestos a acciones sísmicas esperadas en Vancouver, Canadá. La máxima deriva de piso de esta primera secuencia es de 1,5%. Luego se aplican dos ciclos con amplitudes menores para medir la resistencia y rigidez residual del arriostramiento en ese momento. Posteriormente, se continuó con ciclos de amplitudes mayores con el fin de reproducir la demanda esperada en zonas de alta sismicidad como la costa oeste de Estados Unidos. Así, el protocolo de cargas se desarrolló en términos de la deriva de piso, Δ/h_s , el cual fue transformado al desplazamiento axial del arriostramiento, δ , asumiendo que todas las deformaciones se dan en la longitud del arriostramiento comprendida entre las rótulas de sus extremos, L_H (ver Figura 3.13):

$$\frac{\delta}{L_H} = 1,3 \left[\frac{\Delta}{h_s} \right] \cos \theta \sin \theta$$

Donde θ es la inclinación del arriostramiento (35° en este caso, que viene siendo el valor medio en la práctica según encuestas realizadas) y 1,3 es el valor de L_H/L_{c-c} para diseños típicos de marcos arriostrados. Esta transformación es conservativa para los ciclos con amplitudes pequeñas asociados a respuestas elásticas pero representa más fielmente la demanda en el rango inelástico.

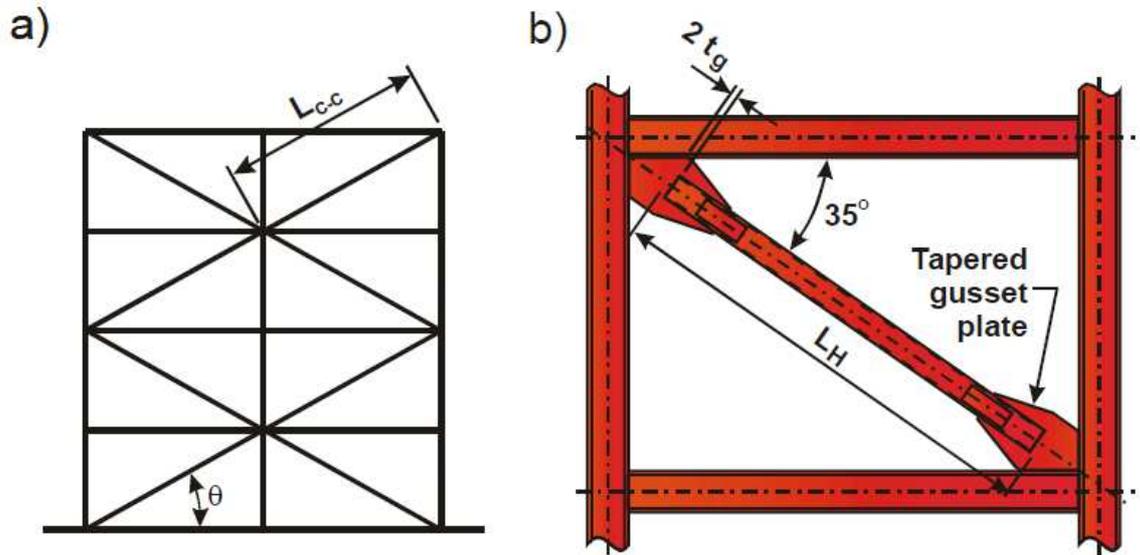


Figura 3.13: Ilustración de parámetros L_{c-c} , L_H y θ : (a) Estructura con CBFs en D; (b) Detalle de CBF en D con placas gusset trapezoidales (L_{c-c} : Longitud comprendida entre los puntos de trabajo extremos del arriostramiento; L_H : Longitud comprendida entre las rótulas de los extremos del arriostramiento; θ : Ángulo de inclinación del arriostramiento) (Fuente: Haddad, 2008).

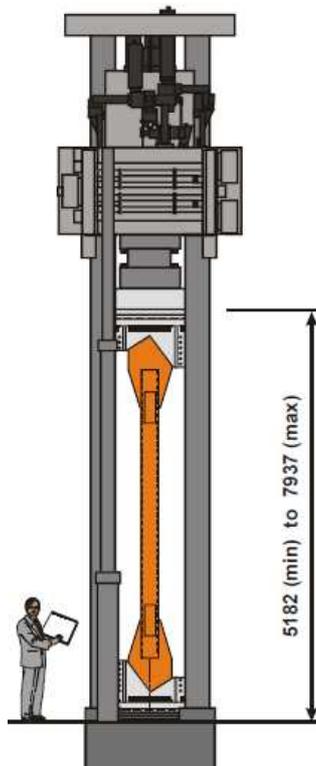


Figura 3.14: Esquema de la máquina de carga utilizada en los ensayos experimentales (dimensiones en mm) (Fuente: Haddad, 2008).

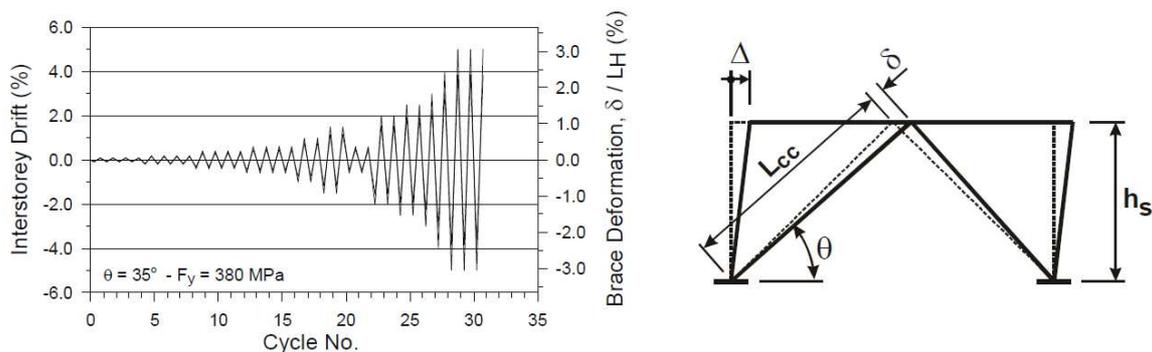


Figura 3.15: Protocolo de pruebas (Fuente: Haddad, 2008).

3.4.2 Modelo

- 34 arriostramientos en total con los siguientes tipos de secciones: 19 tubulares rectangulares, 9 tubulares circulares y 6 doble T. Sin embargo, en los resultados solo se presentan los concernientes a 3 tubulares rectangulares, 2 tubulares circulares y 1 doble T.
- El espesor de especímenes tanto tubulares rectangulares como circulares se varió para obtener b_0/t que fueran mayores, iguales y menores a los límites normados para arriostramientos dúctiles. En las provisiones sísmicas canadienses del CSA-S16, esos límites son iguales a 17,6 y 28,6 para elementos con secciones tubulares rectangulares y circulares, respectivamente. La longitud de arriostramientos con perfiles tubulares fue ajustada para obtener, en general, λ iguales a 40 y 60. Dado que los arriostramientos más gruesos son más propensos a tener una mayor vulnerabilidad a la fractura al estar expuestos a demandas inelásticas producto de sismos, esta selección representaba el escenario más crítico para medir el potencial a una prematura fractura del elemento en estructuras actuales. En el CSA-S16, el límite de razón ancho-espesor para perfiles doble T es de 7,8.
- Los límites de razones ancho-espesor expuestos en las provisiones sísmicas estadounidenses del AISC (AISC 2005) son similares a los del CSA-S16, aunque ligeramente menores. Específicamente, los valores son de 15,4, 27,8 y 7,2 para perfiles tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T, respectivamente.
- En la Figura 3.16 se presentan gráficamente los perfiles tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T seleccionados en virtud de los parámetros establecidos para realizar un análisis correcto.
- Para los arriostramientos con perfiles tubulares rectangulares, se seleccionaron tubos cuadrados con un ancho de 152, 254 y 305 mm. En el caso de los tubulares circulares, se escogieron miembros con un diámetro externo igual a 273 mm.
- Las placas gusset, para los tres tipos de perfiles utilizados, fueron diseñadas asumiendo un pandeo fuera del plano. Para esta condición, se permiten rotaciones inelásticas hasta el pandeo en las rótulas de las placas. Para secciones tubulares rectangulares, se examinó un diseño para pandeo dentro del plano en dos especímenes.

- Materiales: ASTM A500, grado C, para tubulares rectangulares ($F_y=345$ MPa, $F_u=427$ MPa) y tubulares circulares ($F_y=317$ MPa, $F_u=427$ MPa), y ASTM A992 para doble T ($F_y=345$ MPa, $F_u=448$ MPa).

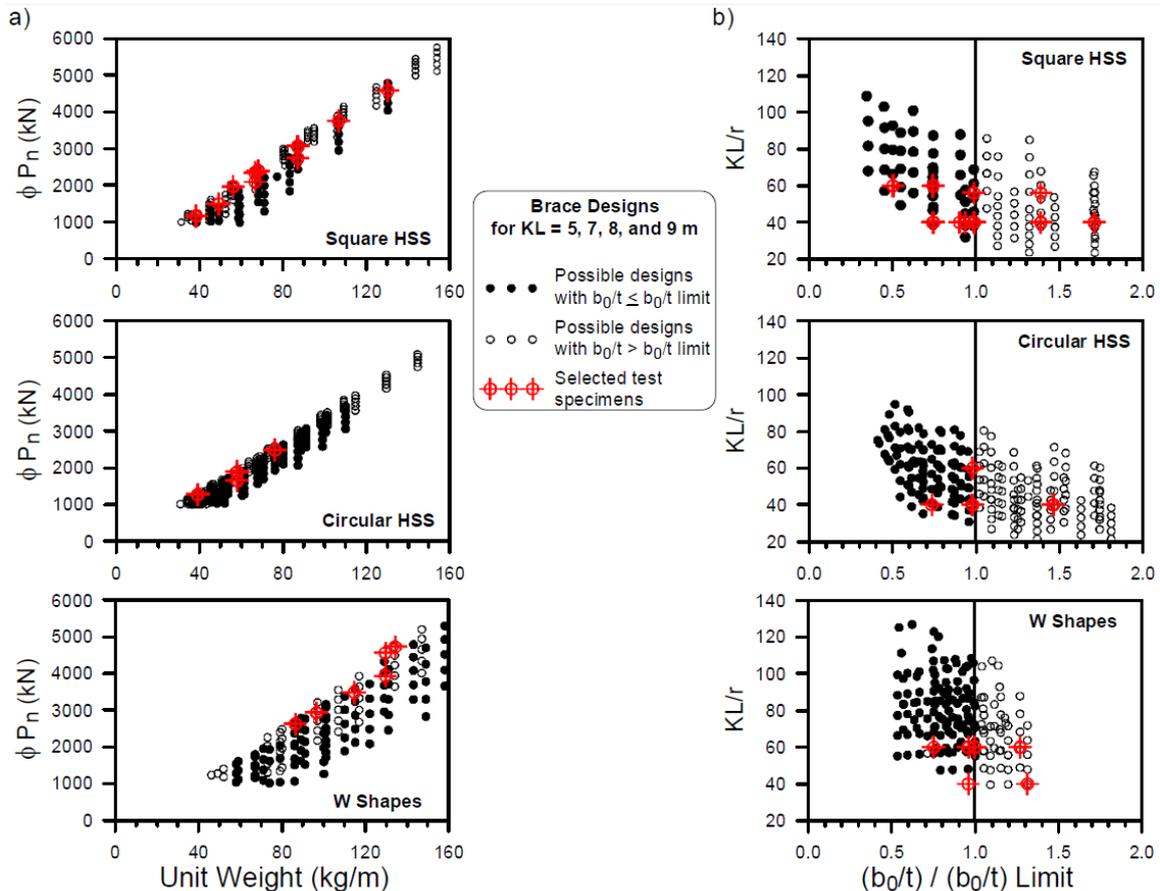


Figura 3.16: Selección de arriostramientos estudiados junto a posibles diseños: (a) Capacidad-Peso unitario; (b) Razón de esbeltez-Razón ancho-espesor (Fuente: Haddad, 2008).

3.4.3 Resultados

En la Figura 3.17 se presentan fotos de los arriostramientos trabajados tras sufrir pandeos global y local. Específicamente, las Figuras 3.17.a y 3.17.b muestran la respuesta de un arriostramiento con perfil tubular circular durante el pandeo global sufrido ante compresión, mientras que las Figuras 3.17.c, 3.17.d y 3.17.e presentan la sección deformada tras sufrir pandeo local de un perfil tubular rectangular, un tubular circular y un doble T, respectivamente.

En la Figura 3.18 se muestra la respuesta histerética obtenida para seis de los arriostramientos estudiados. Esto se ilustra mediante gráficos de Carga axial en función de la Deriva de piso (zona superior del eje horizontal) y del Desplazamiento axial (zona inferior del eje horizontal).

Cabe destacar que las nomenclaturas RHS, CHS y W denotan perfiles tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T, respectivamente.

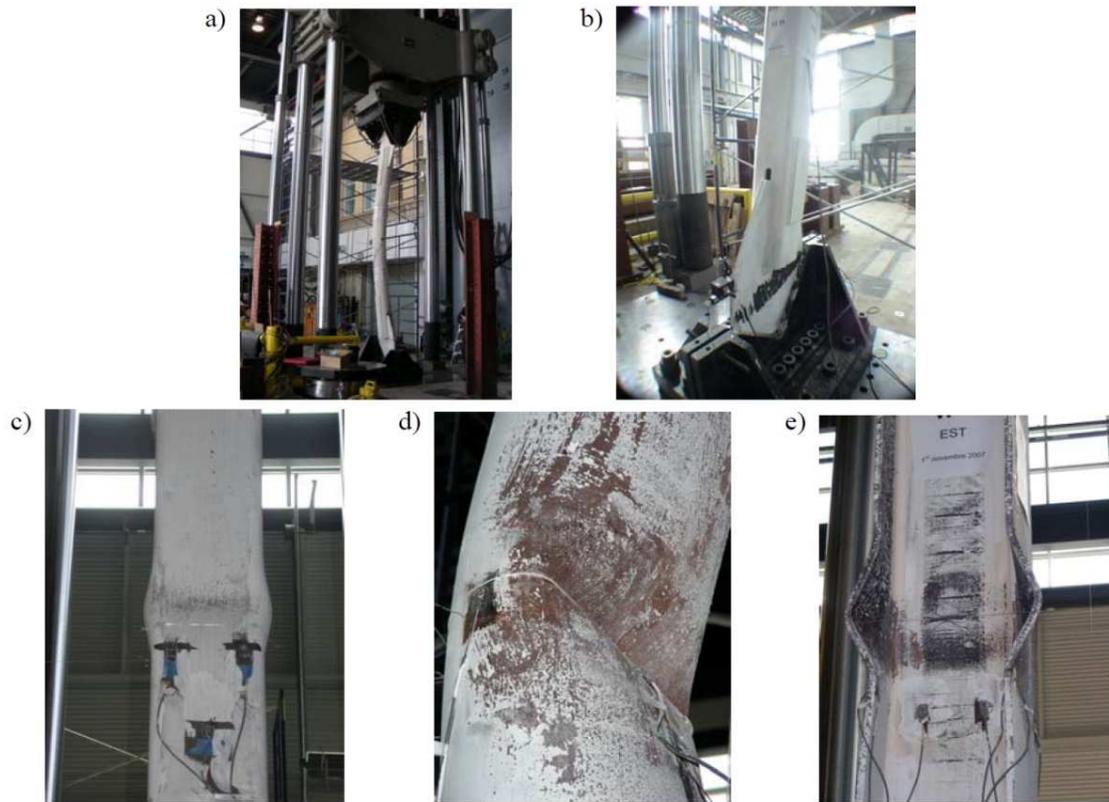


Figura 3.17: Fotos del comportamiento observado en algunos de los arriostramientos estudiados: (a) Pandeo global; (b) Rotación inelástica en la placa gusset asociada con el pandeo; (c) Pandeo local de arriostramiento con perfil tubular rectangular; (d) Pandeo local de arriostramiento con perfil tubular circular; (e) Pandeo local de arriostramiento con perfil doble T (Fuente: Haddad, 2008).

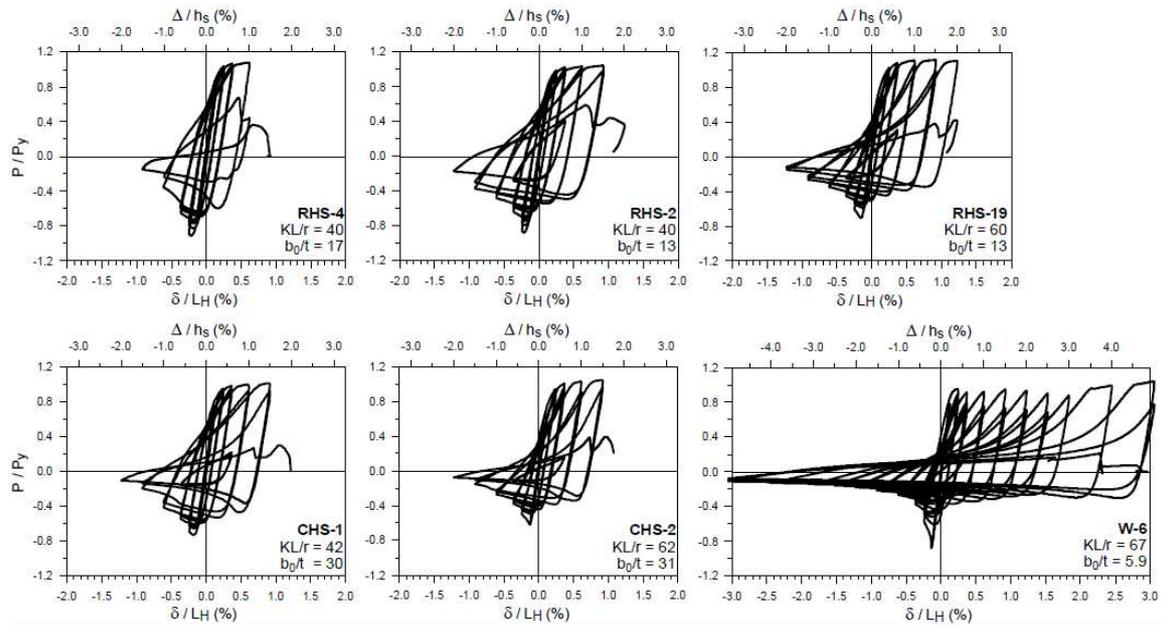


Figura 3.18: Gráficos de Fuerza axial-Deriva de piso y Deformación axial para seis de los arriostramientos estudiados (Fuente: Haddad, 2008).

3.5 Estudio experimental y análisis numérico, arriostramientos aislados, secciones tubulares circulares y doble T, y pandeo

Para revisar el documento original, remitirse a [15] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar experimental y numéricamente el comportamiento de arriostramientos, en forma aislada, con secciones tubulares circulares y doble T. Para esto se analizan variables como el ciclo histerético, deformaciones axiales unitarias, deformaciones transversales y la ocurrencia de pandeo global, pandeo local, agrietamiento y fractura de los elementos.

3.5.1 Metodología

- Estudio experimental y análisis numérico de arriostramientos, en forma aislada, con distintos tipos de secciones.
- La configuración de las pruebas experimentales se esquematiza en la Figura 3.19. Se colocaron placas gusset en los extremos de cada espécimen: un extremo fue fijado al marco y el otro a la mesa deslizante equipada con un transmisor de fuerzas (“actuador” en la figura).
- La deformación axial de los arriostramientos fue medida a través de LVDTs, mientras que la fuerza axial se calculó con la celda de carga instalada en el transmisor de fuerzas. Las deformaciones unitarias superficiales fueron detectadas mediante strain gauges posicionados en la zona central de los elementos estudiados.

- El protocolo de cargas constó de cuatro fases definidas a través de la deformación unitaria axial, las que se describen a continuación (en la Figura 3.20 se grafican estas fases, donde la deformación axial unitaria positiva indica tracción²):
 - 1.- Amplitud cíclica incrementada gradualmente: La amplitud de ϵ fue incrementada en 0,1, 0,5, 1,0 y 2,0% durante tres ciclos de carga por cada valor. Tras el tercer ciclo en $\epsilon=2,0\%$, la amplitud de esta variable se mantuvo constante en dicho valor hasta la fractura del arriostramiento (ver Figura 3.20.a).
 - 2.- Amplitud cíclica disminuida gradualmente: La amplitud de ϵ disminuyó desde 1,0% a 0,75%, y finalmente a 0,5%, con tres ciclos de carga por cada valor, excepto el último que se mantuvo constante hasta la fractura del arriostramiento (ver Figura 3.20.b).
 - 3.- Amplitud cíclica incrementada excéntricamente: El valor inicial de ϵ fue de 1,0% en tracción, y su amplitud se aumentó en 0,1, 0,5 y 1,0% durante tres ciclos por cada valor, excepto el último que se mantuvo constante hasta la fractura del arriostramiento. Estos aumentos de amplitud se indujeron en torno al valor central de $\epsilon=1,0\%$ (ver Figura 3.20.c).
 - 4.- Amplitud cíclica aleatoria: Se indujeron valores de entre 0,1% y 1,0% en la amplitud de ϵ en forma aleatoria. El proceso mostrado en la Figura 3.20.d fue definido como un set, y este mismo set de deformaciones se repitió hasta la fractura del arriostramiento.
- En el análisis numérico se realizó un modelo de elementos finitos para estudiar el comportamiento post pandeo de los arriostramientos, y para ello se utilizó el software ABAQUS.

² En la publicación, la deformación axial unitaria (ϵ) es llamada deformación axial normalizada (“Normalized Axial Deformation” en los gráficos), y se denota como ϵ_n . Además, la tensión axial (σ) es llamada fuerza axial normalizada (“Normalized Axial Force” en los gráficos), y se denota como σ_n .

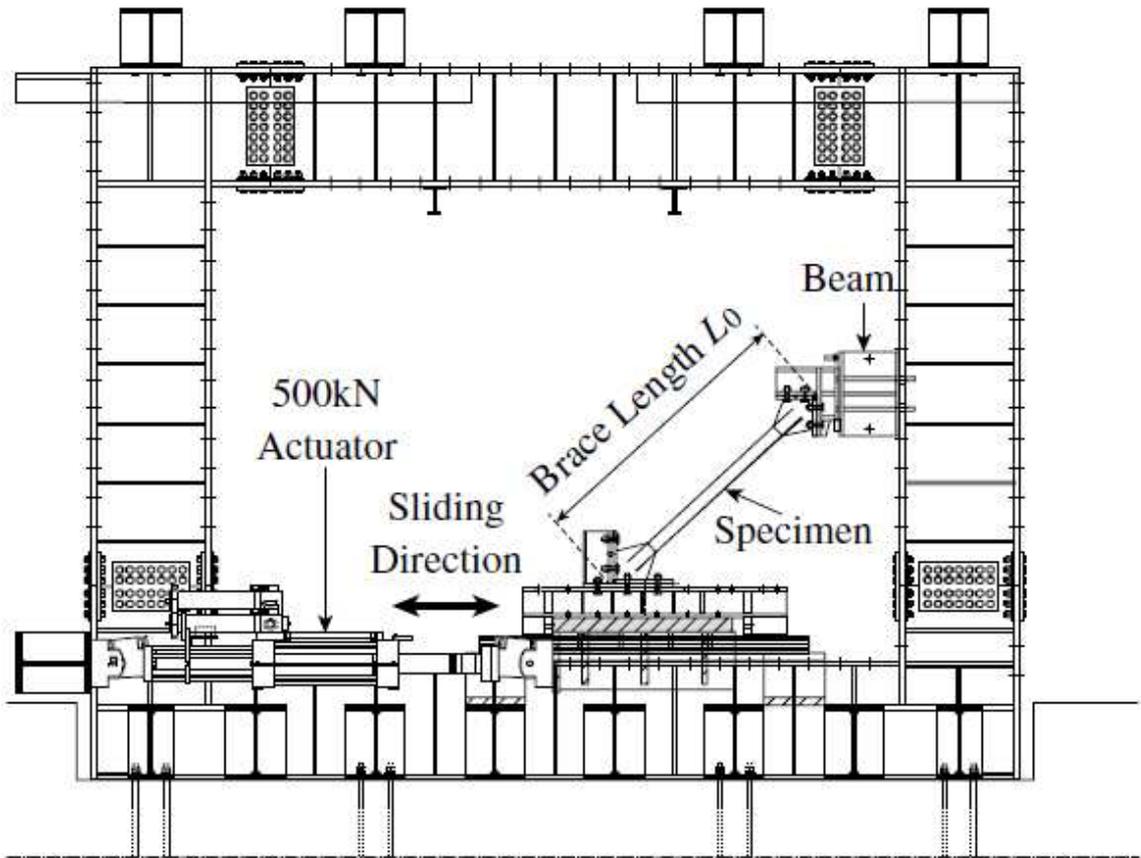


Figura 3.19: Esquema de la configuración de las pruebas (Fuente: Takeuchi, 2015).

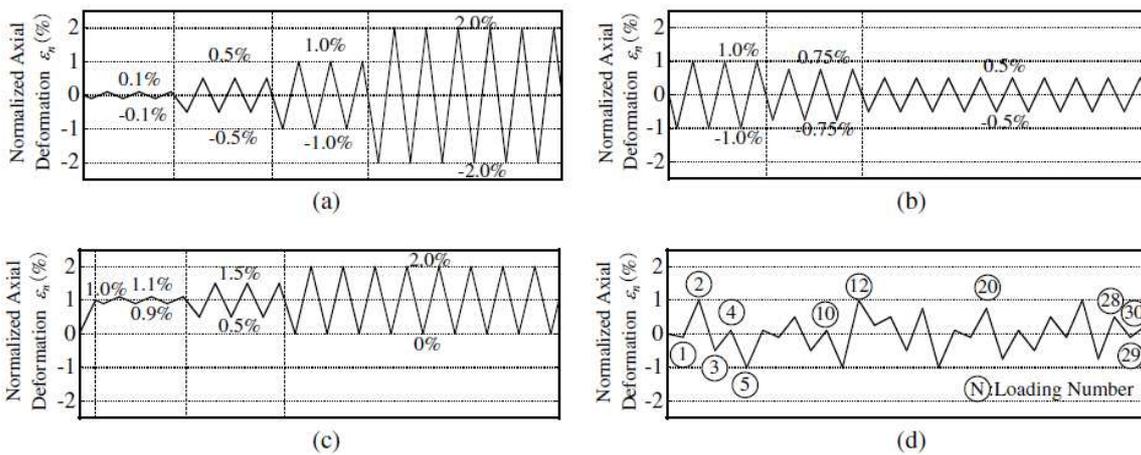


Figura 3.20: Protocolo de cargas: (a) Amplitud cíclica incrementada gradualmente; (b) Amplitud cíclica disminuida gradualmente; (c) Amplitud cíclica incrementada excéntrica; (d) Amplitud cíclica aleatoria (Fuente: Takeuchi, 2015).

3.5.2 Modelo

- Arriostramientos con perfiles tubulares circulares y doble T, uno por cada perfil.
- Las razones de ancho-espesor y esbeltez en el perfil tubular circular fueron $D/t=28$ y $\lambda=70$, mientras que en el perfil doble T fueron $b_f/2t_f=10$ y $\lambda=70$.
- Las propiedades de los dos especímenes utilizados se presentan en la Tabla 3.5, donde P728 y H710 denotan a los arriostramientos con sección tubular circular y doble T, respectivamente. Cabe recalcar que L_0 corresponde a la longitud entre los puntos de trabajo del arriostramiento, L_B es la distancia entre las rótulas plásticas que se producen en ambas placas gusset del elemento (ver Figura 3.21) y L_k corresponde a la longitud de pandeo plástico efectiva (este valor se estimó como $0,76L_B$ y $0,69L_B$ para secciones tubulares circulares y doble T, respectivamente).
- Material: Aceros STK400 ($F_y=365$ MPa, $F_u=456$ MPa) para arriostramiento CHS y SS400 ($F_y=327$ MPa, $F_u=430$ MPa) para arriostramiento doble T. Estas notaciones de aceros provienen de la JIS (Japanese Industrial Standards).

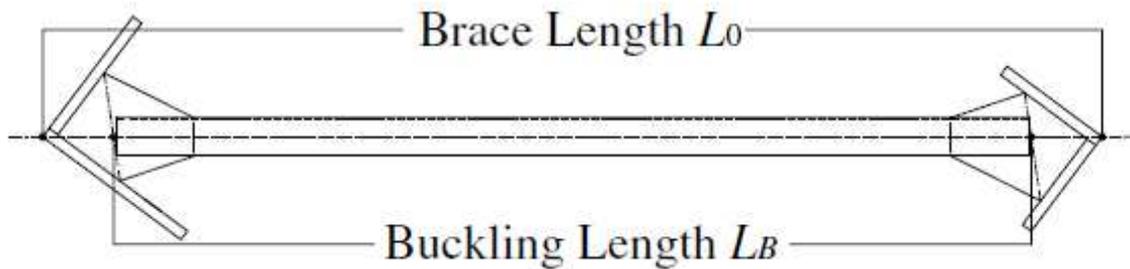


Figura 3.21: Esquema de longitudes de cada arriostramiento, siendo L_0 la longitud entre sus puntos de trabajo y L_B la distancia entre las rótulas plásticas que se generan en sus placas gusset (Fuente: Takeuchi, 2015).

Tabla 3.5: Propiedades de los arriostramientos estudiados (Fuente: Takeuchi, 2015).

Especímen	Material	Sección [mm]	Área transversal [mm ²]	L_0 [mm]	L_B [mm]	L_k [mm]	λ	$D/t;$ $b_f/2t_f$
P728	STK400	Dia89.1xt3.2	864	2456	2127	1617	70	28
H710	SS400	H-90x90xtw4.5xtf4.5	1175	1865	1511	1046	70	10

3.5.3 Resultados

Las Figuras 3.22 y 3.23 presentan gráficos de Tensión axial en función de Deformación axial unitaria obtenidos experimentalmente para los arriostramientos con perfil tubular circular (P728 en la Tabla 3.5) y doble T (H710 en la Tabla 3.5), respectivamente. Los gráficos se separan por cada fase del protocolo de cargas, indicándose en cada uno el momento del agrietamiento, de la fractura y del pandeo global del elemento.

En la Tabla 3.6 se exponen los resultados experimentales de los arriostramientos estudiados indicando el ciclo y amplitud de deformación axial unitaria en que se producen su pandeo global, su pandeo local, su agrietamiento y su fractura, esto en cada fase del protocolo de cargas. Por su parte, la Tabla 3.7 indica la deformación axial unitaria sufrida por los especímenes en el momento de su fractura en cada fase del protocolo de cargas.

En la Figura 3.24 se muestran fotos experimentales de los arriostramientos estudiados en el momento de su pandeo local y fractura con el objetivo de apreciar su deformada en aquellos momentos.

En la Figura 3.25 se presenta el comportamiento histerético de los arriostramientos estudiados a raíz de resultados obtenidos experimental y numéricamente. Esto se ilustra para una fase del protocolo de cargas por espécimen con el fin de comparar ambos tipos de resultados. Lo mismo se aprecia en la Figura 3.26, pero esta vez con gráficos de la Deformación unitaria axial en la zona de pandeo local en función del número de ciclos de carga aplicados. En ambas figuras los resultados experimentales se grafican mediante curvas discontinuas, y los numéricos, mediante curvas continuas.

En la Figura 3.27 se grafican los resultados numéricos de Deformación axial unitaria y Deformación en la zona donde ocurrió el pandeo local de los elementos (notar que l_p denota la longitud de pandeo local), esto para ambos arriostramientos estudiados y en todas las fases del protocolo de cargas, teniéndose los resultados del perfil tubular circular en las Figuras 3.27.a a 3.27.d, y del perfil doble T en las Figuras 3.27.e a 3.27.h. La deformación axial unitaria se representa mediante curvas continuas, y la deformación, mediante curvas con cuadros. Notar que, además, en los gráficos se presentan curvas concernientes a ciertas ecuaciones que buscan predecir el comportamiento post pandeo de los arriostramientos, sin embargo, estas se omitirán para efectos del presente trabajo pues el objetivo no es analizar este tipo de ecuaciones.

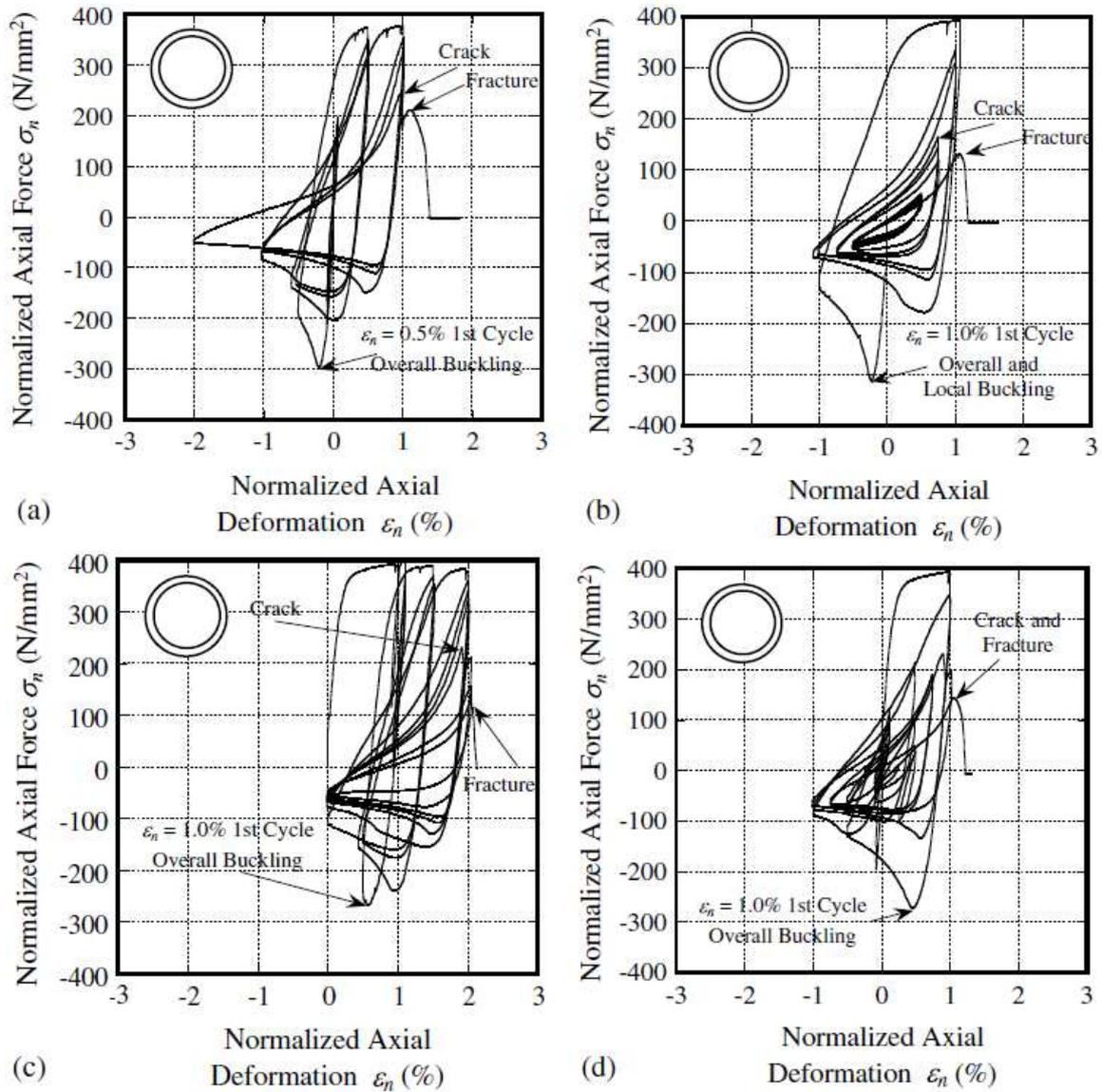


Figura 3.22: Gráficos de Tensión axial-Deformación axial unitaria obtenidos experimentalmente para el arriostramiento con sección tubular circular en las distintas fases del protocolo de cargas: (a) Incremento gradual; (b) Disminución gradual; (c) Incremento excéntrico; (d) Aleatorio (Fuente: Takeuchi, 2015).

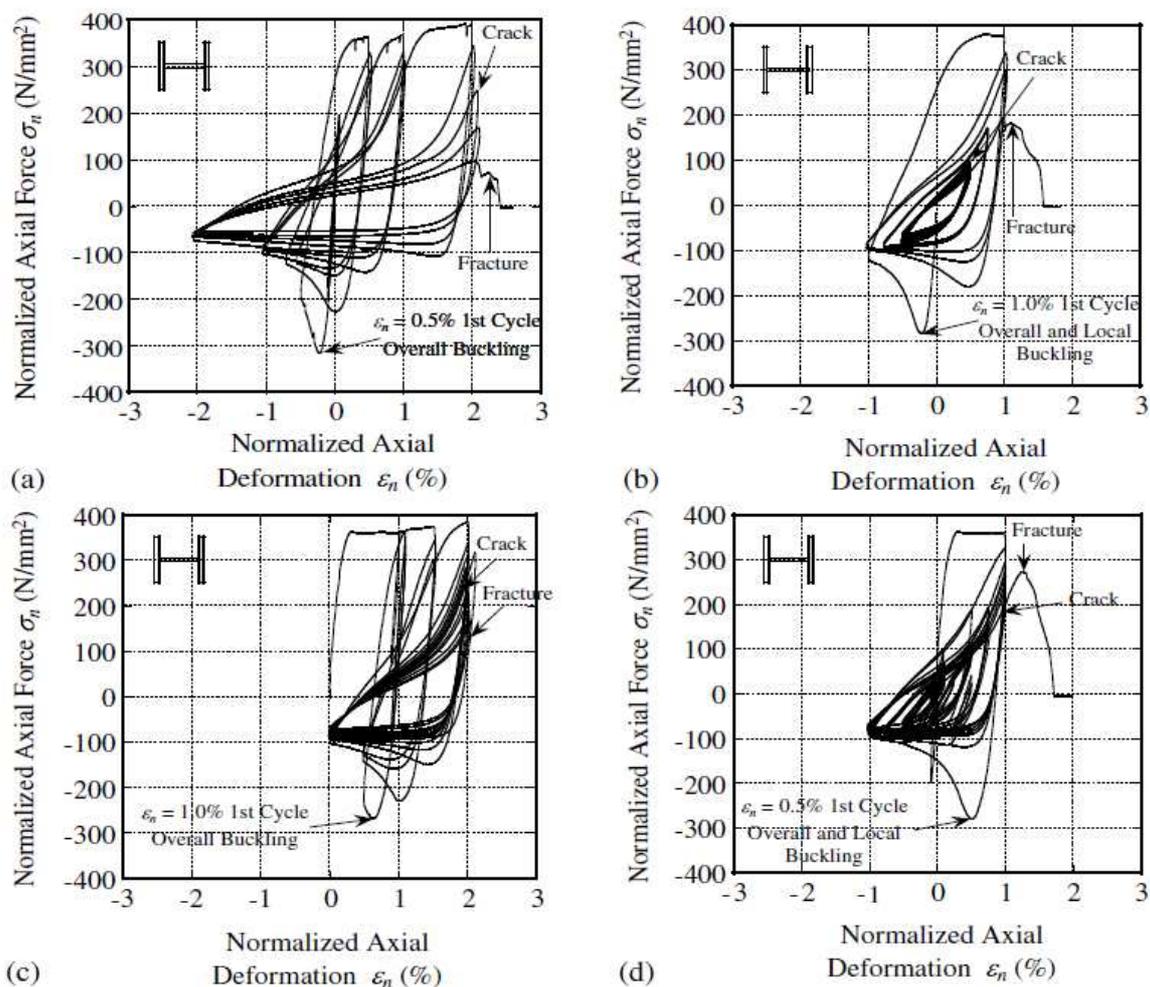


Figura 3.23: Gráficos de Tensión axial-Deformación axial unitaria obtenidos experimentalmente para el arriostramiento con sección doble T en las distintas fases del protocolo de cargas: (a) Incremento gradual; (b) Disminución gradual; (c) Incremento excéntrico; (d) Aleatorio (Fuente: Takeuchi, 2015).

Tabla 3.6: Resultados de cada prueba (Fuente: Takeuchi, 2015).

Espécimen	Fase del protocolo	Pandeo global	Pandeo local	Agrietamiento	Fractura
P728	Incremento gradual	1° ciclo en 0,5%	1° ciclo en 1,0%	1° ciclo en 2,0%	1° ciclo en 2,0%
	Disminución gradual	1° ciclo en 1,0%	1° ciclo en 1,0%	2° ciclo en 0,75%	2° ciclo en 0,5%
	Incremento excéntrico	1° ciclo en 0,5%	2° ciclo en 1,0%	5° ciclo en 1,0%	5° ciclo en 1,0%
	Aleatorio	Ciclo 3 en 1° set	Ciclo 5 en 1° set	Ciclo 2 en 2° set	Ciclo 2 en 2° set
H710	Incremento gradual	1° ciclo en 0,5%	2° ciclo en 0,5%	3° ciclo en 2,0%	5° ciclo en 2,0%
	Disminución gradual	1° ciclo en 1,0%	1° ciclo en 1,0%	21° ciclo en 0,5%	37° ciclo en 0,5%
	Incremento excéntrico	1° ciclo en 0,5%	2° ciclo en 0,5%	10° ciclo en 1,0%	10° ciclo en 1,0%
	Aleatorio	Ciclo 3 en 1° set	Ciclo 3 en 1° set	Ciclo 12 en 3° set	Ciclo 12 en 3° set

Tabla 3.7: Deformación axial unitaria hasta la fractura de los arriostramientos estudiados (valores en %)
(Fuente: Takeuchi, 2015).

Especimen	Fase del protocolo			
	Incremento gradual	Disminución gradual	Incremento excéntrico	Aleatorio
P728	24,52	17,55	44,36	30,21
H710	42,22	62,57	66,63	64,6

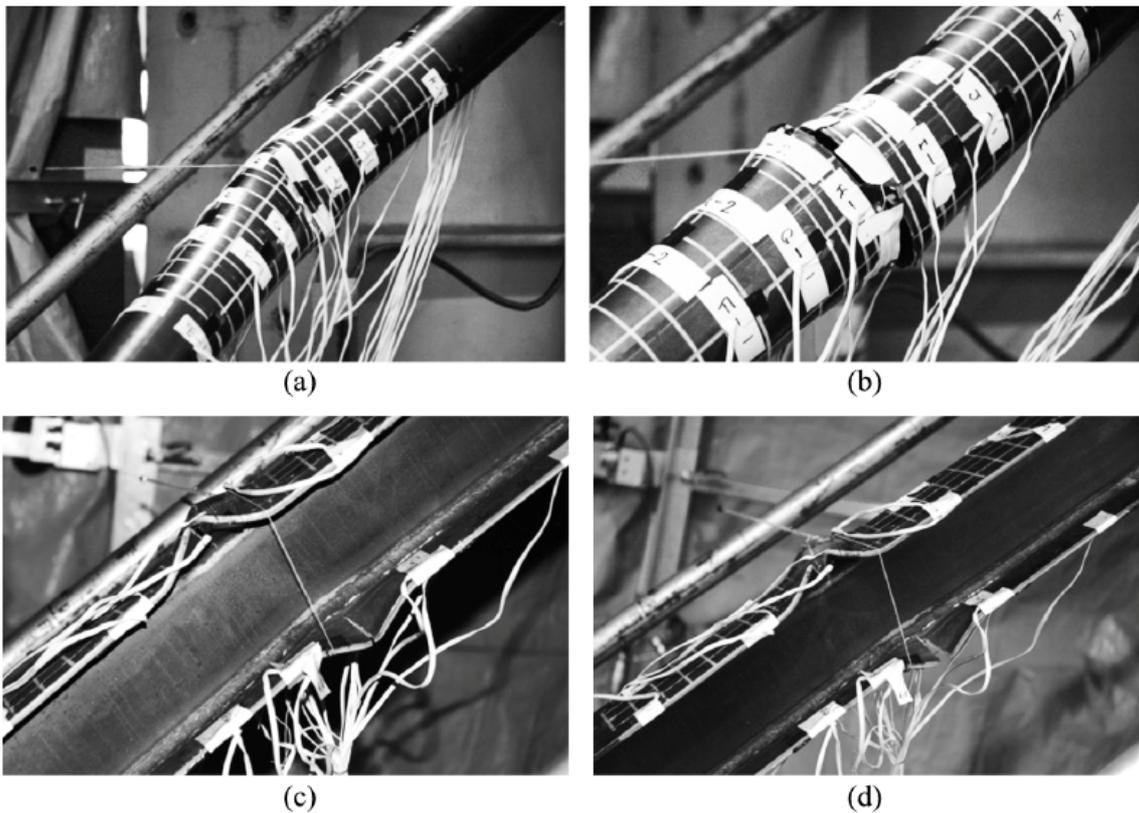


Figura 3.24: Fotos de fractura y pandeo local de los arriostramientos estudiados experimentalmente: (a) Pandeo local del arriostramiento con sección tubular circular; (b) Fractura del arriostramiento con sección tubular circular; (c) Pandeo local del arriostramiento con sección doble T; (d) Fractura del ala del arriostramiento con sección doble T (Fuente: Takeuchi, 2015).

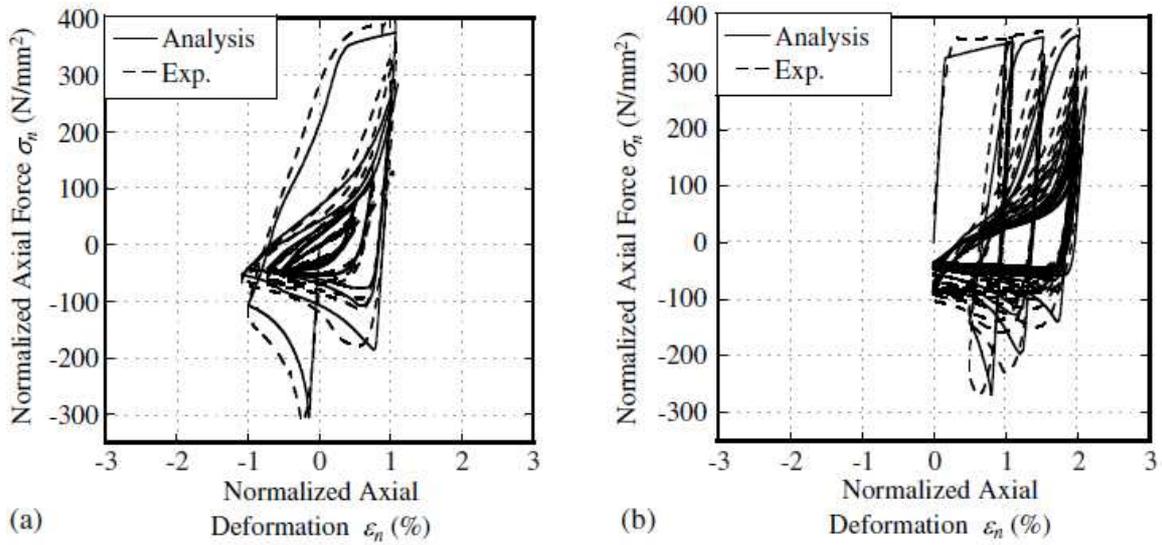


Figura 3.25: Comparación de gráficos Fuerza axial-Deformación unitaria obtenidos experimental y numéricamente: (a) Incremento gradual de amplitud de deformación axial unitaria en perfil tubular circular; (b) Incremento excéntrico de amplitud de deformación axial unitaria en perfil doble T (Fuente: Takeuchi, 2015).

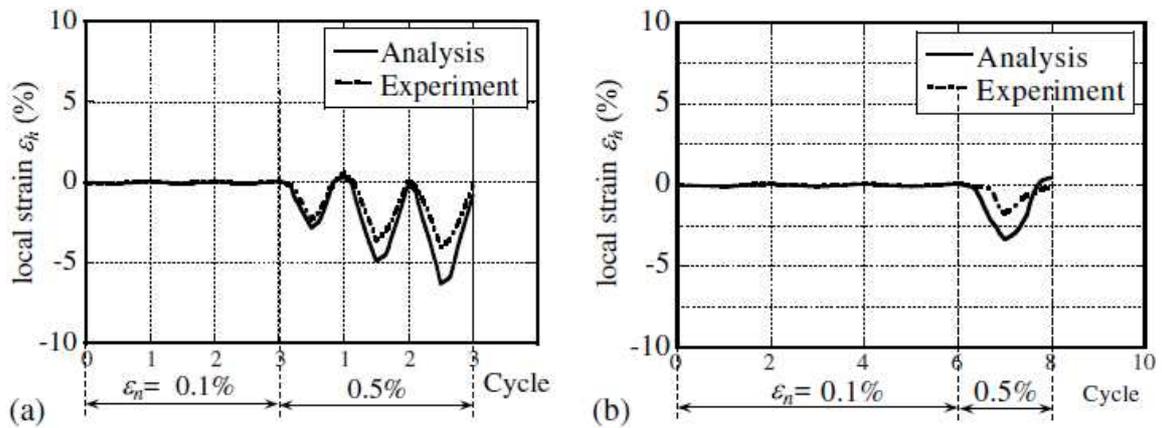


Figura 3.26: Comparación de gráficos Deformación axial unitaria (en la zona de pandeo local)-Ciclo de carga obtenidos experimental y numéricamente: (a) Incremento gradual de amplitud de deformación axial unitaria en perfil tubular circular; (b) Incremento excéntrico de amplitud de deformación axial unitaria en perfil doble T (Fuente: Takeuchi, 2015).

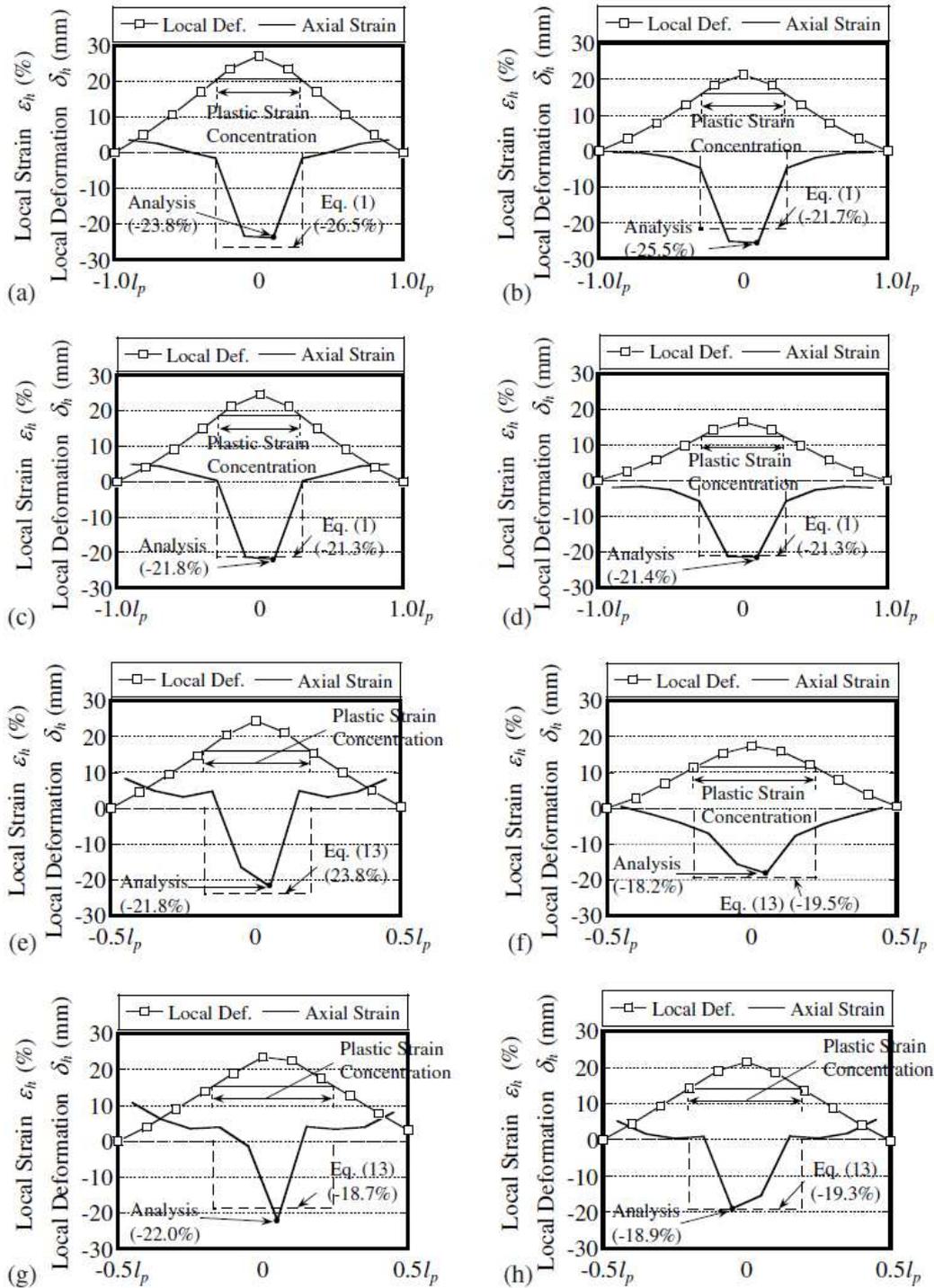


Figura 3.27: Deformación axial unitaria y Deformación transversal en zonas de pandeo local obtenidas mediante análisis numérico en todas las fases del protocolo de cargas y para ambos arriostramientos estudiados: (a) Incremento gradual en perfil tubular circular; (b) Disminución gradual en perfil tubular circular; (c) Incremento excéntrico en perfil tubular circular; (d) Variación aleatoria en perfil tubular circular; (e) Incremento gradual en perfil doble T; (f) Disminución gradual en perfil doble T; (g) Incremento excéntrico en perfil doble T; (h) Variación aleatoria en perfil doble T (l_p : Longitud de pandeo local) (Fuente: Takeuchi, 2015).

3.6 Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en Z, factor de sobrerresistencia y desplazamientos laterales

Para revisar el documento original, remitirse a [16] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar, mediante análisis numérico, el comportamiento de estructuras con MRFs y CBFs (específicamente en X, en V, en V invertida y en Z). Para esto se analizan diversas variables de su comportamiento sísmico, como curvas de capacidad, corte basal, factor de sobrerresistencia, plastificación, índice de daño global, desplazamientos por piso, derivas de piso y desplazamientos de techo.

3.6.1 Metodología

- Análisis numérico de estructuras con MRFs y CBFs.
- Para los análisis se realizaron modelos en 2-D utilizando el software ETABS.
- Se realizaron análisis estáticos no lineales y tiempo-historia no lineales.
- Para los análisis estáticos no lineales se fijó como desplazamiento objetivo el 4% de la altura total de la estructura estudiada.
- Para los análisis tiempo-historia no lineales se utilizaron los registros de aceleraciones El Centro, Altadena y Monica, sin embargo, para efectos del presente documento se estudiarán sólo los resultados obtenidos de El Centro.

3.6.2 Modelo

- Estructuras con MRFs y CBFs (en X, en V, en V invertida y en Z)³.
- Las estructuras tienen 4, 8, 12 y 16 pisos. Además, cada una está compuesta por tres vanos en ambas direcciones de análisis en planta, con 7,315 m y 7,32 m de ancho por vano en dirección horizontal y vertical, respectivamente (ver Figura 3.28). Los arriostramientos fueron incluidos en los vanos intermedios de cada lado (ver Figura 3.29, donde se ilustran los vanos arriostrados en estructuras con 4 pisos).
- Sección de arriostramientos: Tubular cuadrada (específicamente, HSS5x5x1/4).
- Tipos de vigas y columnas doble T, y 5,49 m de altura por piso. Esta configuración es la misma para todas las estructuras, tanto arriostradas como no arriostradas (ver Figura 3.30, donde se utilizan estructuras con MRFs para ilustrar).
- Las estructuras fueron diseñadas bajo el principio de columna fuerte-viga débil, tal que la suma del momento plástico de las secciones transversales de las columnas que confluyen en cada conexión sea mayor que el de las vigas que llegan a la misma.
- Los marcos fueron diseñados de acuerdo a la distribución de carga lateral especificada en el International Building Code (IBC 2012). Estos marcos satisfacen el límite máximo de deriva de piso permitido por la normativa ya citada.
- Material: Acero ($F_y=420$ MPa, $E=200$ GPa).

³ En las imágenes referentes al presente estudio, los CBFs en X, en V, en V invertida y en Z se etiquetan como XBF, VBF, IVF y ZBF, respectivamente.

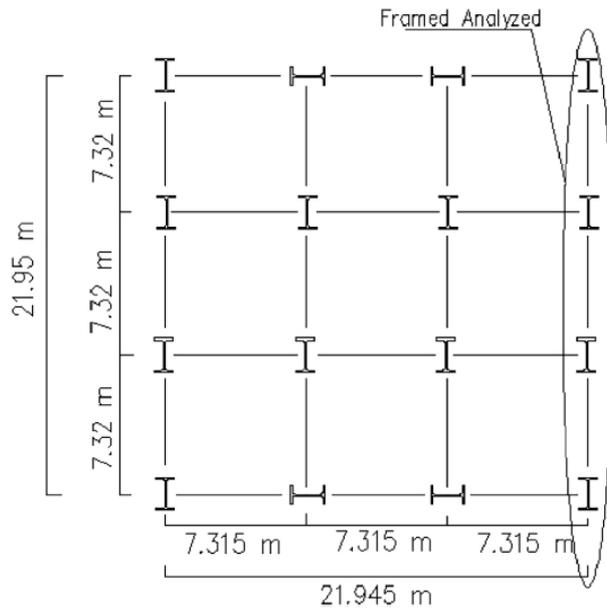


Figura 3.28: Vista en planta para todos los pisos de las estructuras (Fuente: Nassani, 2017).

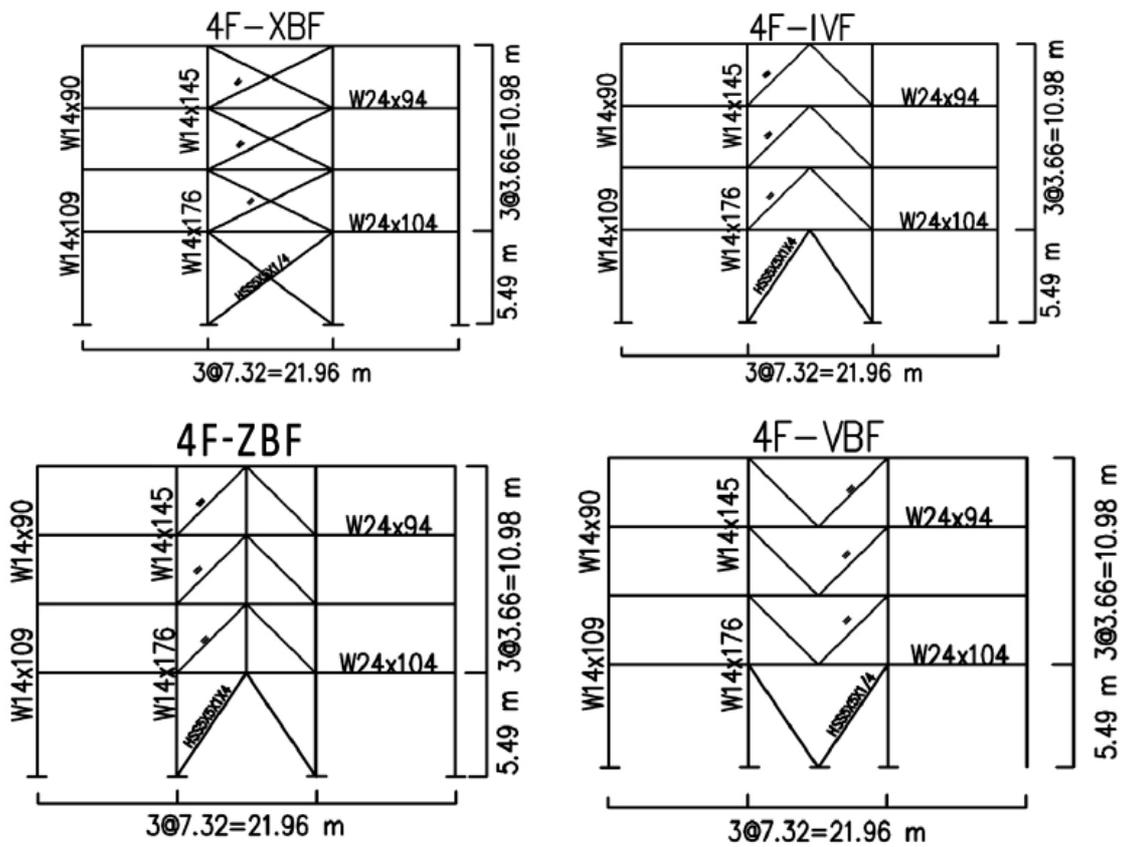


Figura 3.29: Vista en elevación de estructuras de 4 pisos con CBFs en X, V invertida, Z y V (Fuente: Nassani, 2017).

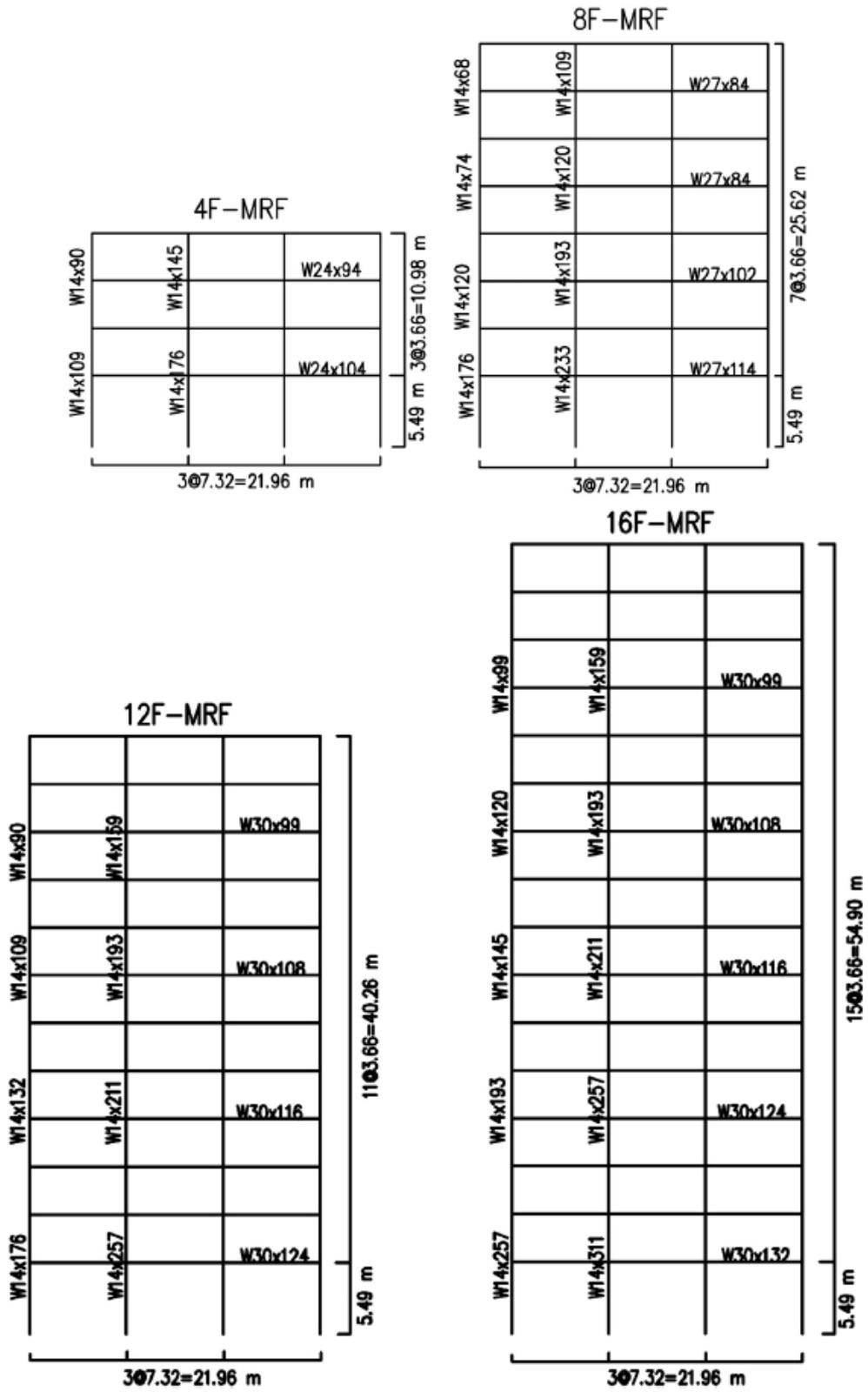


Figura 3.30: Vista en elevación de estructuras de 4, 8, 12 y 16 pisos con MRFs (Fuente: Nassani, 2017).

3.6.3 Resultados

Dado que en la publicación se estudiaron también KBFs (un tipo de EBF), estos aparecen también en los resultados gráficos. Sin embargo, estos deben obviarse para efectos del presente documento, pues los marcos arriostrados excéntricamente escapan a los alcances de este.

En la Tabla 3.8 se presenta el periodo del primer modo de vibración de todas las estructuras estudiadas mediante análisis modal. Estas se ordenan de menor a mayor cantidad de pisos y según los tipos de marcos utilizados: MRF, CBF en Z, CBF en V, CBF en V invertida y CBF en X.

En la Figura 3.31 se presentan las curvas de capacidad, vale decir, gráficos de Corte Basal en función del Desplazamiento de techo, de todas las estructuras estudiadas obtenidas mediante análisis estáticos no lineales. Los gráficos se separan según el número de pisos de la estructura y los tipos de marcos se identifican a través de curvas de colores.

En la Figura 3.32 se muestra el Corte Basal sufrido en el desplazamiento objetivo de todas las estructuras estudiadas mediante análisis estáticos no lineales. Esta variable se presenta mediante gráficos de barras con una simbología característica para cada tipo de marco utilizado, separándolos según el número de pisos de las estructuras.

En la Figura 3.33 se puede apreciar el factor de Sobrerresistencia de las estructuras estudiadas, el cual se ilustra de igual forma que el corte basal en la figura anterior.

En la Figura 3.34 se observa la ubicación de las rótulas plásticas producidas en las estructuras con todos los tipos de marcos estudiados, para lo que se utilizan aquellas de 8 pisos con fines ilustrativos. Los puntos destacados resaltan la zona donde se producen estos fenómenos, que básicamente indican zonas débiles cuyo conocimiento da señales al diseñador respecto a las partes de la estructura que requieren una mayor consideración en el proceso de diseño.

En la Figura 3.35 se presentan los valores porcentuales de Índice de Daño Global obtenidos a través de análisis tiempo-historia no lineales para todas las estructuras estudiadas. Los resultados se muestran de igual forma que en las Figuras 3.32 y 3.33.

En la Figura 3.36 se aprecian los desplazamientos por piso sufridos por todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales. Los gráficos se separan según el número de pisos de la estructura y los tipos de marcos se identifican a través de curvas de colores.

En la Figura 3.37 se presentan las derivas de piso sufridas por todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales. La muestra de los resultados tiene el mismo formato que la figura anterior.

Por último, en la Figura 3.38 se observan los Desplazamientos de techo sufridos por todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales, mostrándose la relación entre el tiempo y los desplazamientos de techo. Estos resultados se ilustran con un gráfico por cada estructura de distinta cantidad de pisos y con colores para identificar los tipos de marcos.

Tabla 3.8: Periodo fundamental de vibración de todas las estructuras estudiadas mediante análisis modal
(Fuente: Nassani, 2017).

Tipo de estructura	Periodo fundamental [s]
4F-MRF	2,475
4F-ZBF	1,505
4F-VBF	1,499
4F-IVF	1,499
4F-XBF	1,511
8F-MRF	5,173
8F-ZBF	4,087
8F-VBF	4,055
8F-IVF	4,055
8F-XBF	4,099
12F-MRF	10,284
12F-ZBF	9,093
12F-VBF	9,035
12F-IVF	9,035
12F-XBF	9,117
16F-MRF	15,289
16F-ZBF	14,01
16F-VBF	13,899
16F-IVF	13,924
16F-XBF	14,048

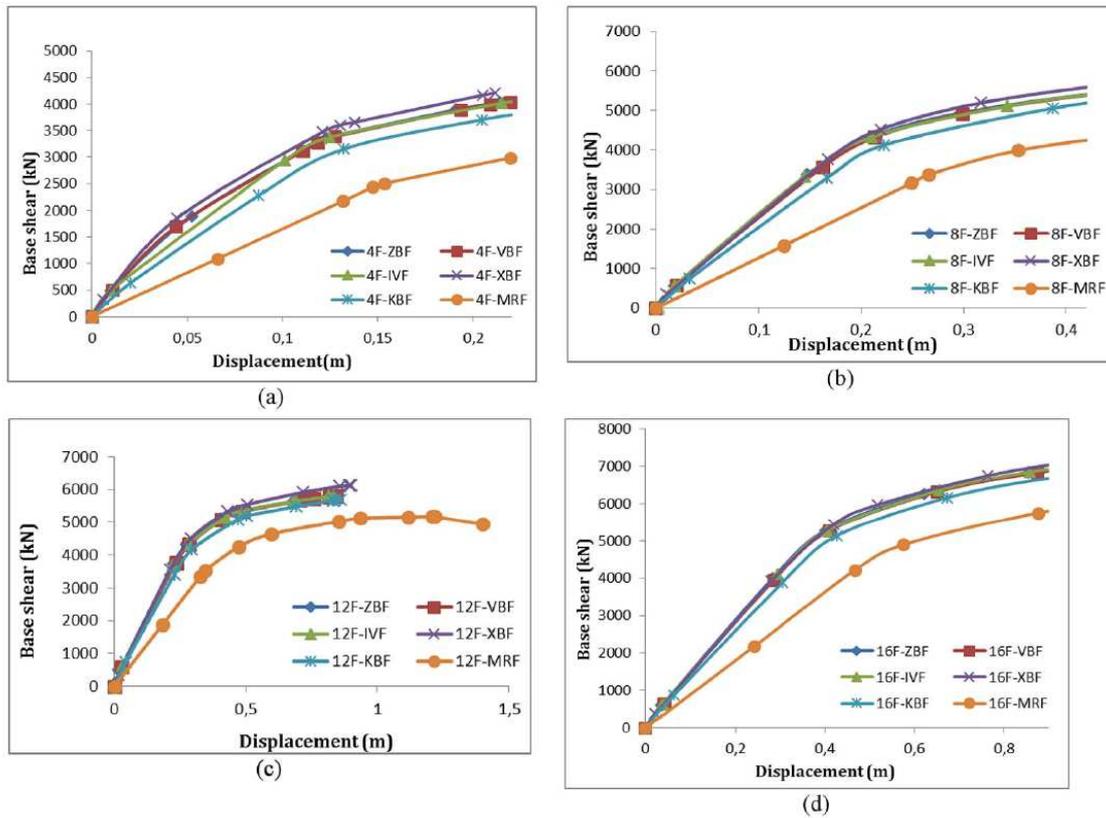


Figura 3.31: Gráficos Corte basal-Desplazamiento de techo producto de análisis estáticos no lineales para todas las estructuras estudiadas: (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos; (d) 16 pisos (Fuente: Nassani, 2017).

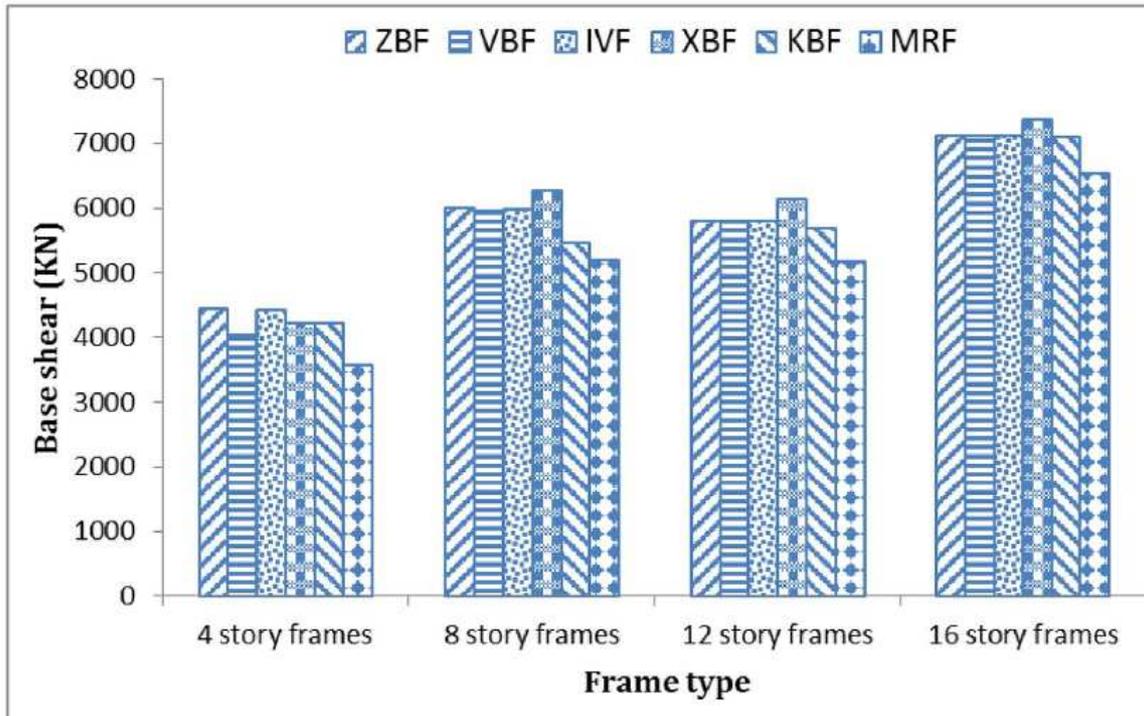


Figura 3.32: Variación de Corte Basal en todas las estructuras estudiadas mediante análisis estático no lineales (Fuente: Nassani, 2017).

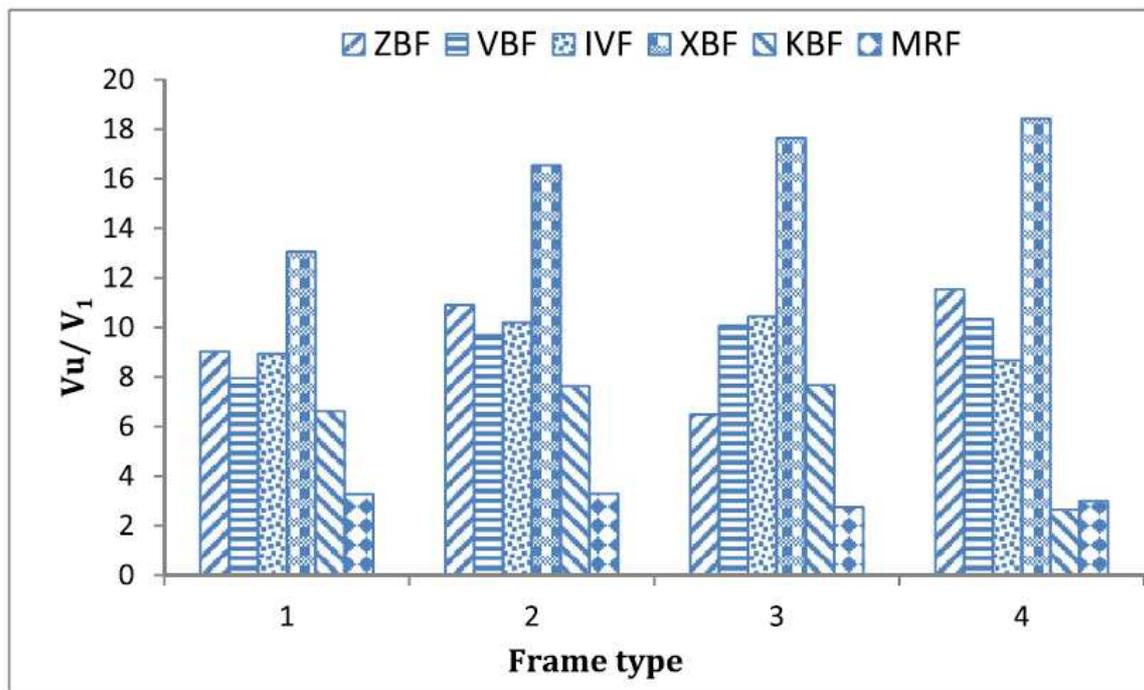


Figura 3.33: Variación del Factor de Sobrerresistencia en todas las estructuras estudiadas mediante análisis estático no lineales (Fuente: Nassani, 2017).

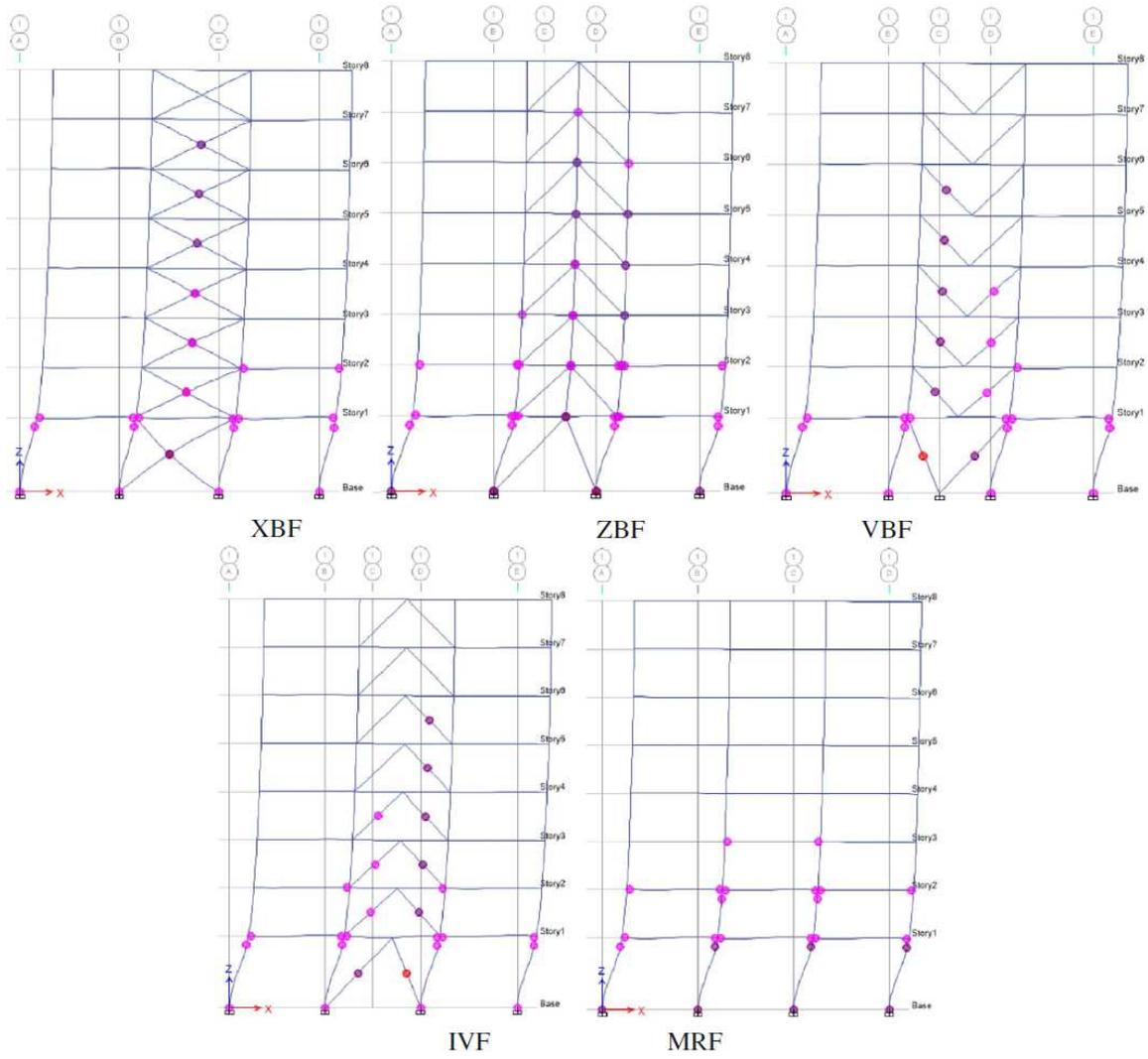


Figura 3.34: Formación de rótulas plásticas en estructuras de 8 pisos para todos los tipos de marcos estudiados (Fuente: Nassani, 2017).

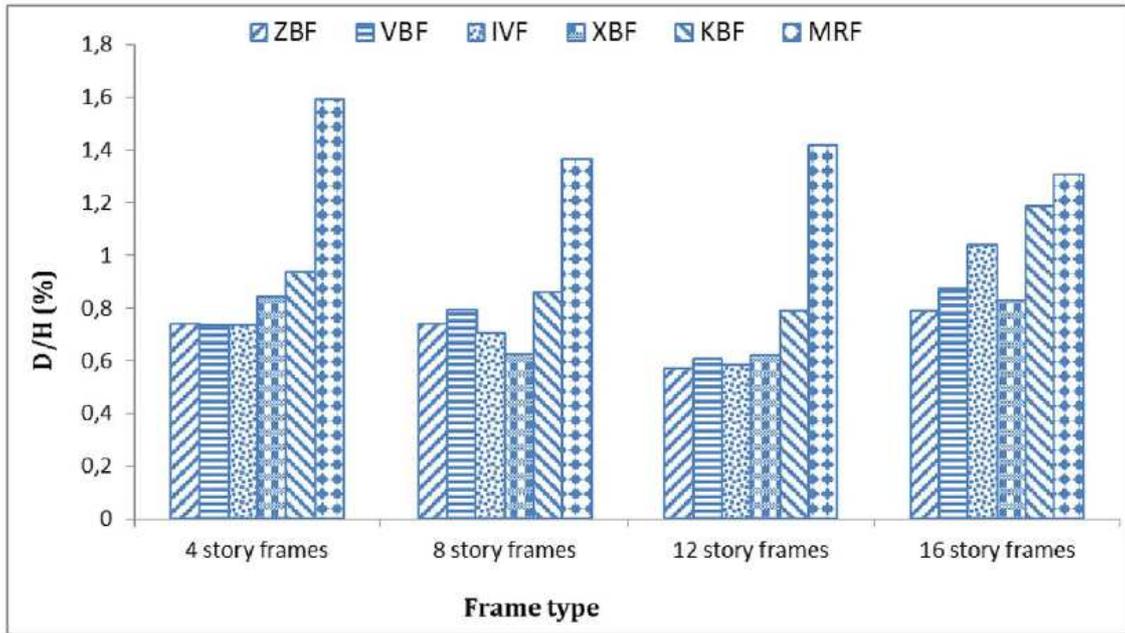


Figura 3.35: Índice de Daño Global en todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro (Fuente: Nassani, 2017).

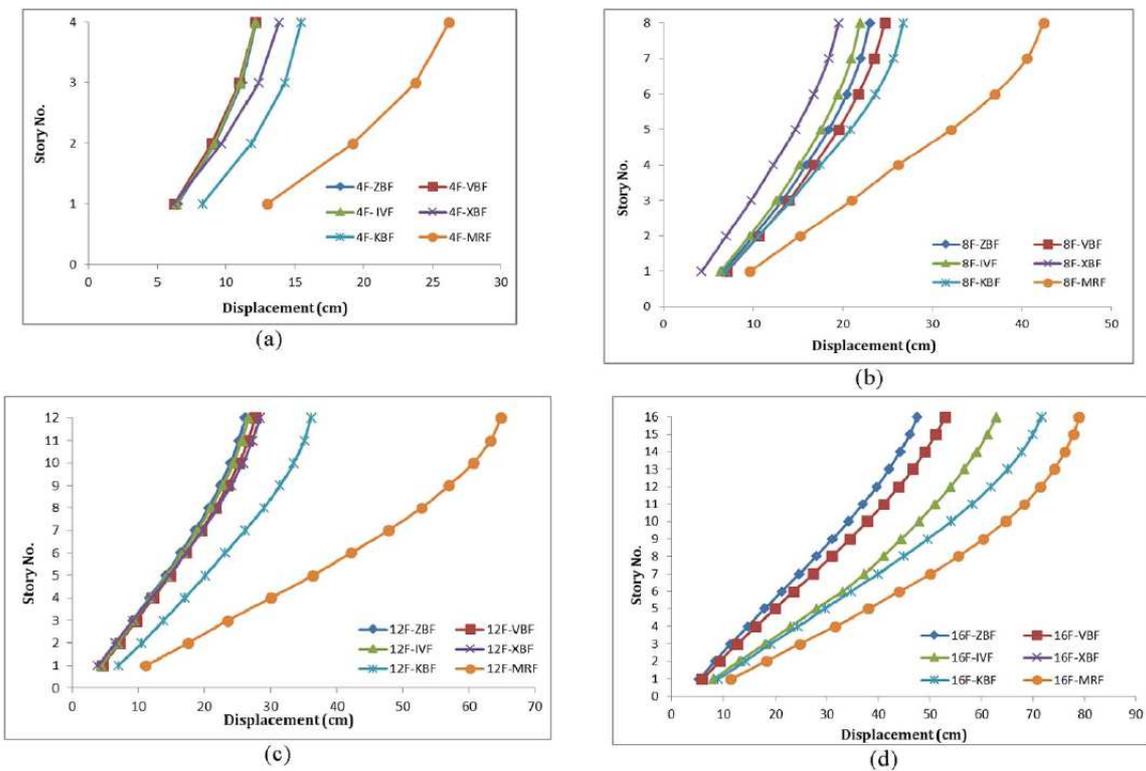


Figura 3.36: Desplazamiento laterales máximos sufrido en cada piso de todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro (Fuente: Nassani, 2017).

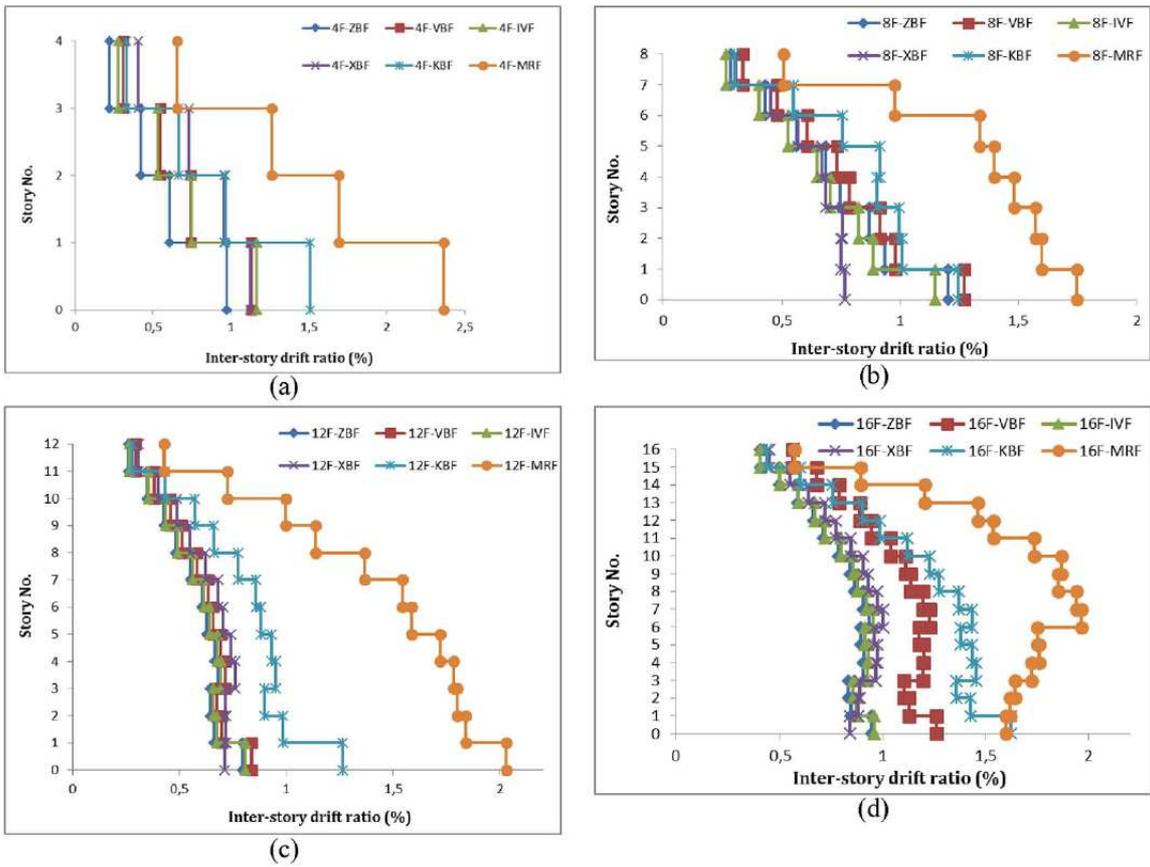
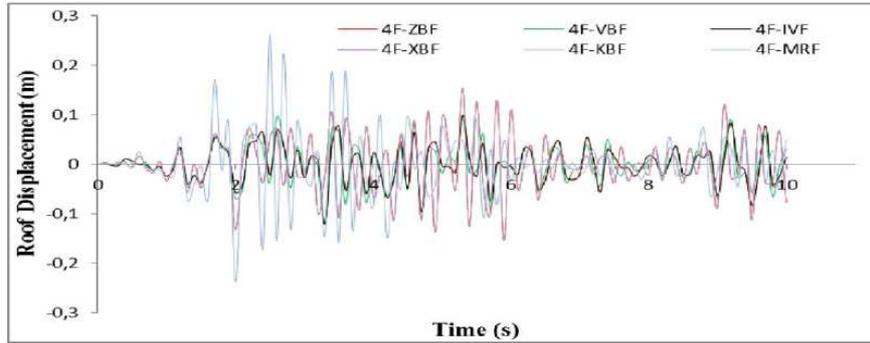
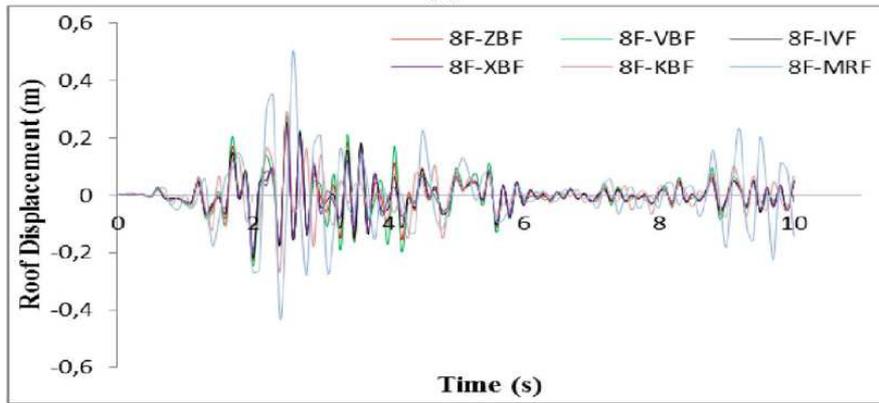


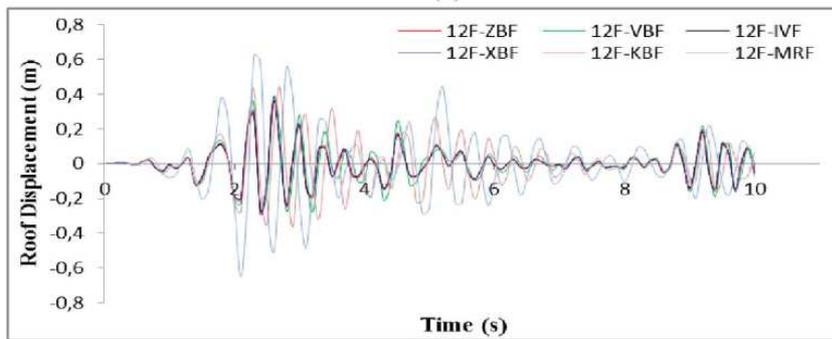
Figura 3.37: Derivas de piso máximas sufridas en cada piso de todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro (Fuente: Nassani, 2017).



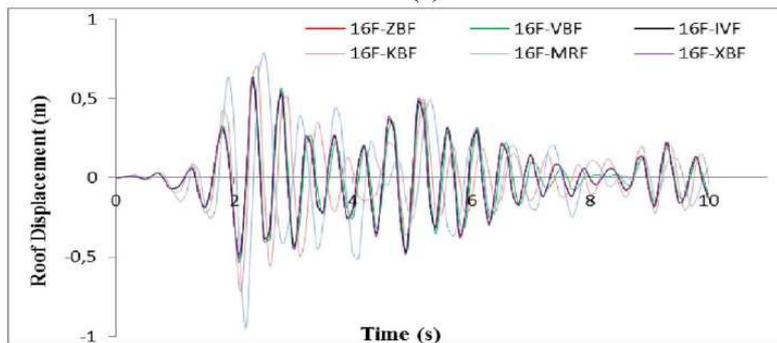
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.38: Desplazamiento de techo en todas las estructuras estudiadas mediante análisis tiempo-historia no lineales con el registro de aceleraciones El Centro: (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos; (d) 16 pisos (Fuente: Nassani, 2017).

3.7 Estudio experimental y análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en K

Para revisar el documento original, remitirse a [17] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar experimental y numéricamente el comportamiento de estructuras con MRFs y CBFs (específicamente en X, en V, en V invertida y en K). Para esto se analizarán los primeros modos de vibración de las estructuras, incluyendo su forma y frecuencia.

3.7.1 Metodología

- Estudio experimental de estructuras con MRFs y CBFs, con un posterior análisis numérico para comparar resultados.
- Se realizó una sola estructura en laboratorio con marcos sin arriostrar, y tras cada análisis pertinente se agregaron los arriostramientos en la disposición deseada tratando de no afectar la estructura base para los posteriores cambios de configuración.
- Se llevaron a cabo pruebas de vibración ambiental sobre una estructura realizada en laboratorio. Para ello, se generaron cargas de impacto golpeando la losa base con un martillo especial (ver Figura 3.39). Estos impactos se aplicaron en distintas direcciones en virtud de que todos los modos de vibración del modelo fueran suficientemente activados. La duración de medición por cada prueba fue fijada en 5 minutos considerando la fuente de vibración.
- Se colocaron acelerómetros de forma estratégica para realizar las mediciones pertinentes. Las señales obtenidas fueron transferidas a un computador portátil, donde se desarrolló un análisis FFT (Fast Fourier Transform). Finalmente, se extrajeron los parámetros modales de las señales analizadas a través de la técnica EFDD (para más detalles, ver la publicación de referencia). Los resultados terminaron siendo analizados utilizando el método OMA (Operational Modal Analysis).
- Para terminar, se analizaron las mismas variables de las mismas estructuras a través de modelos de elementos finitos en el software SAP2000 con el objetivo de comparar resultados experimentales y numéricos.



Figura 3.39: Inducción de vibraciones mediante un martillo de impacto (Fuente: Turker, 2011).

3.7.2 Modelo

- Estructura creada en laboratorio con MRFs y CBFs (en X, en V invertida, en V y en K).
- La estructura tiene tres pisos y posee dos marcos por lado, además de estar colocada sobre una losa rígida. Tiene 1,5 m de altura por piso, y 1,4 m y 1,25 m de ancho por marco en dirección x e y, respectivamente (ver Figura 3.40).
- Las vigas y columnas fueron diseñadas con secciones doble T. En la Tabla 2.1 se presentan las características principales de los elementos de la estructura.
- Las columnas fueron posicionadas de tal forma que la dirección débil fuera la del eje x. Estas fueron conectadas a la losa base mediante anclajes químicos.
- Material: Acero ($E=210$ GPa).

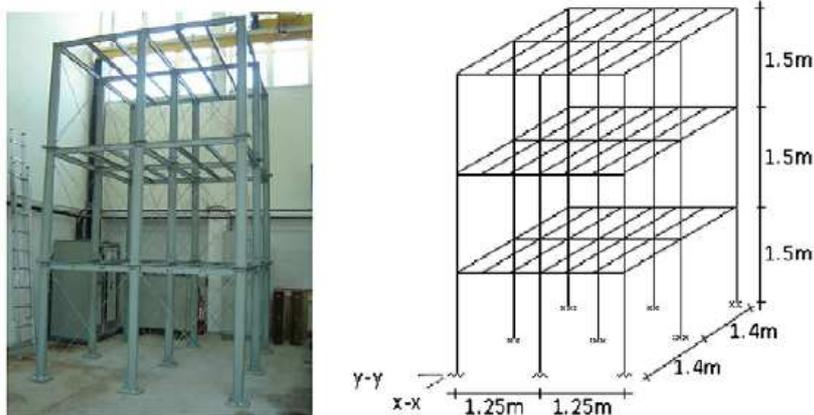


Figura 3.40: Foto real de la estructura estudiada y esquema de sus dimensiones (Fuente: Turker, 2011).

Tabla 3.9: Propiedades de los elementos de la estructura estudiada (Fuente: Turker, 2011).

Propiedades	Columnas	Vigas	Arriostramientos
Tipo de sección	I120	I80	$\phi 6$
Área transversal [cm ²]	14,2	7,57	0,286
Momento de inercia [cm ⁴]			
Dirección fuerte	328	77,8	0,00636
Dirección débil	21,5	6,29	

3.7.3 Resultados

Respecto a los resultados experimentales, en las Figuras 3.41, 3.42, 3.43, 3.44 y 3.45 se presentan ilustrativamente los primeros seis modos de vibración de las estructuras con MRFs y con CBFs en X, en V invertida, en V y en K, respectivamente. También se observa la frecuencia natural de cada modo. Lo mismo se presenta, respecto a resultados numéricos, en las Figuras 3.46, 3.47, 3.48, 3.49 y 3.50.

Finalmente, en la Tabla 3.10 se presentan las frecuencias naturales de cada modo de las estructuras considerando la configuración de los arriostramientos y los resultados experimentales y numéricos obtenidos.

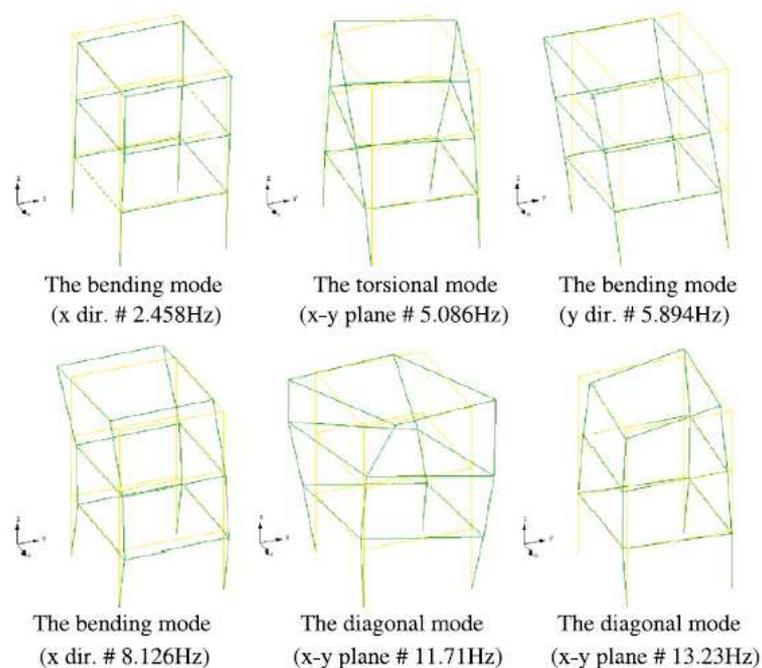


Figura 3.41: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con MRFs, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).

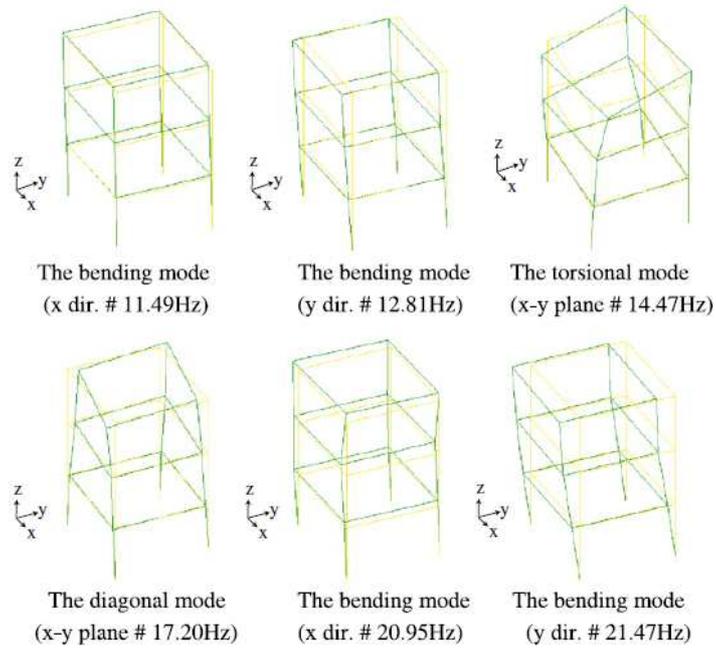


Figura 3.42: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en X, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).

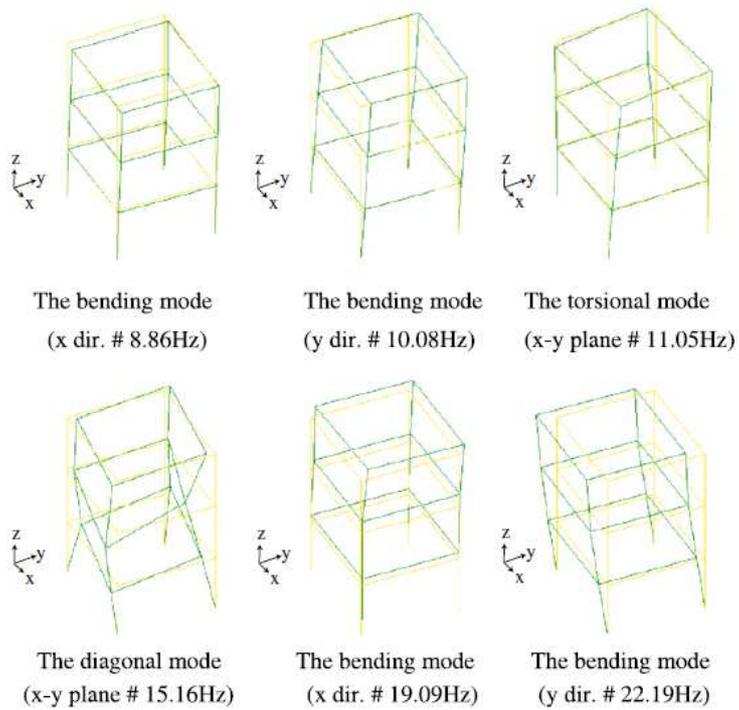


Figura 3.43: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V invertida, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).

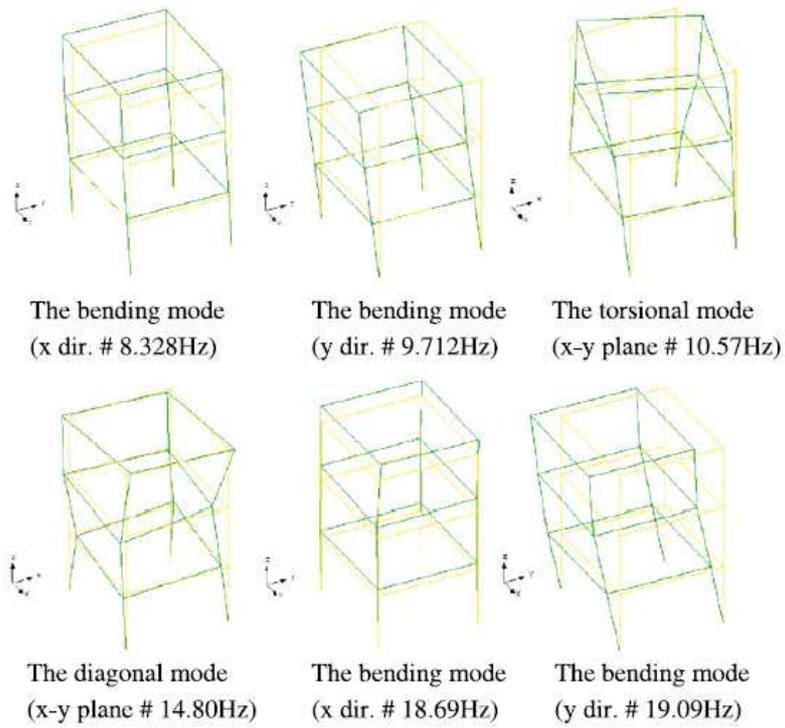


Figura 3.44: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).

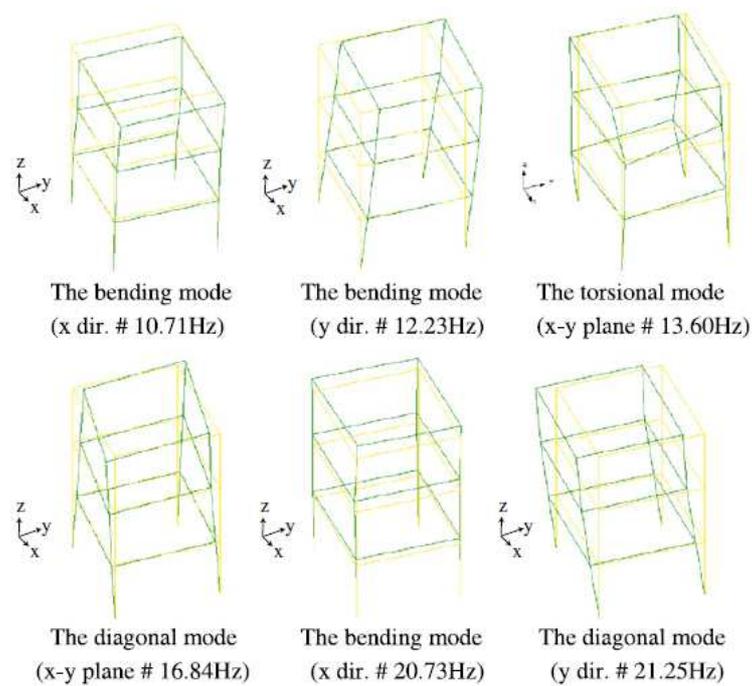


Figura 3.45: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en K, considerando resultados experimentales (Fuente: Turker, 2011).

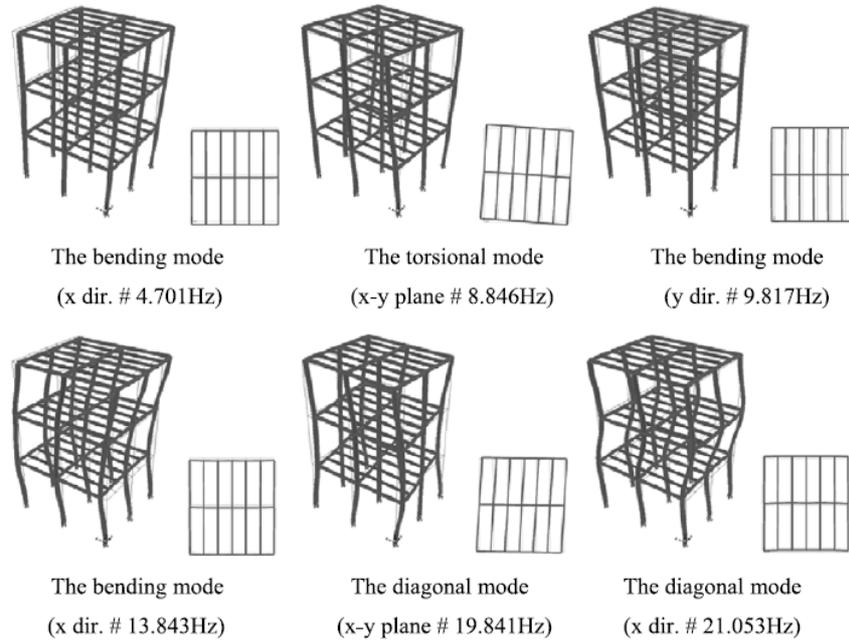


Figura 3.46: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con MRFs, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).

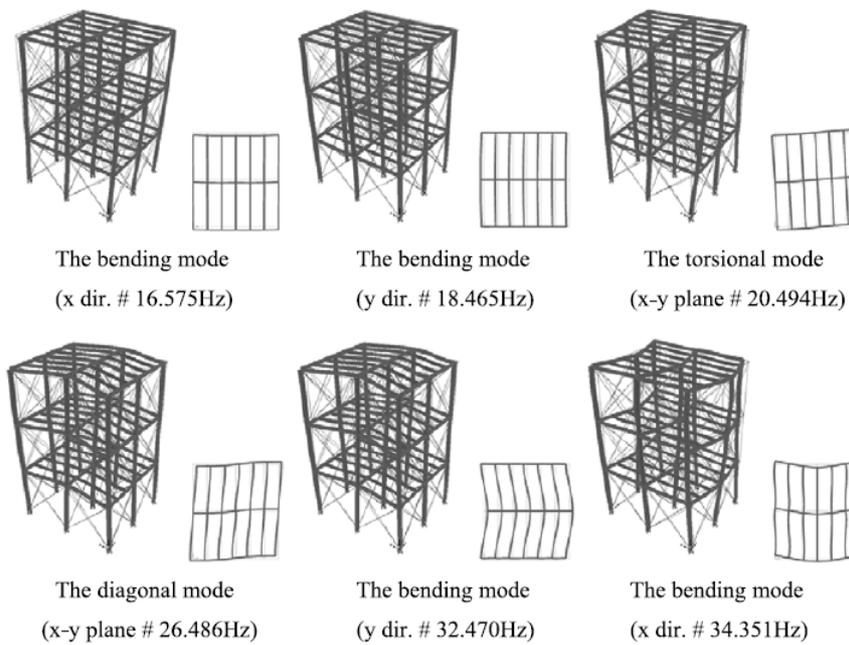


Figura 3.47: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en X, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).

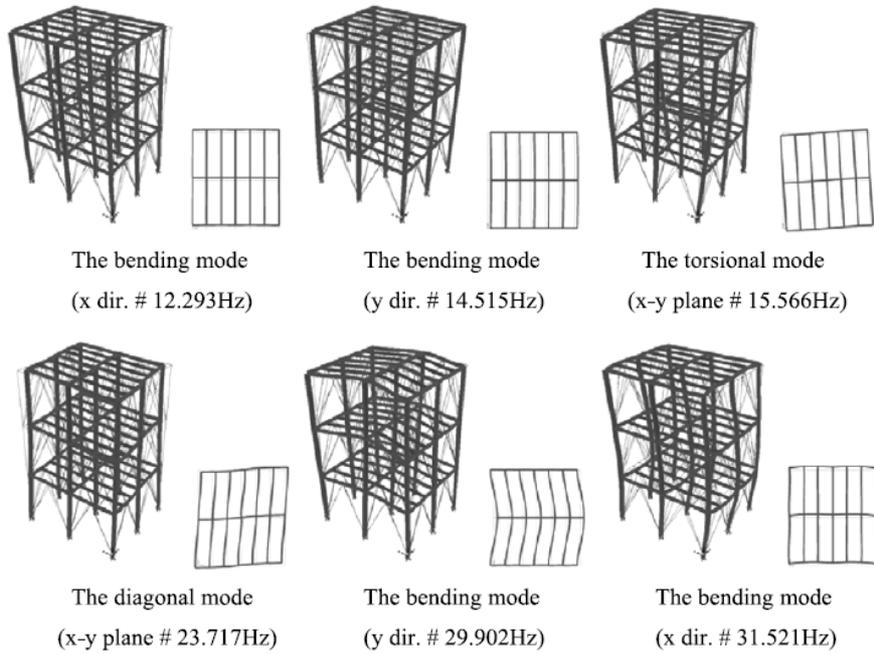


Figura 3.48: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V invertida, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).

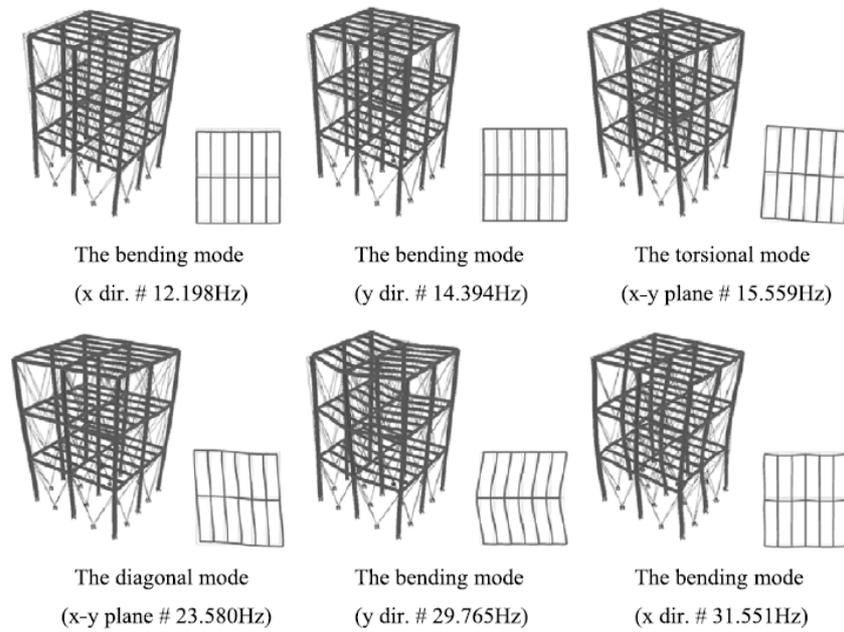


Figura 3.49: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en V, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).

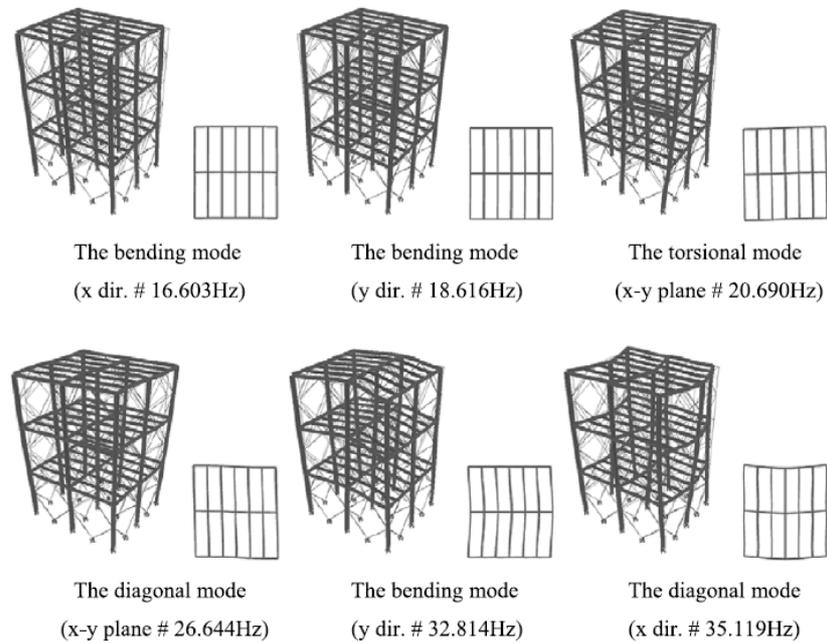


Figura 3.50: Primeros seis modos de vibración y sus frecuencias naturales de la estructura con CBFs en K, considerando resultados numéricos (Fuente: Turker, 2011).

Tabla 3.10: Resultados experimentales y numéricos de frecuencias de los primeros seis modos de cada estructura estudiada (Fuente: Turker, 2011).

Resultados	Modo N°	Configuración de arriostramientos									
		Sin arriostrar		X		V invertida		V		K	
		f [Hz]	Δf	f [Hz]	Δf	f [Hz]	Δf	f [Hz]	Δf	f [Hz]	Δf
Experimentales	1	2,458		11,49		8,86		8,328		10,71	
	2	5,086	2,069	12,81	1,115	10,08	1,138	9,712	1,166	12,23	1,142
	3	5,894	2,398	14,47	1,259	11,05	1,247	10,57	1,269	13,60	1,270
	4	8,126	3,306	17,20	1,497	15,16	1,711	14,80	1,777	16,84	1,572
	5	11,71	4,764	20,95	1,823	19,09	2,155	18,69	2,244	20,73	1,936
	6	13,23	5,382	21,47	1,869	22,19	2,505	19,09	2,292	21,25	1,984
Numéricos	1	4,701		16,575		12,293		12,198		16,603	
	2	8,846	1,882	18,465	1,114	14,515	1,181	14,394	1,180	18,616	1,121
	3	9,817	2,088	20,494	1,236	15,566	1,266	15,559	1,276	20,690	1,246
	4	13,843	2,945	26,486	1,598	23,717	1,929	23,580	1,933	26,644	1,605
	5	19,841	4,221	32,470	1,959	29,902	2,432	29,765	2,440	31,814	1,916
	6	21,053	4,478	34,351	2,072	31,521	2,564	31,551	2,587	35,119	2,115

$\Delta f = f_i / f_i$, $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6$.

3.8 Análisis numérico, CBFs en X y en D, Energía Histerética y desplazamientos laterales

Para revisar el documento original, remitirse a [18] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar numéricamente la respuesta no lineal de CBFs en X y en D, es decir, su respuesta en el pandeo y post-pandeo. Para esto se realizan modelos de elementos finitos de diversos CBFs aislados con distintos tipos de placas gusset y se evalúan diversas variables de estos, como su comportamiento ante cargas monotónicas y cíclicas, su ductilidad en varios momentos de su respuesta, la fuerza de corte que absorbe en función de la deriva de piso que sufre y la Energía Histerética que disipan sus elementos en diversos niveles de desempeño.

3.8.1 Metodología

- Análisis numéricos de CBFs aislados.
- Para el análisis se realizaron modelos tridimensionales en el software Simulia-ABAQUS, con especial cuidado en poder simular apropiadamente la respuesta en el pandeo y en el post-pandeo de los elementos.
- Para replicar el efecto de la losa del piso, las cargas laterales se aplicaron en el ala superior de la viga superior del marco, incrementándose gradualmente su magnitud desde 0 hasta un nivel mayor a la capacidad del CBF en estudio.
- En el estado último de los CBFs, en todos los modelos realizados, la deriva de piso alcanza un valor máximo de 2,5%, como indica el ASCE 7-10 (este estado último es aquel en que la rigidez lateral del sistema tiende a ser nula debido a la extrema propagación de rótulas plásticas a través de los sistemas).
- Material: Aceros ASTM A501 ($F_y=345$ MPa), ASTM A572 ($F_y=415$ MPa) y ASTM A992 ($F_y=420$ MPa) en arriostramientos, placas gusset y vigas/columnas, respectivamente.

3.8.2 Modelo

- Seis CBFs en D y en X (tres por cada tipo).
- Sección de arriostramientos: Tubular cuadrada.
- 3,5 m de altura y 5,25 m de ancho de cada CBF (es decir, razón ancho-altura 1,5).
- En la Tabla 3.11 se presentan las características de los CBFs utilizados. La nomenclatura que diferencia a los distintos CBFs se explica de la siguiente forma: la primera letra indica la disposición de los arriostramientos (D o X), luego hay un número que indica la relación ancho-altura del marco (1,5 para todos los sistemas estudiados en este caso), el siguiente es el espesor de las placas gusset (en mm), y se termina con una letra que identifica el tipo de placas gusset utilizadas en el sistema (R para rectangulares, T para trapezoidales y E para elípticas⁴).
- Los arriostramientos tienen iguales dimensiones tanto en los CBFs configurados en D como en X, es decir, poseen la misma área transversal y el mismo momento de

⁴ Estas letras vienen del inglés, donde R es rectangular, T es tapered y E es elliptical.

inercia. Todos los sistemas poseen iguales vigas y columnas, siendo diseñadas con perfiles W12x53 y W12x43 (doble T), respectivamente.

- Los CBFs están diseñados acorde a las disposiciones del AISC, mientras que las cargas y combinaciones se obtuvieron del ASCE 7-10 considerando un sitio con suelo rígido altamente sísmico localizado en Los Ángeles, California, Estados Unidos.
- Los arriostramientos están conectados al marco mediante placas gusset. Estos sub-sistemas gusset-arriostramientos están diseñados acorde a las disposiciones del AISC para SCBFs: se asume que los arriostramientos de acomodarán a excesivas deformaciones inelásticas post pandeo, y las placas gusset están diseñadas considerando la tensión de fluencia esperada de los arriostramientos.
- Las vigas y columnas están diseñadas acorde a las disposiciones del AISC para SCBFs mediante los principios de diseño por capacidad. Estos elementos están preparados para permitir la propagación de todas las rótulas plásticas dentro del sub-sistema gusset-arriostramiento, esto en virtud de resistir la tensión de fluencia esperada de dicho sub-sistema y que el marco se mantenga estable hasta que se llegue al estado último del sistema global.

Tabla 3.11: Propiedades principales de los CBFs modelados (Fuente: Lotfollahi, 2016).

Modelo	A [mm ²]	I [mm ⁴]	Dimensiones de placas gusset
D-1.5-15-R	27,6	441,6	834.9x560.8
D-1.5-15-T	27,6	441,6	448.9x350.3
D-1.5-15-E	27,6	441,6	525.3x354.4
X-1.5-12.5-R	12,7	71,9	566.4x370.1
X-1.5-12.5-T	12,7	71,9	314.7x233.8
X-1.5-12.5-E	12,7	71,9	372.7x240.9

3.8.3 Resultados

Primero, se debe tener presente que en las figuras presentadas a continuación se hace referencia a los CBFs en D y en X como DBMRF y X-BMRF, respectivamente⁵.

En la Figura 3.51 se observan resultados del comportamiento no lineal post pandeo de los CBFs estudiados, esto mediante gráficos de Carga lateral en función de Desplazamiento lateral. En las Figuras 3.51.a y 3.51.b se analizan todos los CBFs estudiados en D y X, respectivamente, con cargas aplicadas monotónicamente. En las Figuras 3.51.c y 3.51.d se aprecian resultados de cargas cíclicas, en el primero para un CBF en D (con placa gusset trapezoidal) y en el segundo para un CBF en X (con placa gusset rectangular).

En la Figura 3.52 se presenta la ductilidad desarrollada por todos los CBFs en D y en X estudiados (Figuras 3.52.a y 3.52.b, respectivamente) en distintos niveles de su respuesta no lineal. Para los CBFs en D se tiene: formación de rótula plástica en la mitad del arriostramiento pandeado (μ_{y1}), plasticidad de placa gusset (μ_{y2}), fluencia de zona panel (μ_{y3}), formación de rótula plástica en las vigas (μ_{y4}) y estado último del sistema global (μ_{max}). En

⁵ BMRF son las siglas de Braced Moment Resisting Frames, que en español significa Marcos arriostrados resistentes a momento, es decir, BMRF es otra forma de llamar a los Marcos arriostrados, en este caso CBFs.

el caso de los CBFs en X, se agrega a los niveles de comportamientos ya mencionados la fluencia del arriostramiento en tensión (μ_{f1}). Estos niveles de desempeño indican mecanismos de fluencia y modos de falla.

En la Figura 3.53 se presenta el aumento porcentual de la resistencia post pandeo y del desplazamiento en el pandeo de los arriostramientos en CBFs en D y X tras aumentar el espesor de las placas gusset en cierto porcentaje: 33,3% y 66,6% de aumento de espesor en placas gusset de CBFs en D, y 32% y 64% en CBFs en X.

En el presente estudio se observó que los CBFs en X producen un aumento en la deformación unitaria plástica equivalente, en todos los casos de placas gusset utilizadas y en todas las zonas de los sistemas analizadas, en comparación a los CBFs en D; en la Figura 3.54 se presenta dicho aumento porcentual. En el gráfico se observa la variación con placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas en tres zonas de los CBFs: la mitad del arriostramiento pandeado (“Mid. of brace” en la figura), las conexiones entre placas gusset y vigas (“G.P. and Beam” en la figura) y las conexiones entre placas gusset y columnas (“G.P. and Column” en la figura).

En la Figura 3.55 se presenta el porcentaje de Corte de piso en función de la Deriva de piso compartido entre los subsistemas gusset-arriostramientos y marcos a momento, esto para los distintos CBFs en D y en X estudiados.

En la Figura 3.56 se observan gráficos del porcentaje de Energía Histerética presente en cada miembro de los CBFs estudiados (columnas, vigas, placas gusset y arriostramientos), esto para distintos niveles de desempeño de cada sistema. Estos niveles de desempeño se denotan por I, II, III, IV y V, representando Colapso, Prevención del Colapso, Seguridad de Vidas, Ocupación Inmediata y Desempeño Operacional, respectivamente (FEMA-445).

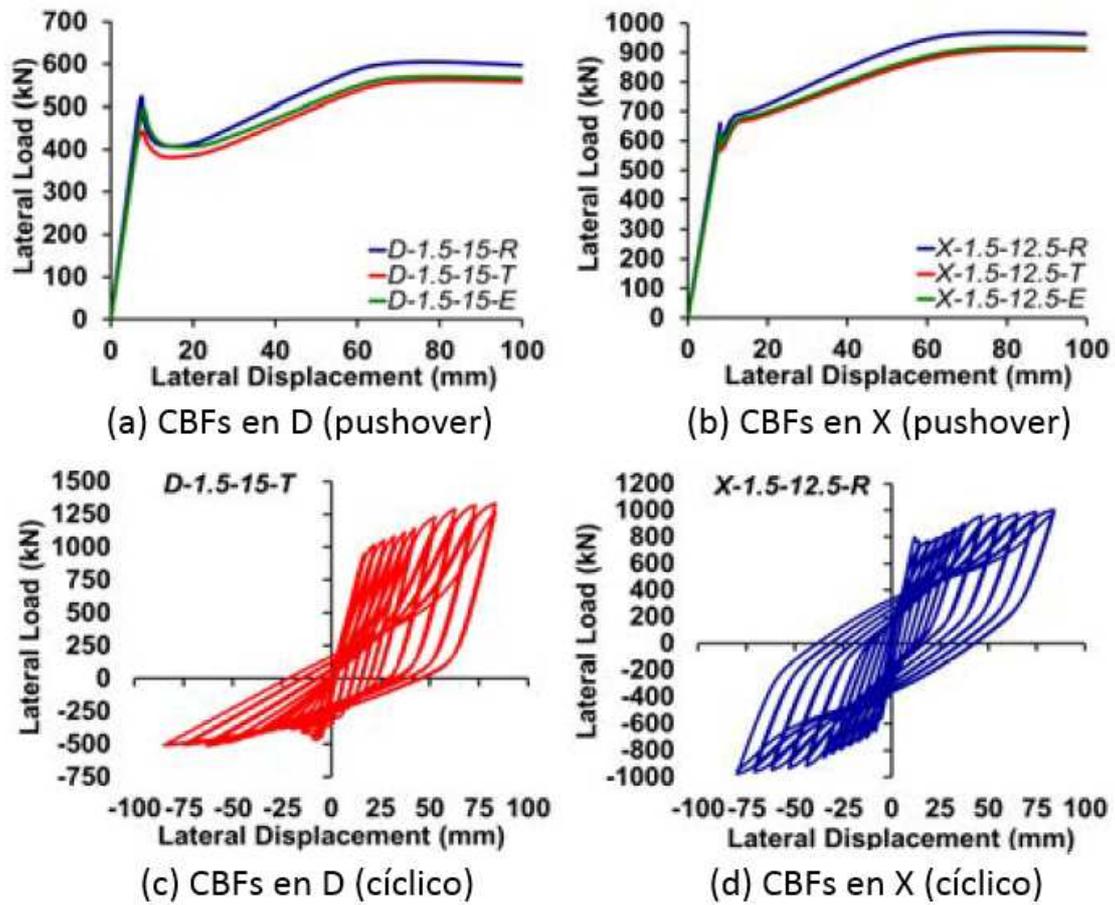


Figura 3.51: Gráficos de Carga lateral-Desplazamiento lateral de los CBFs estudiados; (a) Carga monotónica en CBFs en D, (b) Carga monotónica en CBFs en X, (c) Carga cíclica en un CBF en D, (c) Carga cíclica en un CBF en X (Fuente: Lotfollahi, 2016).

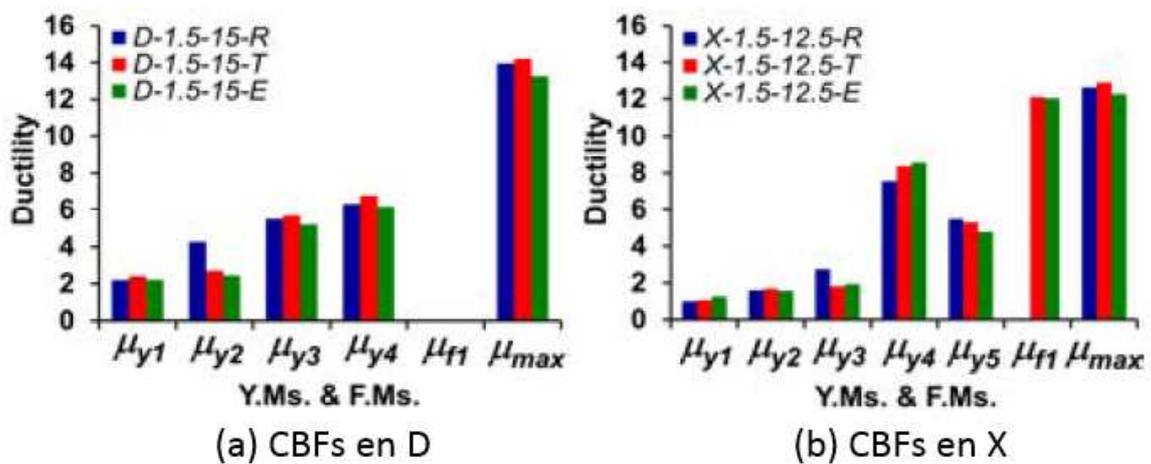


Figura 3.52: Ductilidades calculadas para diversos mecanismos de fluencia y modos de falla; (a) CBFs en D, (b) CBFs en X (Y.Ms: fluencia de mecanismos; F.Ms: modos de falla) (Fuente: Loftollahi, 2016).

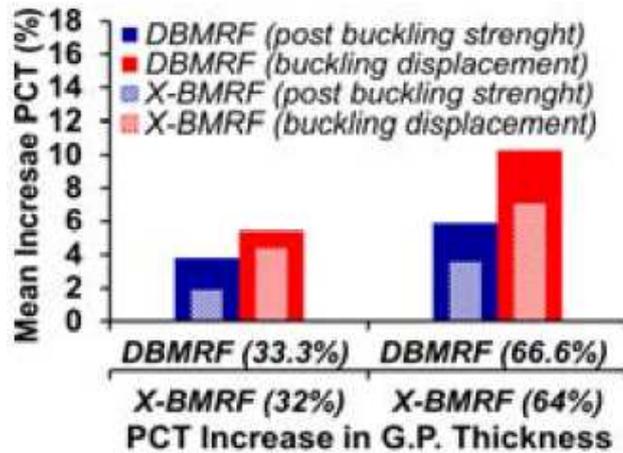


Figura 3.53: Porcentaje de aumento en resistencia post pandeo y en desplazamiento de pandeo para CBFs en D y en X tras aumentar el espesor de placas gusset (G.P: placas gusset; PCT: porcentaje) (Fuente: Lotfollahi, 2016).

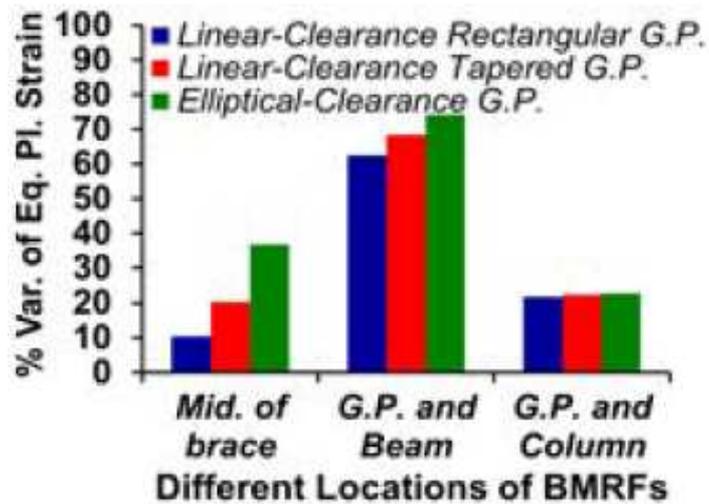
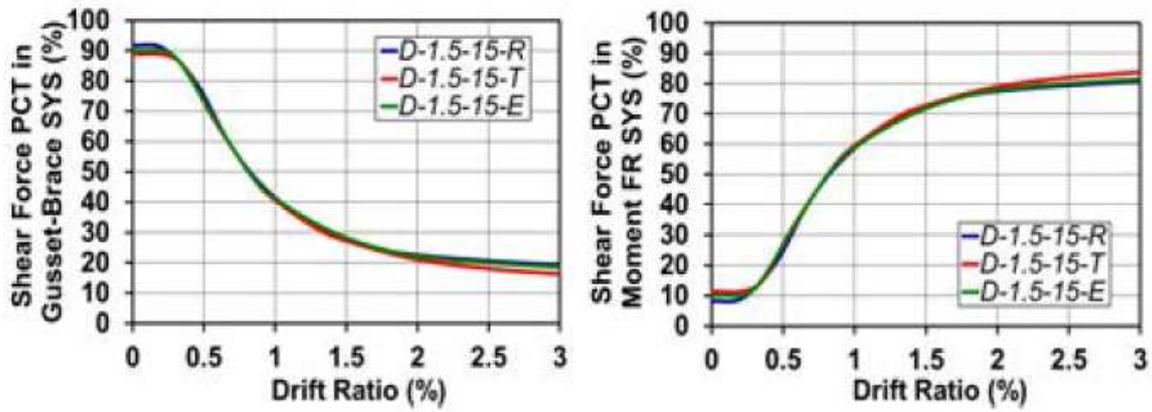
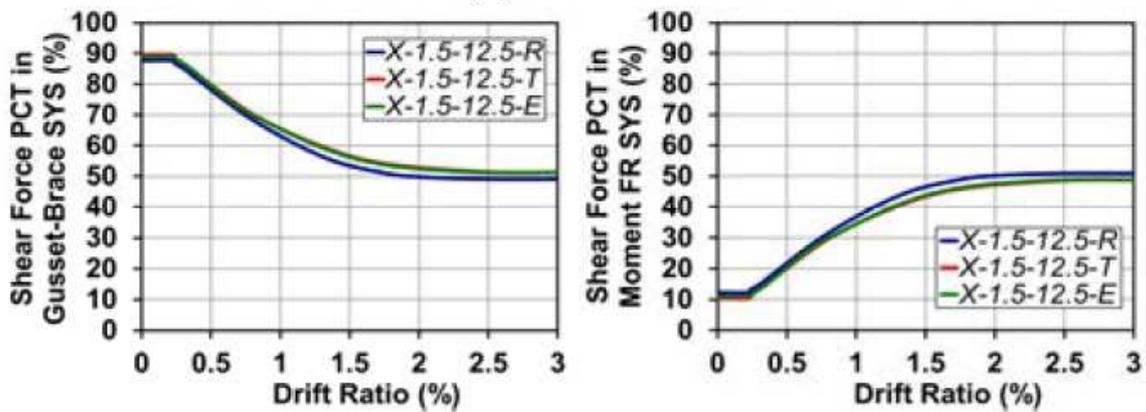


Figura 3.54: Aumento porcentual de deformación unitaria plástica equivalente en CBFs en X con respecto a CBFs en D considerando distintos tipos de placas gusset en tres zonas de los CBFs (G.P: placa gusset; Eq. Pl. Strain: deformación unitaria plástica equivalente; PCT: porcentaje; Var: variación) (Fuente: Lotfollahi, 2016).



(a) CBFs en D



(b) CBFs en X

Figura 3.55: Porcentaje de corte de piso compartido entre los sub-sistemas gusset-arriostramientos y marcos a momento en función de la deriva de piso; (a) CBFs en D, (b) CBFs en X (PCT: porcentaje; FR: marco; SYS: sistema) (Fuente: Lotfollahi, 2016).

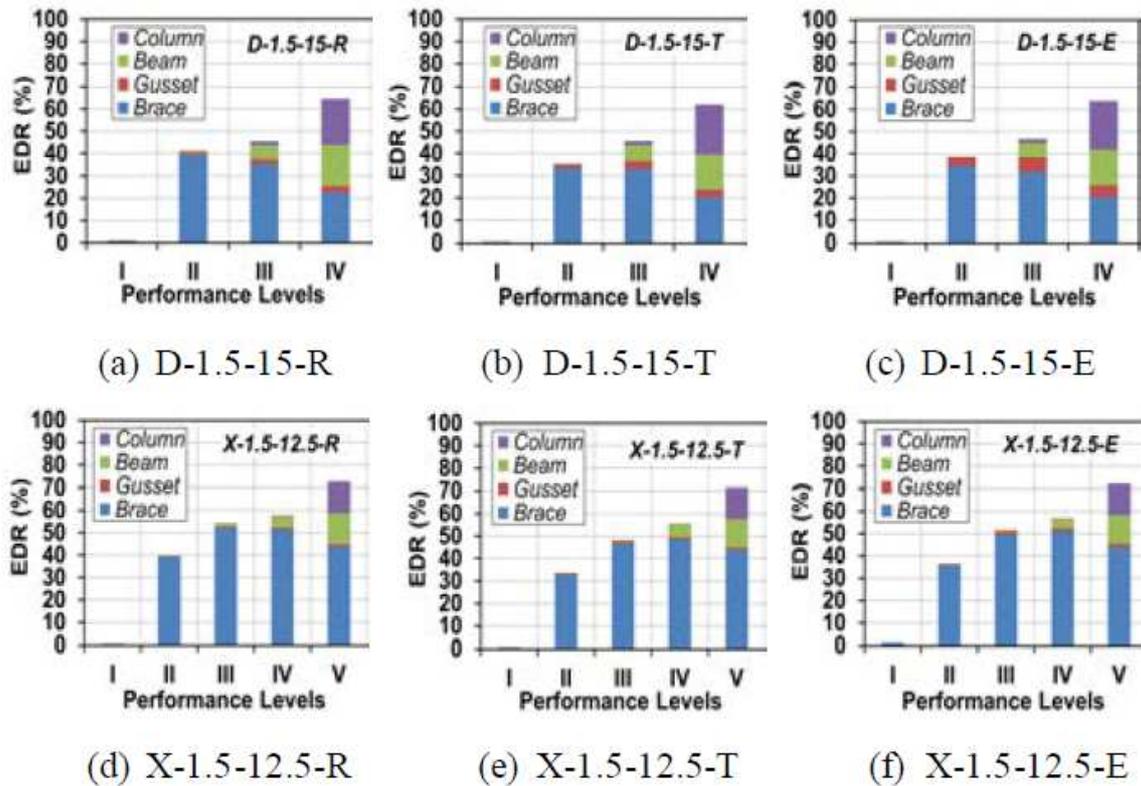


Figura 3.56: Porcentaje de Energía Histerética y su distribución en los elementos de todos los CBFs estudiados y en distintos niveles de desempeño de estos (EDR: razón de energía de disipación) (Fuente: Lotfollahi, 2016).

3.9 Estudio experimental, CBF en X, deriva de piso y pandeo

Para revisar el documento original, remitirse a [19] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar experimentalmente un CBF en X. Para ello, se analizan variables como el ciclo histerético de los arriostramientos, el pandeo dentro y fuera del plano, y la deriva de piso.

3.9.1 Metodología

- Estudio experimental de un CBF en X.
- Se construyó en laboratorio una configuración a baja escala de un CBF en X para llevar a cabo una serie de pruebas con condiciones de borde lo más cercanas posibles a las ideales teóricas. Este marco se posicionó de tal forma que los arriostramientos quedaran apuntando en las direcciones vertical y horizontal, y no en diagonal. Esto

fue hecho en virtud de que la máquina de cargas (Instron⁶) pudiera ejercer esfuerzos axiales sobre el arriostramiento vertical.

- La configuración consiste en un marco formado por cuatro pares de barras externas (1 en Figura 3.57.a) dentro de las que están colocados los arriostramientos (2 en Figura 3.57.a). Las barras externas fueron unidas mediante rótulas unas con otras (3 en Figura 3.57.a), mientras que los extremos de los arriostramientos fueron fijados por articulaciones que impedían su rotación (4 en Figura 3.57.a, detallado en Figura 3.57.b). Ambos extremos verticales fueron conectados directamente a la máquina de cargas, mientras que la rotación de los extremos del arriostramiento horizontal fue impedida mediante un mango de acoplamiento con una barra de extensión (5 en Figura 3.57.a). Los dos arriostramientos fueron construidas de forma separada y luego soldados en la mitad para garantizar el correcto posicionamiento dentro del marco.
- La fuerza vertical F aplicada es medida por la celda de carga de la máquina de cargas, mientras que los esfuerzos axiales de las barras externas son medidos a través de strain gauges. El esfuerzo axial de los arriostramientos es calculado como función de la fuerza aplicada F , del esfuerzo en las barras externas F_c y del ángulo variable ϑ entre la barra externa y el arriostramiento vertical (ver Figura 3.58).

Esfuerzo en arriostramiento vertical: $F_{dv}=F-2F_c\cos\vartheta$

Esfuerzo en arriostramiento horizontal: $F_{do}=2F_c\sin\vartheta$

Ángulo entre arriostramiento vertical y barra externa: $\vartheta = \arctg\left(\frac{L_{\pm}\delta_o/2}{L_{\pm}\delta_v/2}\right)$

- Mediante dos LVDTs se midió la deformación axial de ambos arriostramientos. Para medir el valor de la carga crítica se instalaron strain gauges, mientras que se colocaron dos LVDTs en la mitad de las semi-diagonales para medir la deflexión por pandeo dentro del plano.
- Las pruebas experimentales se llevaron a cabo aplicando una deformación axial de amplitud incremental. El primer ciclo se caracterizó por una deformación de 4 mm, es decir, 4,35 veces la deformación nominal en fluencia $\delta_y=0,92$ mm. Esta deformación fue incrementada en 2 mm tras cada ciclo subsecuente hasta la fractura del elemento.

⁶ Compañía estadounidense dedicada a la manufactura de equipos de pruebas con el fin de evaluar propiedades mecánicas de materiales y elementos.

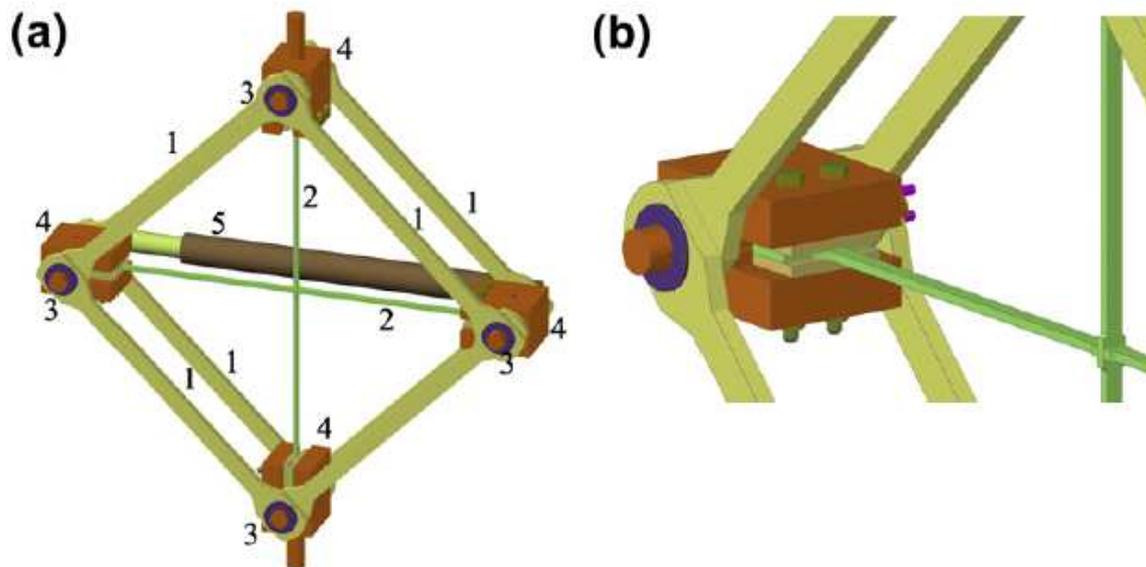


Figura 3.57: Esquemas de la configuración experimental: (a) Marco y sus componentes; (b) Detalle de las articulaciones (Fuente: Metelli, 2012).

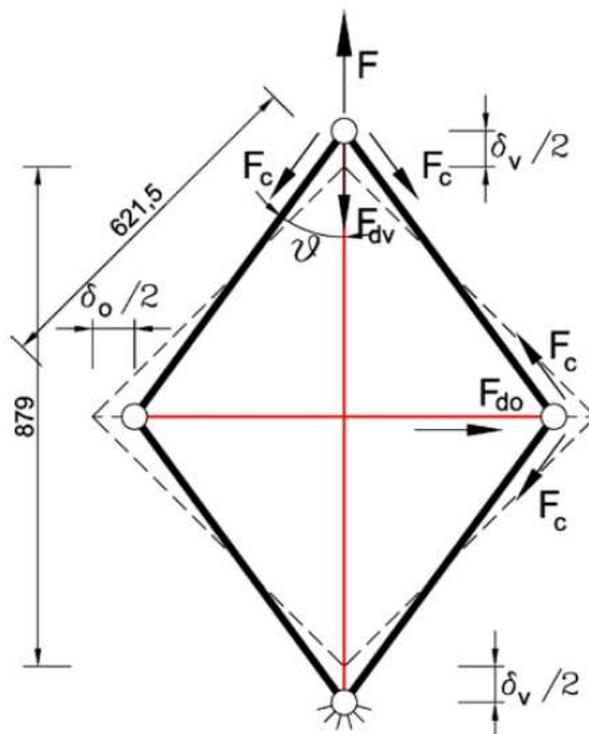


Figura 3.58: Fuerzas en los elementos del marco y deformaciones de los arriostramientos (Fuente: Metelli, 2012).

3.9.2 Modelo

- Tres CBFs en X.
- Cada espécimen se caracteriza por ser un marco cuadrado de 621 mm de lado con un arriostramiento vertical y uno horizontal, ambos con una longitud de 879 mm. En la Tabla 3.12 se presentan sus características geométricas y en la Figura 3.59 se muestra un esquema representativo de aquellas características.
- Sección de arriostramientos: Rectangular.
- Nomenclatura de parámetros:
 $L=350$ mm: longitud de la semi-diagonal.
 t_{ip} y t_{op} : Espesor del arriostramiento dentro y fuera del plano, respectivamente.
 $L_{0,ip}$ y $L_{0,op}$: Longitud efectiva dentro y fuera del plano, respectivamente.
 λ'_{ip} y λ'_{op} : Esbeltez adimensional dentro y fuera del plano, respectivamente.
 λ_{ip} y λ_{op} : Esbeltez dentro y fuera del plano, respectivamente.
- Los elementos fueron diseñados para pandearse dentro el plano del marco con una esbeltez adimensional $\lambda'_{ip}=1,3$, calculada asumiendo que el factor de longitud efectiva K llegaría gradualmente a su valor teórico. La esbeltez adimensional se define como $\lambda'_{ip}=\lambda_{ip}/\lambda_1$, siendo $\lambda_1=\pi(E_s/F_y)^{0,5}$ la razón de esbeltez efectiva correspondiente a la fuerza de fluencia, teniéndose $\lambda_1=86,8$ para el acero elegido. Por lo demás, los elementos fueron diseñados con una razón de esbeltez dentro del plano $\lambda_{ip}=113$.
- Los Especímenes 1 y 2 fueron diseñados acorde a la práctica profesional actual, es decir, haciendo una evaluación por exceso de la esbeltez efectiva. Para el pandeo dentro del plano se supuso extremos empotrados y un apoyo simple en el punto de intersección de las diagonales ($L_{0,ip}=0,7L$). Para el pandeo fuera del plano se supuso extremos empotrados y se ignoró el efecto de la rigidez de la diagonal complementaria ($L_{0,op}=L$), adoptando un factor de seguridad mayor para el Especímen 1 ($L_{0,op}=1,25L$). El Especímen 3 se diseñó en base a los valores teóricos de longitudes efectivas, asumiendo $L_{0,ip}=0,56L$ y $L_{0,op}=0,71L$ para el pandeo dentro y fuera del plano, respectivamente.
- Material: Acero S275 ($E_s=213100$ MPa, $F_y=318,6$ MPa, $F_u=455,9$ MPa).

Tabla 3.12: Características geométricas de los arriostramientos estudiados (Fuente: Metelli, 2012).

Especímen	λ'_{ip}	λ_{ip}	$L_{0,ip}$ [mm]	t_{ip}	λ'_{op}	λ_{op}	$L_{0,op}$ [mm]	t_{op} [mm]
1	1,3	113	0,70L	7,5	1,3	113	1,25L	13,4
2	1,3	113	0,70L	7,5	1,3	113	1,00L	10,7
3	1,3	113	0,56L	5,8	1,3	113	0,71L	7,5

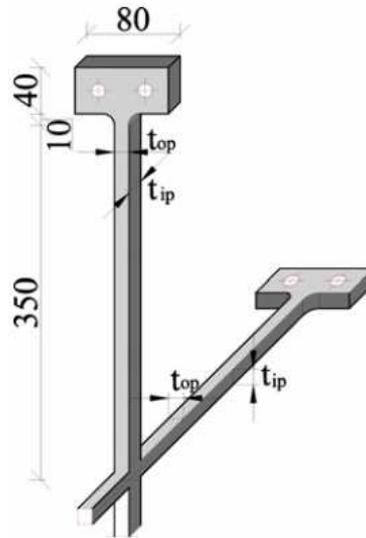


Figura 3.59: Esquema de las características geométricas de los arriostramientos (Fuente: Metelli, 2012).

3.9.3 Resultados

Los resultados presentados toman como modelo la prueba realizada sobre el Espécimen 2 en virtud de realizar un análisis cualitativo y cuantitativo de su comportamiento. Estas conclusiones luego pueden extenderse a los otros dos Especímenes.

En las Figuras 3.60 y 3.61 se presentan los resultados del comportamiento histerético del Espécimen 2 graficando Fuerza axial en función de la Deformación axial de los arriostramientos vertical y horizontal, respectivamente, durante los dos primeros ciclos de carga. Por otro lado, en las Figuras 3.62 y 3.63 se muestran imágenes reales del Espécimen 2 durante la prueba. Cada imagen está etiquetada con un F_i , con i variando según la correspondencia a los puntos indicados en las Figuras 3.60 y 3.61.

Las Figuras 3.64 y 3.65 presentan los resultados del comportamiento histerético del Espécimen 2 graficando Fuerza axial en función de la Deformación axial de los arriostramientos horizontal y vertical, respectivamente, para todos los ciclos de carga hasta la fractura de los elementos.

En la Tabla 3.13 se muestran los resultados generales de las pruebas sobre ambos arriostramientos de los tres especímenes evaluados. Las variables presentadas son la carga crítica de pandeo (P_{cr}), la longitud efectiva dentro del plano ($L_{0,ip}$), el factor de longitud efectiva dentro del plano (K), la fuerza axial máxima (P_{max}), la deformación axial máxima ($\delta_{o,max}$ y $\delta_{v,max}$, para arriostramiento horizontal y vertical, respectivamente), la resistencia a compresión post-pandeo (C'_u) y el corte de piso resistido en los ciclos 1 y 12 (V/V_y , donde V es el corte de piso sufrido por el marco y V_y es la fuerza de corte plástica nominal del arriostramiento).

Por último, la Figura 3.66 presenta gráficos de Corte de piso en función de la Deriva de piso, esto en base a los resultados de los Especímenes 2 y 3. Dado que en este caso la carga se aplica en forma axial directamente en la dirección de un arriostramiento, el corte sufrido por

el marco, V , se define como la componente de la carga aplicada F en la dirección de las barras externas, es decir, $V=F\cos\theta$. Por su parte, el desplazamiento entre piso, δ_x , se obtiene como función de las deformaciones axiales de los arriostramientos vertical y horizontal (δ_v y δ_o , respectivamente), teniéndose $\delta_x=(\delta_v^2+\delta_o^2)^{0.5}$. Luego, la deriva de piso es δ_x/h , donde, en este caso, h es la longitud de los lados del marco, es decir, $h=621$ mm. En la Figura 3.67 se esquematizan las variables recién descritas.

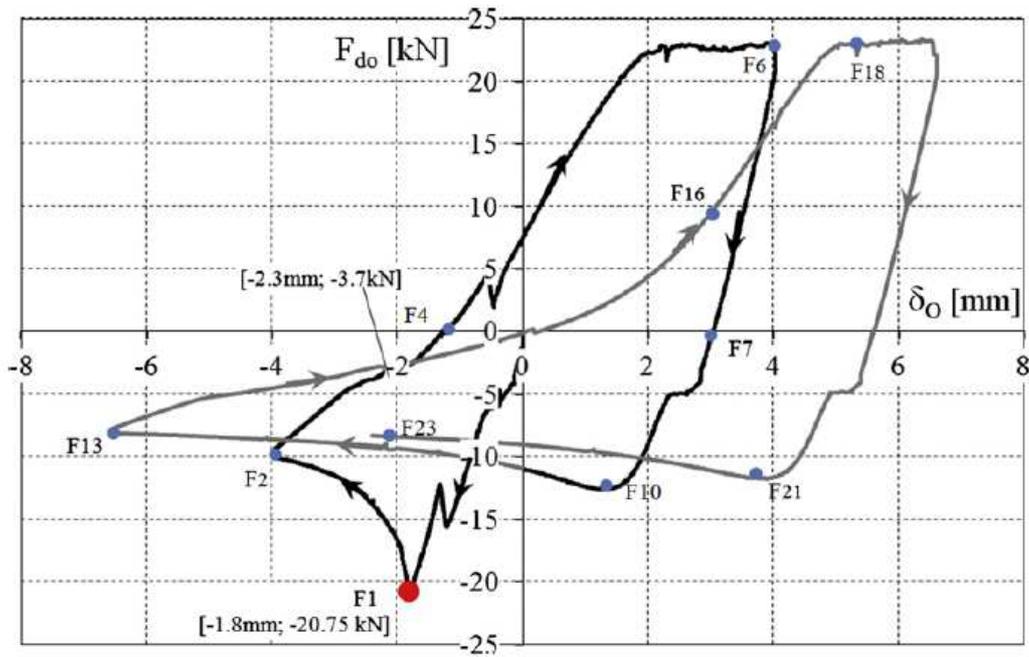


Figura 3.60: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostramiento horizontal durante el primer y segundo ciclo de carga (Fuente: Metelli, 2012).

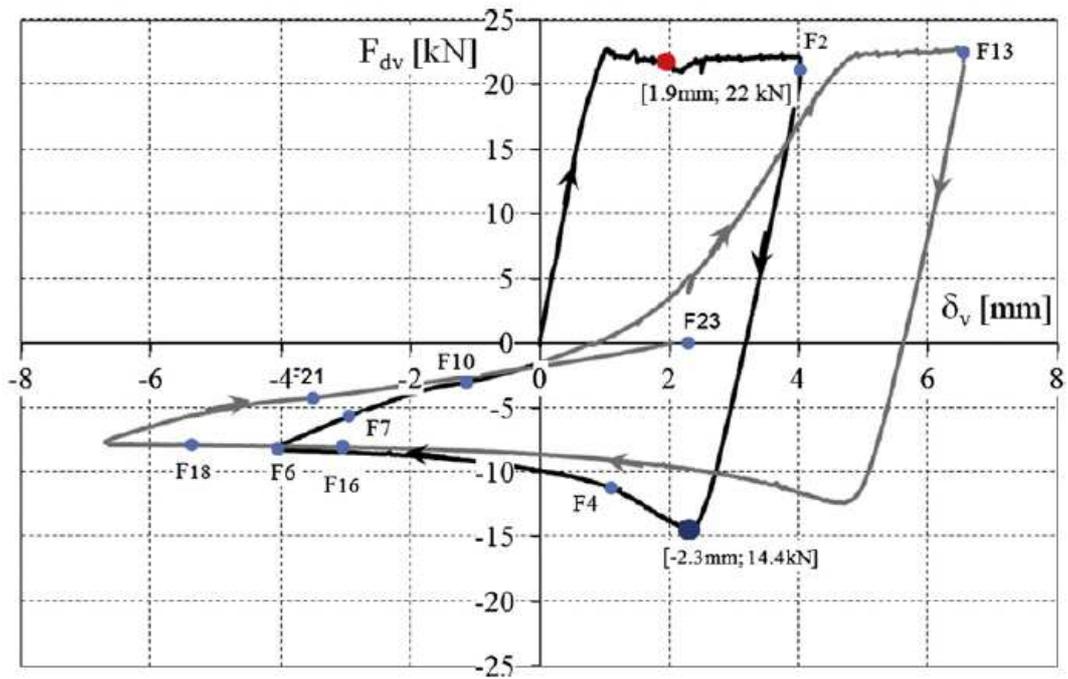


Figura 3.61: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostramiento vertical durante el primer y segundo ciclo de carga (Fuente: Metelli, 2012).

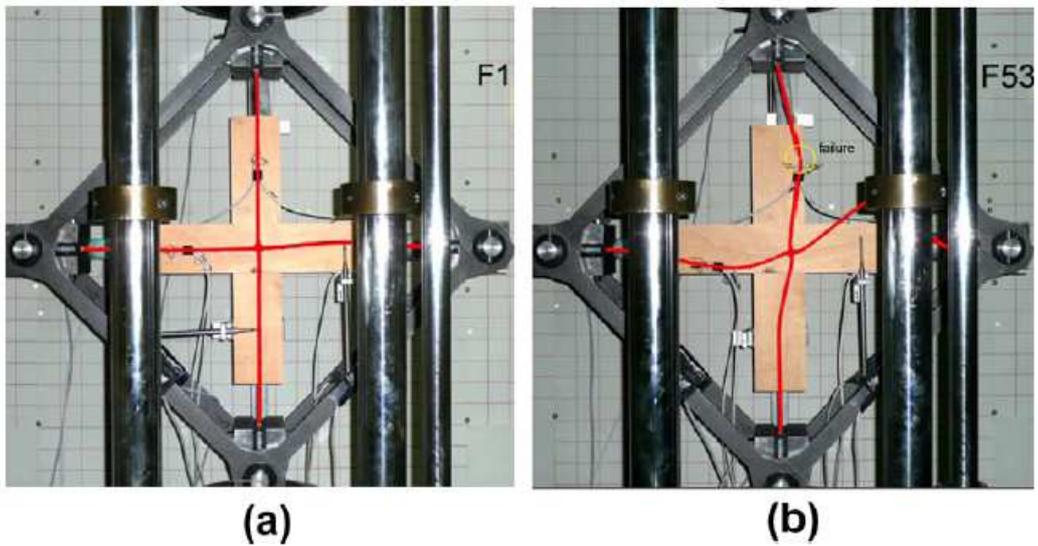


Figura 3.62: Espécimen 2: Fotos experimentales: (a) Pandeo del arriostramiento horizontal en el primer ciclo de carga; (b) Fractura del arriostramiento vertical en el ciclo de carga número 18 (Fuente: Metelli, 2012).

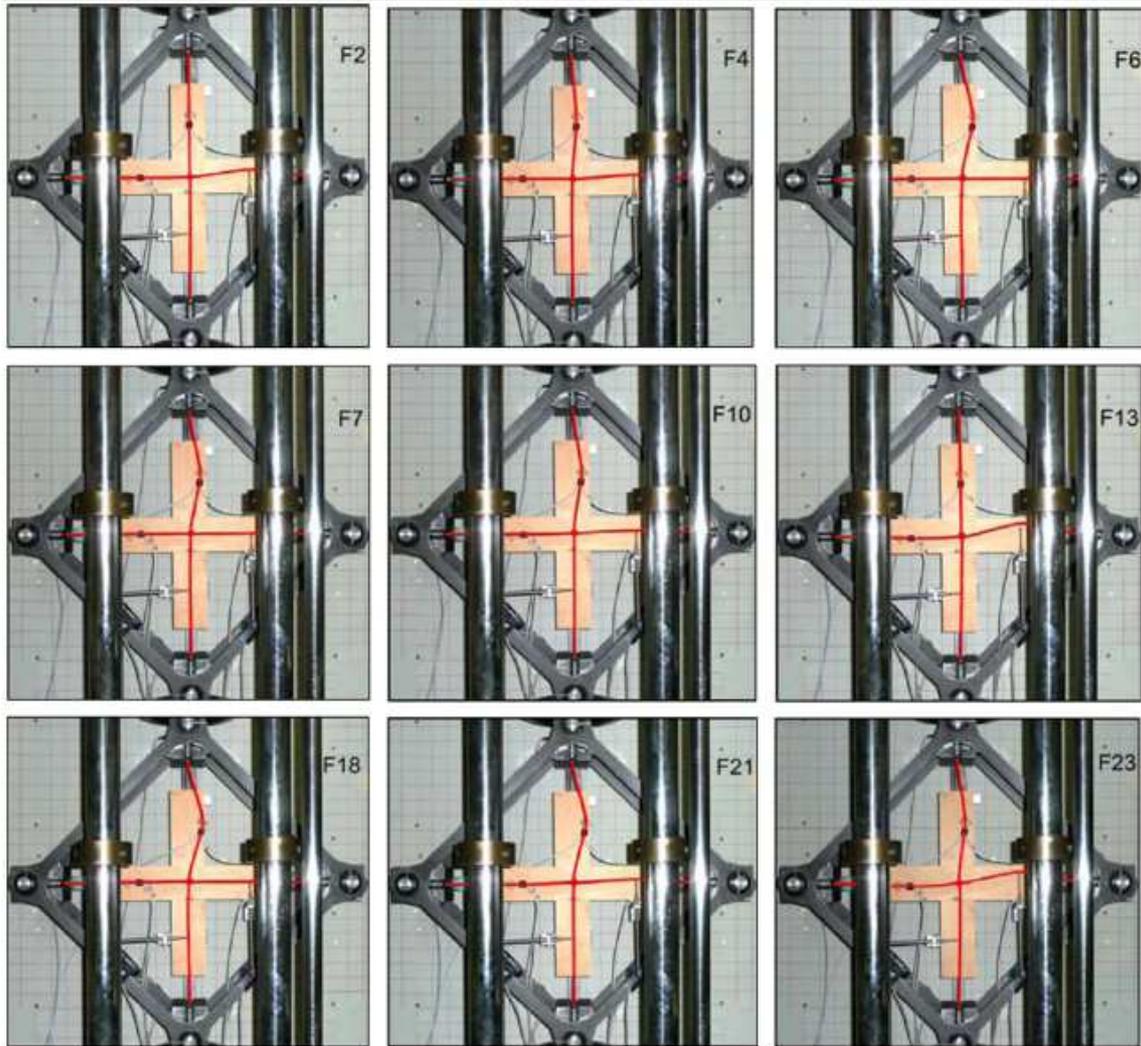


Figura 3.63: Espécimen 2: Fotos experimentales de deformación de arriostramientos durante el primer y segundo ciclo de carga en los puntos F_i indicados en las Figuras 3.60 y 3.61 (Fuente: Metelli, 2012).

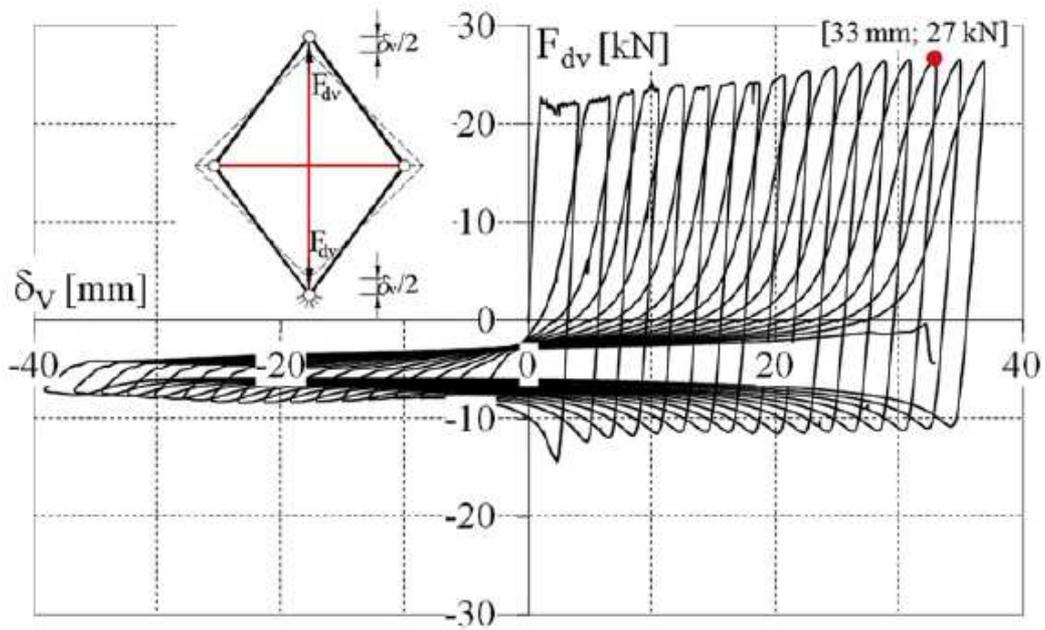


Figura 3.64: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostamiento vertical hasta su fractura (Fuente: Metelli, 2012).

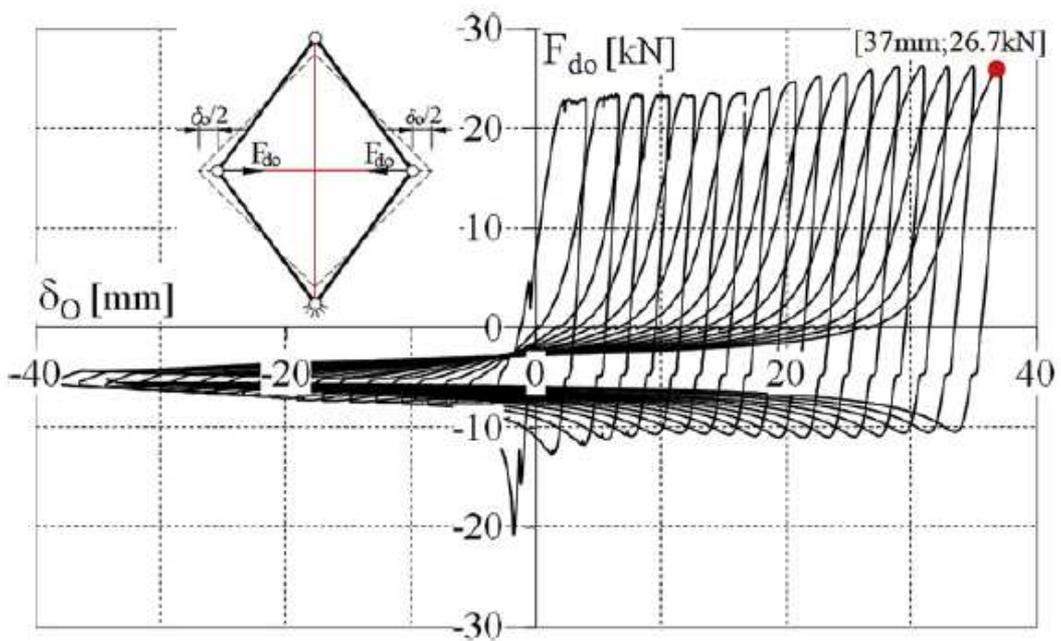


Figura 3.65: Espécimen 2: Gráfico de Fuerza axial-Deformación axial del arriostamiento horizontal hasta su fractura (Fuente: Metelli, 2012).

Tabla 3.13: Resultados de las pruebas (Fuente: Metelli, 2012).

Especimen	Arriostramiento horizontal						Arriostramiento vertical						1° Ciclo	12° Ciclo
	P_{cr} [kN]	$L_{0,ip}$ [mm]	K	P_{max} [kN]	$\delta_{o,max}$ [mm]	C_u [kN]	P_{cr} [kN]	$L_{0,ip}$ [mm]	K	P_{max} [kN]	$\delta_{v,max}$ [mm]	C'_u [kN]	V/V _y	V/V _y
1	-27,4	187	0,54	33,62	33,9	-11,6	-23,4	205	0,59	35,04	35,0	-10,5	2,11	1,69
2	-20,7	185	0,53	26,70	37,3	-9,0	-14,4	223	0,64	26,94	37,0	-8,2	2,13	1,73
3	-6,3	204	0,59	16,71	41,1	-3,7	-4,2	249	0,72	17,83	41,9	-4,2	1,68	1,71

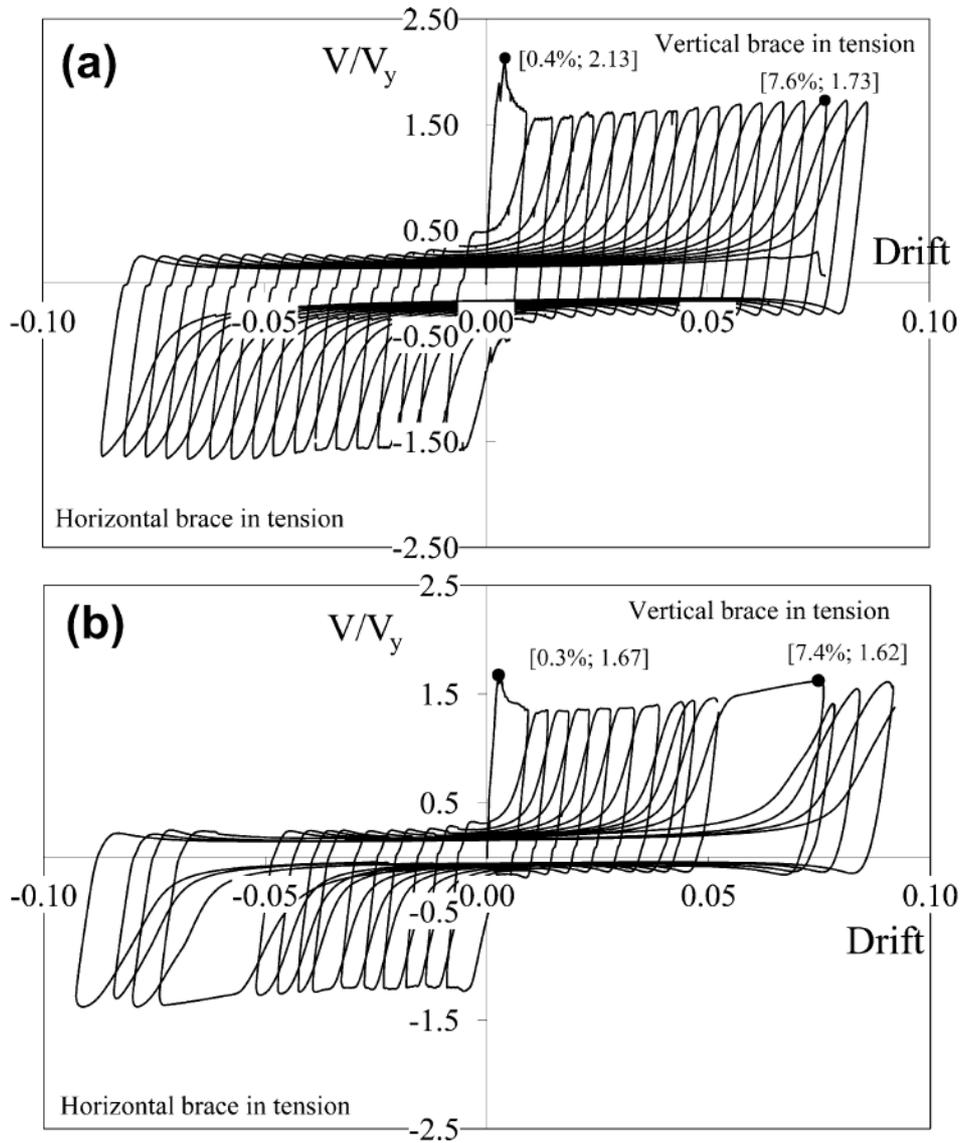


Figura 3.66: Gráficos de Corte de piso-Deriva de piso de los arriostramientos durante los ciclos de tracción: (a) Especimen 1; (b) Especimen 2 (Fuente: Metelli, 2012).

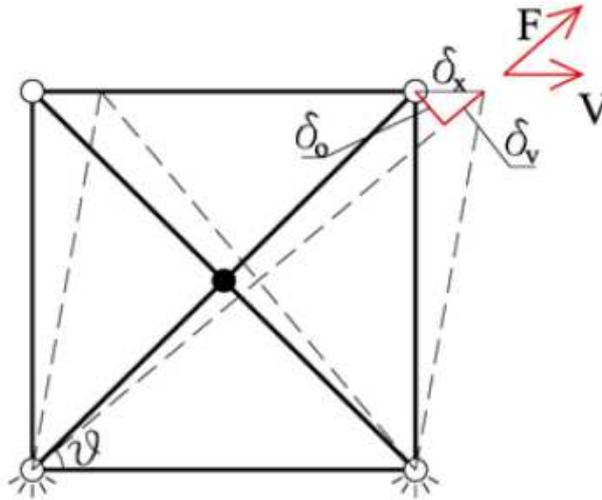


Figura 3.67: Esquema de las variables pertinentes para obtener el corte de piso y la deriva de piso del marco estudiado (Fuente: Metelli, 2012).

3.10 Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida y en V, y Factores de desempeño

Para revisar los documentos originales, remitirse a [20] y [21] en Bibliografía.

Este estudio busca evaluar los factores de comportamiento de estructuras con distintos tipos de CBFs (en X, en V y en V invertida) realizando análisis estáticos no lineales. Para esto se evalúan gráficos de corte basal en función del desplazamiento de techo y resultados cuantitativos de los factores de sobrerresistencia, de amplificación de los desplazamientos y de modificación de la respuesta.

3.10.1 Metodología

- Análisis numérico de estructuras con CBFs.
- Se realizaron análisis estáticos no lineales haciendo uso del software SNAP-2DX.
- El análisis fue llevado a cabo utilizando el nivel de respuesta estructural en vida útil y el comportamiento no lineal de los arriostramientos, como sugiere FEMA-356.
- Las conexiones viga-columna se modelaron como rotuladas para que la demanda sísmica fuera resistida principalmente por los arriostramientos.

3.10.2 Modelo

- Estructuras con CBFs en X, en V y en V invertida.
- Estructuras de 3, 5, 7, 10 y 12 pisos, con 3,2 m de altura por piso y 5 m de ancho por marco. Cada estructura tenía tres marcos en cada dirección perpendicular de análisis. Además, se distinguieron dos tipos de estructuras según la cantidad de marcos arriostrados que poseían por piso: aquellas con un marco arriostrado por lado

(simplemente arriostradas) y aquellas con dos marcos arriostrados en una de las direcciones de análisis (doblemente arriostradas). Ver Figuras 3.68 y 3.69 para observar los detalles en planta y elevación.

- Sección de arriostramientos: 2UNP (nomenclatura europea para perfiles doble canal que forman una especie de sección tubular cuadrada).
- En el diseño se utilizó $R=6$, esto basado en el código de diseño sísmico iraní (Iranian Earthquake Resistance Design Code).
- Se consideró un factor de longitud efectiva $K=0,5$ para los arriostramientos de CBFs en X, y $K=1,0$ para aquellos de CBFs en V y en V invertida.
- Las vigas y columnas se diseñaron con perfiles doble T y tubulares cuadrados, respectivamente. En la Tabla 3.14 se presentan, a modo de ejemplo, las propiedades seccionales de una de las estructuras.

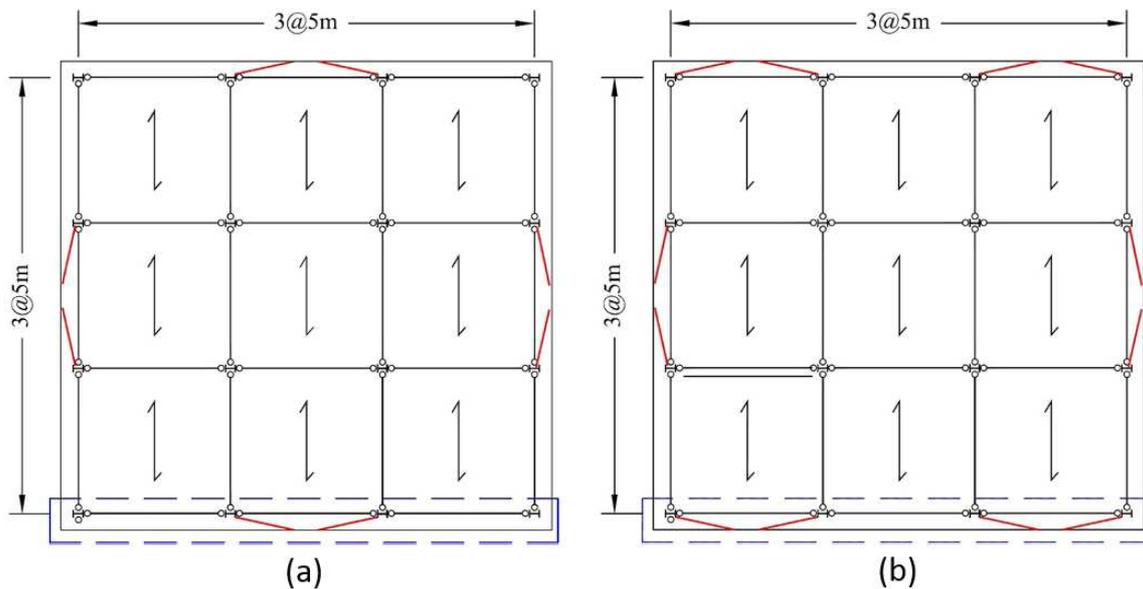


Figura 3.68: Vista en planta de las estructuras según la cantidad de marcos arriostrados por piso: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2013).

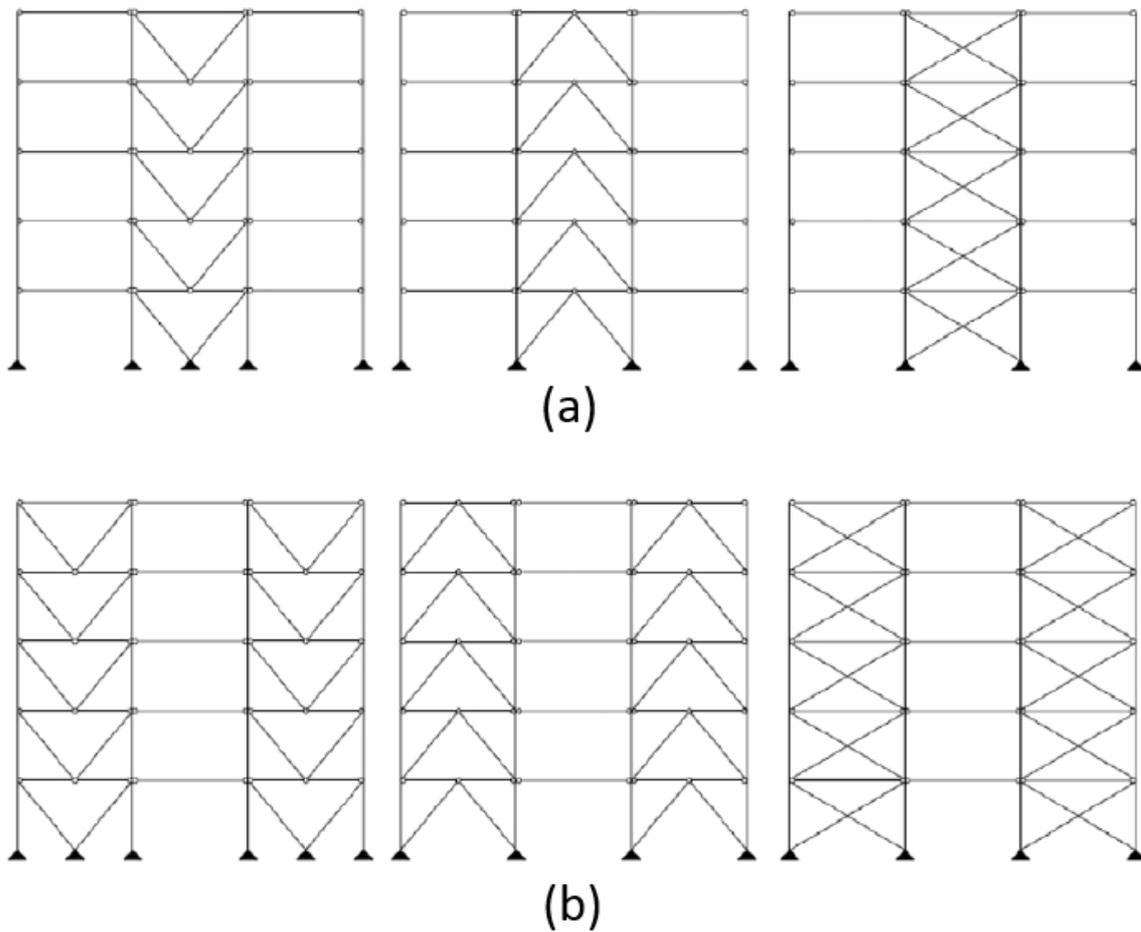


Figura 3.69: Vista en elevación de las estructuras según la cantidad de marcos arriostrados por piso: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).

Tabla 3.14: Propiedades seccionales de estructuras de 7 pisos con CBFs en V invertida y simplemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).

Piso	Columnas interiores	Columnas exteriores	Arriostramientos	Vigas
1	Box150x150x10	Box150x150x10	2UNP120	IPE360
2	Box150x150x10	Box150x150x10	2UNP160	IPE360
3	Box150x150x10	Box150x150x10	2UNP180	IPE360
4	Box250x250x15	Box150x150x10	2UNP180	IPE360
5	Box250x250x15	Box150x150x10	2UNP200	IPE360
6	Box300x300x20	Box150x150x10	2UNP200	IPE360
7	Box300x300x20	Box150x150x10	2UNP220	IPE360

3.10.3 Resultados

En las Figuras 3.70, 3.71 y 3.72 se ilustran gráficos de Corte basal en función del Desplazamiento de techo obtenidos para todas las estructuras estudiadas. Las figuras distinguen los resultados de estructuras con CBFs en V invertida, en V y en X, respectivamente. En cada gráfico se presenta una curva por cada estructura según el número

de pisos, y en cada figura hay dos gráficos, uno para estructuras simplemente arriostradas y otro para doblemente arriostradas.

En las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 se muestran los valores de Factores de desempeño (Factor de sobrerresistencia, Factor de amplificación de los desplazamientos y Factor de modificación de la respuesta, denotados por Ω , C_d y R , respectivamente) obtenidos para todas las estructuras estudiadas. Las tablas distinguen los resultados de estructuras con CBFs en V invertida, en V y en X, respectivamente. En cada tabla se presentan los valores según el número de pisos de la estructura y si está simple o doblemente arriostrada. Además de los factores ya mencionados, se presentan también otras variables importantes al momento de su cálculo, como lo son la Ductilidad, el Factor de reducción debido a la ductilidad y la Sobrerresistencia de diseño, denotadas por μ , R_μ y Ω_D , respectivamente.

En la Figura 3.73 se grafican los resultados presentados en las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 concernientes al Factor de amplificación de los desplazamiento. En particular, el gráfico presenta el C_d en función del número de pisos de la estructura. La distinción entre tipos de CBFs utilizados y si están simple o doblemente arriostradas se ilustra mediante curvas de colores. Cabe recalcar que en esta figura “Single Bay Brace” indica que la estructura está simplemente arriostrada, y “Double Bay Brace”, que está doblemente arriostrada.

En la Figura 3.74 se grafican los resultados presentados en las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 concernientes al Factor de modificación de la respuesta. Específicamente, los gráficos muestran el R en función del número de pisos de la estructura. La distinción entre tipos de CBFs utilizados se hace mediante gráficos de barras de distintos colores. Además hay dos gráficos, uno para estructuras simplemente arriostradas y otro para doblemente arriostradas.

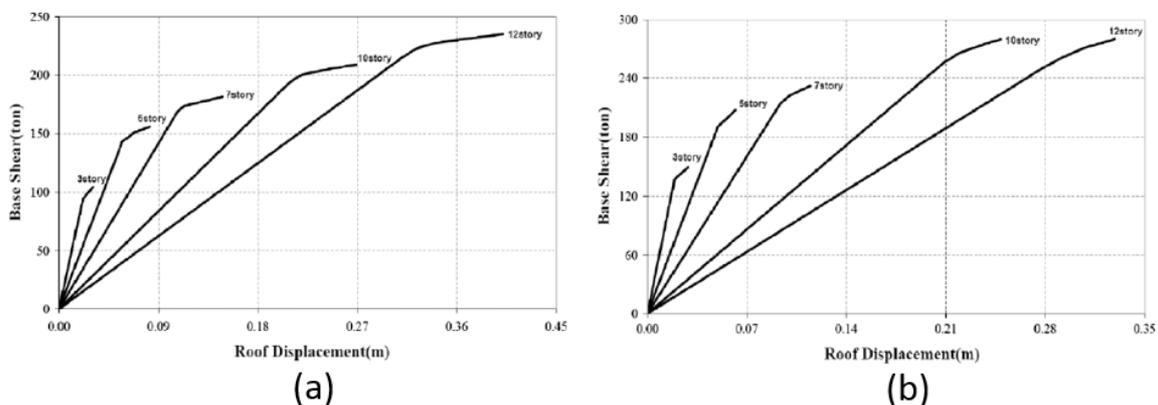


Figura 3.70: Gráficos de Corte basal-Desplazamiento de techo obtenidos mediante análisis estáticos no lineales para estructuras con CBFs en V invertida: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).

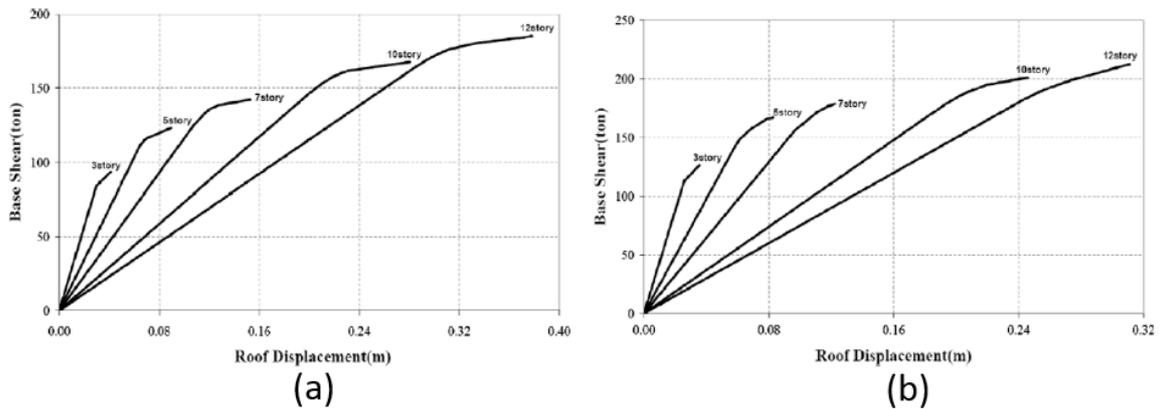


Figura 3.71: Gráficos de Corte basal-Desplazamiento de techo obtenidos mediante análisis estáticos no lineales para estructuras con CBFs en V: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).

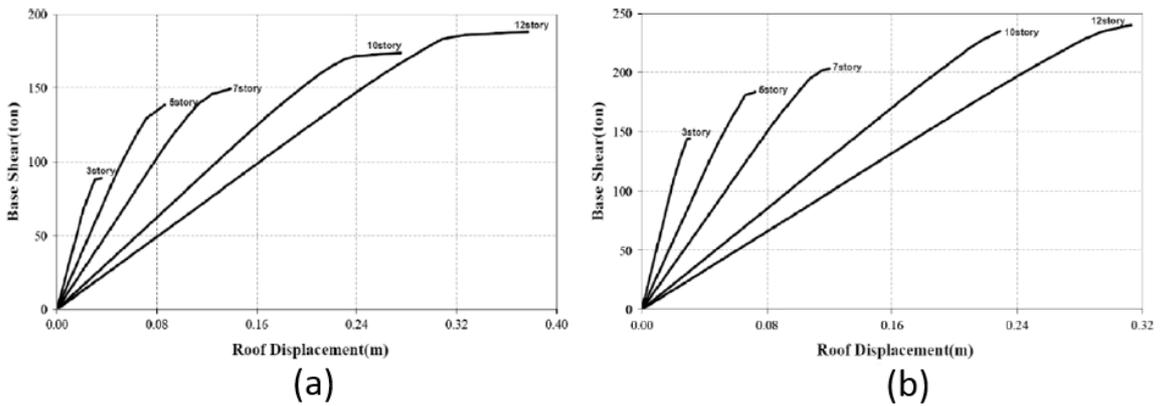


Figura 3.72: Gráficos de Corte basal-Desplazamiento de techo obtenidos mediante análisis estáticos no lineales para estructuras con CBFs en X: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).

Tabla 3.15: Factores de desempeño obtenidos a través de análisis estáticos no lineales para las estructuras con CBFs en V invertida (Fuente: Mahmoudi, 2010 y Mahmoudi, 2013).

Número de pisos	Simplemente arriostrado						Doblemente arriostrado					
	μ	R_{μ}	Ω_D	Ω	C_d	R	μ	R_{μ}	Ω_D	Ω	C_d	R
3	1,45	1,31	3,67	4,24	6,15	5,55	1,53	1,35	5,27	6,09	9,32	8,22
5	1,44	1,44	3,25	3,75	5,40	5,40	1,26	1,26	4,40	5,08	6,40	6,40
7	1,39	1,39	3,22	3,72	5,17	5,17	1,25	1,25	4,10	4,74	5,93	5,93
10	1,30	1,30	3,04	3,51	4,56	4,56	1,19	1,19	4,07	4,70	5,59	5,59
12	1,29	1,29	3,03	3,50	4,52	4,52	1,18	1,18	3,71	4,29	5,06	5,06

Tabla 3.16: Factores de desempeño obtenidos a través de análisis estáticos no lineales para las estructuras con CBFs en V (Fuente: Mahmoudi, 2010 y Mahmoudi, 2013).

Número de pisos	Simplemente arriostrado						Doblemente arriostrado					
	μ	R_{μ}	Ω_D	Ω	C_d	R	μ	R_{μ}	Ω_D	Ω	C_d	R
3	1,48	1,32	3,31	3,82	5,65	5,04	1,39	1,26	4,52	5,22	7,26	6,58
5	1,38	1,38	2,58	2,98	4,11	4,11	1,34	1,34	3,51	4,05	5,43	5,43
7	1,42	1,42	2,49	2,88	4,09	4,09	1,28	1,28	3,18	3,67	4,70	4,70
10	1,35	1,35	2,42	2,80	3,78	3,78	1,26	1,26	2,95	3,41	4,30	4,30
12	1,32	1,32	2,41	2,78	3,67	3,67	1,26	1,26	2,83	3,27	4,12	4,12

Tabla 3.17: Factores de desempeño obtenidos a través de análisis estáticos no lineales para las estructuras con CBFs en X (Fuente: Mahmoudi, 2010 y Mahmoudi, 2013).

Número de pisos	Simplemente arriostrado						Doblemente arriostrado					
	μ	R_{μ}	Ω_D	Ω	C_d	R	μ	R_{μ}	Ω_D	Ω	C_d	R
3	1,68	1,49	3,12	3,61	6,06	5,38	1,50	1,34	5,07	5,86	8,79	7,85
5	1,51	1,51	2,93	3,38	5,10	5,10	1,44	1,44	3,86	4,46	6,42	6,42
7	1,52	1,52	2,64	3,05	4,64	4,64	1,45	1,45	3,60	4,16	6,03	6,03
10	1,48	1,48	2,53	2,92	4,32	4,32	1,37	1,37	3,43	3,96	5,43	5,43
12	1,42	1,42	2,48	2,86	4,06	4,06	1,37	1,37	3,18	3,67	5,03	5,03

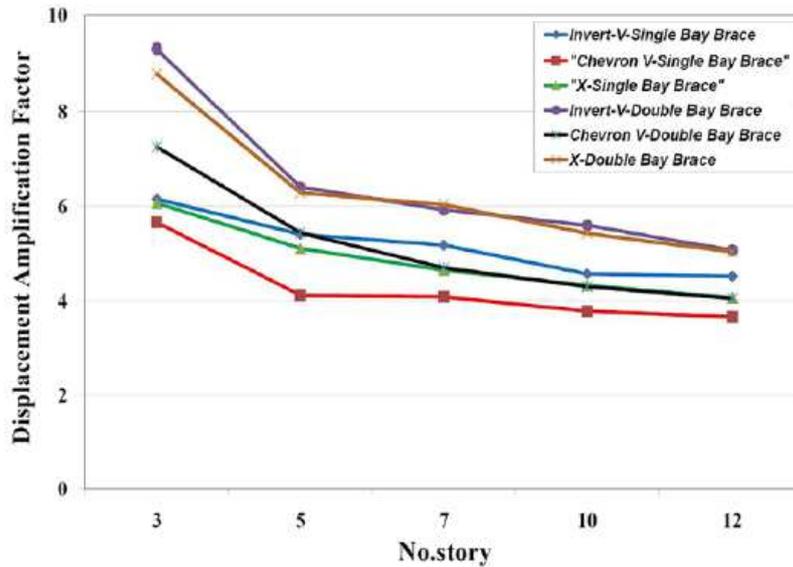


Figura 3.73: Gráfico de Factor de amplificación de los desplazamientos-Número de pisos para todas las estructuras estudiadas mediante análisis estáticos no lineales (Fuente: Mahmoudi, 2013).

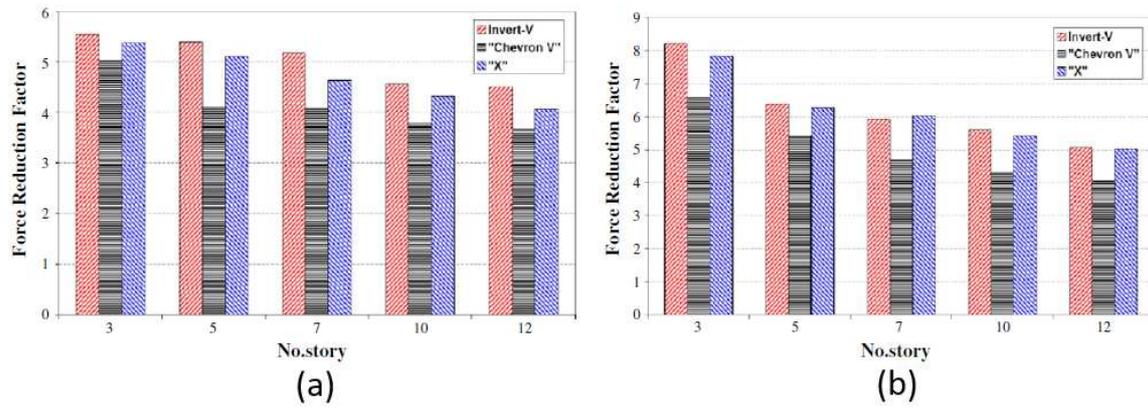


Figura 3.74: Factores de modificación de la respuesta obtenidos para todos los tipos de estructuras estudiadas: (a) Simplemente arriostradas; (b) Doblemente arriostradas (Fuente: Mahmoudi, 2010).

4 CAPÍTULO IV. Análisis de Información Recopilada

4.1 Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular cuadrada, razón de esbeltez y pandeo

Las siguientes conclusiones se basan en las Figuras 3.1 y 3.2.

Según la Figura 3.1.a, en la máxima deformación de compresión, la deformación transversal (δ/L) del arriostramiento aumenta gradualmente con su esbeltez. Dado que esta deformación transversal se da debido al pandeo, se observa que mientras más esbelto es el elemento, mayor es el pandeo que sufre al comprimirse. También cabe destacar que el aumento de la deformación transversal es mayor a una menor esbeltez, pero cuando esta aumenta hasta cierto valor (aproximadamente 130), δ/L tiende hacia un valor constante; para el primer ciclo de compresión, este valor es de 7,0% aproximadamente, y para el segundo, de 9,46% (estos valores se estiman de expresiones obtenidas en forma experimental, para más detalles ver publicación de referencia [10]). El hecho de que el valor máximo de δ/L sea mayor para el segundo ciclo demuestra que ante dicha carga el elemento se pandea con mayor facilidad, lo que demuestra una pérdida de resistencia debido al primer ciclo de carga, el cual provoca demandas inelásticas que conllevan deformaciones permanentes. Por otro lado, los resultados para cada ciclo con distintos valores de K se superponen bien cuando son graficados en función de la esbeltez efectiva KL/r (λ) en lugar de L/r . Esto demuestra que el valor de K adoptado para cada arriostramiento representa bien la realidad, por lo que K pasa a ser irrelevante al graficarse los resultados en función de λ , siendo importante sólo el ciclo de carga.

En la Figura 3.1.b, se observa que la deformación unitaria de compresión máxima (ϵ_{\max}) disminuye a medida que aumenta la esbeltez. Esto se debe a que las solicitaciones de compresión aumentan el pandeo, y este aumento es mayor a medida que el arriostramiento es más esbelto, es decir, la deformación que se produce es transversal, disminuyendo el acortamiento interno que sufre el elemento; básicamente, mientras más se pandea, menos se comprime el arriostramiento longitudinalmente. Por lo demás, se observa que, a partir de cierto valor, ϵ_{\max} es menor en el segunda ciclo de carga, lo que implica que se produce un mayor pandeo dado lo explicado anteriormente, y se demuestra que el primer ciclo de carga reduce la resistencia del elemento. Cabe destacar que los valores de ϵ_{\max} son menores para $\lambda=19,2$ que para $\lambda=38,3$, lo cual se debe a que en el arriostramiento con menor λ predominan las deformaciones longitudinales por sobre el pandeo, lo que demuestra que un arriostramiento con muy baja esbeltez es más resistente a pandearse; de hecho, se observa que, entre esos valores de λ , ϵ_{\max} es mayor en el segundo ciclo de carga, lo que implica que en arriostramientos muy gruesos el primer ciclo de carga no produce suficiente pérdida de energía (provoca demandas elásticas principalmente) como para que se produzca pandeo al cargarlo nuevamente.

En la Figura 3.1.c se observa que la profundidad del eje neutro, y/d , disminuye mientras aumenta la esbeltez del arriostramiento. Esto demuestra que un elemento más esbelto se flexiona más (por eso se mueve el eje neutro, generándose una mayor zona en compresión que en tracción en la sección transversal), lo que se debe al pandeo que sufre. Lo descrito se

correlaciona con lo concluido de las Figuras 3.1.a y 3.1.b. Así, la zona comprimida de la sección transversal aumenta a medida que lo hace la esbeltez del arriostramiento, lo que se relaciona con que considerables deformaciones axiales plásticas se adicionan a las deformaciones plásticas por flexión en la zona de la rótula plástica en el caso de arriostramientos más esbeltos. Cabe destacar que el tener una mayor porción de las almas comprimidas también representa una condición más crítica para la estabilidad local de las almas y del ala en compresión en una sección rectangular tubular, lo que conlleva condiciones más favorables para la fractura del arriostramiento.

En la Figura 3.2.a, se observa que la deformación transversal aumenta a medida que hay mayor compresión y disminuye al aumentar la tracción (u/L negativo indica compresión, y positivo, tracción). Es claro que el pandeo se produce principalmente en el rango de compresión, y se puede ver que al comienzo de la tracción hay un pequeño pandeo que queda tras la anterior compresión del elemento, y mientras mayor es la tracción, la deformación transversal tiende a ser nula. Esto muestra que el pandeo se produce exclusivamente debido a esfuerzos de compresión, y una posterior tracción tiende a devolver la forma original al elemento. Por otro lado, se aprecia que δ/L es mayor para $K=1,0$ que para $K=0,5$; en otras palabras, a mayor esbeltez, mayor es el pandeo que sufre el arriostramiento. Esto también se observa al comparar los gráficos, pues de izquierda a derecha se van observando mayores valores de δ/L . Por lo demás, en los cuatro gráficos se observa que en el segundo ciclo de carga δ/L es mayor que en el primero, lo que demuestra una vez más la pérdida de resistencia que sufre el elemento tras el primer ciclo de carga. Por último, cabe destacar que mientras mayor es la esbeltez del arriostramiento, menos influye la esbeltez efectiva en los resultados obtenidos, pues las curvas para $K=1,0$ y $K=0,5$ en el mismo ciclo de carga tienden a superponerse al ir comparando los gráficos de izquierda a derecha. Como datos cuantitativos (los porcentajes son aproximaciones observadas directamente en los gráficos), para $K=1,0$ y para la máxima compresión estudiada ($u/L=-1,0\%$), en el arriostramiento menos esbelto, $\delta/L=4,6\%$ en el primer ciclo de carga y $\delta/L=6,8\%$ en el segundo ciclo, y en el arriostramiento más esbelto, $\delta/L=6,6\%$ en el primer ciclo de carga y $\delta/L=8,8\%$ en el segundo ciclo. Claramente, el aumento en la deformación transversal es bastante alta al pasar de un arriostramiento con $\lambda=38,3$ a uno con $\lambda=177$ (diferencia de casi 2% en cada ciclo de carga).

En la Figura 3.2.b se observa que la deformación transversal es máxima en el centro del arriostramiento, y decrece hacia los extremos, donde es nula. Esto demuestra que el pandeo se produce al centro del elemento, donde se forma la rótula plástica. Además, δ/L aumenta al comparar los gráficos de izquierda a derecha, es decir, los elementos más esbeltos sufren un mayor pandeo. Por otro lado, δ/L es mayor para $K=1,0$ que para $K=0,5$, así como es mayor en el segundo ciclo de carga. Además, en el arriostramiento más grueso, δ/L se mantiene menor para el segundo ciclo de carga con $K=0,5$ que para el primer ciclo de carga con $K=1,0$, situación que se invierte desde el siguiente arriostramiento. Esto demuestra una vez más lo concluido de la Figura 3.1.b (predominio de deformación axial por sobre el pandeo en un arriostramiento muy grueso). Por otro lado, los valores de δ/L , para cada ciclo de carga, tienden a superponerse a medida que el arriostramiento se hace más esbelto, lo que se vio también en la Figura 3.2.a. Por último, el cambio de curvatura en el centro del elemento es más suave a medida que el arriostramiento es menos esbelto, lo que sugiere que la fluencia en la región de la rótula plástica es más gradual mientras más grueso es el elemento.

En la Figura 3.2.c se observa que la carga axial es mayor en el rango de tracción del arriostramiento, manteniéndose una mayor energía histerética en esa situación; de hecho, la carga de tracción mantiene prácticamente igual su magnitud sin importar el arriostramiento, el valor de K ni el ciclo de carga. A medida que el arriostramiento se hace más esbelto, la carga axial de compresión disminuye, es decir, se disipa energía histerética a causa del pandeo que sufre el elemento al ser comprimido. Por lo demás, se observa mayor energía histerética para $K=0,5$ y para los primeros ciclos de carga. Esto demuestra que hay mayor pérdida de energía en arriostramientos con mayor esbeltez efectiva y que incursionan en su segundo ciclo de carga, lo que se debe al mayor pandeo que sufren los arriostramientos más esbeltos y la pérdida de resistencia que se produce tras el primer ciclo de carga.

En la Figura 3.2.d se observa que la deformación unitaria máxima aumenta en mucha mayor cuantía cuando se inducen deformaciones de compresión que de tracción, lo que demuestra la baja resistencia a compresión que poseen los arriostramientos en comparación con su resistencia a tracción. Por otro lado, se mantienen ciertas tendencias analizadas en la Figura 3.1.b: a medida que aumenta la esbeltez del arriostramiento disminuye claramente la deformación unitaria de compresión, y hay mayor deformación de compresión para $K=0,5$ y para el primer ciclo de carga en los arriostramientos más esbeltos (predomina el pandeo por sobre la deformación longitudinal); en esta Figura se observa que parte de este fenómeno se debe a las deformaciones plásticas de tracción que sufre el elemento al ser enderezado y estirado por tracción, de hecho, en el arriostramiento más esbelto con $K=1,0$ (el mayor λ estudiado, $\lambda=177$) y en el segundo ciclo de carga, prácticamente no hay deformaciones de compresión. Por lo demás, se produce la misma singularidad en el arriostramiento más grueso observada en las Figuras 3.1.b y 3.1.c: hay menor deformación de compresión para $K=0,5$ y el primer ciclo de carga, situación que se invierte en el siguiente arriostramiento, lo que demuestra una vez más que en un arriostramiento muy grueso no se produce suficiente pérdida de energía a raíz del primer ciclo de carga como para pandearse en el segundo ciclo, por lo que predomina la deformación axial por sobre el pandeo.

En la Figura 3.2.e se observa que la deformación unitaria de compresión es máxima en el centro del arriostramiento y disminuye a medida que se acerca a los apoyos; también se aprecia que las demandas inelásticas se generan en una mayor porción a lo largo de la longitud del arriostramiento mientras este es más grueso. Además, estas deformaciones de compresión son mayores para $K=0,5$ y para los primeros ciclos de carga, tendencias que ya han sido observadas en Figuras anteriores (predomina el pandeo por sobre la deformación axial); también se observa la singularidad que se produce en el arriostramiento más grueso (ver análisis de Figuras 3.1.b, 3.2.b y 3.2.d) a raíz de que predomina la deformación axial por sobre el pandeo en este caso. Por último, las deformaciones axiales de compresión disminuyen a medida que el arriostramiento se hace más esbelto, y se hace mayor la diferencia entre las deformaciones producidas por el primer y segundo ciclo de carga. Esto es otra muestra de que un arriostramiento muy esbelto sufre tal grado de pandeo que pasa a predominar cada vez más por sobre las deformaciones axiales; de hecho, en el arriostramiento más esbelto, ϵ es casi nulo para $K=1,0$ en el segundo ciclo de carga.

En resumen, se puede concluir que un arriostramiento es más susceptible a sufrir pandeo mientras mayor es su esbeltez, disminuyendo su capacidad de carga y energía histerética ante compresión. A medida que aumenta la esbeltez, disminuye la deformación axial unitaria del elemento dado que predomina la deformación transversal, situación que se invierte en el caso

de un arriostramiento muy grueso, el cual no sufre pandeo en un primer ciclo de carga de compresión debido a su baja esbeltez. Por lo demás, la resistencia ante tracción se mantiene relativamente constante sin importar la esbeltez del elemento.

4.2 Análisis numérico, arriostramientos aislados, sección tubular circular, razón de esbeltez y razón ancho-espesor

Las siguientes conclusiones se basan en las Figuras 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6.

Analizando la Figura 3.3, se concluye que la resistencia de los arriostramientos disminuye a medida que aumenta su razón ancho-espesor (D/t), esto para un valor dado de razón de esbeltez (λ). En arriostramientos con $\lambda=50$ hay una notoria meseta plástica durante los ciclos de tracción de su respuesta histerética, llegando durante los dos primeros ciclos de carga inelástica a una deformación unitaria axial de casi 1% (30 mm de deformación axial) para los arriostramientos con $D/t=10$. La respuesta histerética es similar para todos los valores de D/t con $\lambda=50$. Para $D/t=10$, la fractura del arriostramiento ocurre en una deformación unitaria axial de 2,2%. A medida que D/t aumenta, la deformación unitaria axial en la fractura disminuye, es decir, a mayor D/t más susceptible es un arriostramiento a fracturarse. En elementos con $\lambda=50$, la fractura del elemento se dio para una deformación unitaria axial cercana a 1,8% en el caso de D/t menor a 20 (valor máximo de razón ancho-espesor recomendado en ANSI/AISC 341-10 para secciones tubulares circulares). El arriostramiento con $D/t=30$ y $\lambda=50$ llegó a un valor máximo de deformación unitaria axial de sólo 1%. Por otro lado, a medida que aumenta el valor de λ , la resistencia axial a compresión del arriostramiento disminuye. Por ejemplo, al aumentar λ de 50 a 70, la fluencia y resistencia al pandeo se reduce en un 50% para un $D/t=10$. Además, la deformación unitaria axial en la fractura aumenta a medida que lo hace el valor de λ , para todos los valores de D/t . Los resultados llevan a concluir que la concentración de tensiones debido al pandeo local de los arriostramientos no deteriora el comportamiento de los elementos con D/t menores, mientras que aquellos con D/t mayores a 20 llegan a la fractura en una etapa relativamente temprana.

La degradación de la resistencia axial máxima se observa con una deformación unitaria axial de 2,5% para un λ menor a 60. Para valores mayores de λ el efecto de endurecimiento por deformación unitaria aumenta. Luego, la meseta plástica en la respuesta histerética se observa en cada incursión en ciclos inelásticos de arriostramientos con λ mayor a 80. Para valores de λ mayores, la resistencia a compresión de los elementos se ve disminuida gradualmente tras llegar a la primera carga de pandeo, lo que se debe principalmente al pandeo elástico bajo cargas de compresión, comportándose como arriostramientos sólo resistentes a tracción ante condiciones de cargas de tracción. Para $D/t=20$, el elemento llegó a la fractura para una deformación unitaria axial de hasta 2,5% considerando λ mayor a 110. Similarmente, los arriostramientos con $D/t=25$ se fracturaron con una deformación unitaria axial de hasta 2,5% para λ mayores a 150.

Analizando la Figura 3.4 se puede observar la energía acumulada para los distintos valores de λ y D/t estudiados. Para $\lambda=50$, la magnitud de la energía acumulada incrementa gradualmente a medida que lo hace la deformación unitaria axial en el caso del arriostramiento con $D/t=10$. Al aumentar el valor de D/t , se observa un punto de quiebre en

algún punto de la curva ascendente de energía acumulada desde el cual este parámetro comienza a disminuir, lo que se debe a la fractura de los elementos. Mientras se incrementa el valor de λ , se observa un aumento gradual de la tendencia creciente de energía acumulada, lo que indica que la fractura del arriostramiento se aplaza (se produce ante una mayor deformación axial unitaria), aunque la magnitud de energía acumulada es menor al compararla con elementos de un menor λ y un mismo D/t. Para el valor límite de D/t=20, recomendado por ANSI/AISC 341-10 para el tipo de acero utilizado, se observa un valor relativamente estable de energía acumulada hasta sufrirse una deriva de piso de 4%, correspondiente a una deformación unitaria axial del arriostramiento de 2%, para λ igual o mayor a 110. Los arriostramientos con D/t=25 y D/t=30 exhibieron valores menores de energía acumulada y sufrieron una fractura prematura para todos los λ , excepto para λ igual o mayor a 150 y 200, respectivamente. De esto último se concluye que puede no ser adecuado establecer un solo valor límite de D/t para todos los valores de λ en virtud de conseguir el comportamiento deseado de los arriostramientos.

A raíz de la Figura 3.5 se puede seguir analizando el tema de la energía acumulada. Para D/t=10 no se observa una fractura completa de los arriostramientos con λ entre 50 y 200 (es decir, todos los valores estudiados). Al aumentar D/t a 15, se aprecia la fractura de los elementos con una consiguiente pérdida de energía acumulada, lo que ocurre tras llegar a una deriva de piso de 4% (es decir, 2% de deformación unitaria axial del elemento) en arriostramientos con λ menor que 80. Para D/t=20 no hubo reducción de la energía acumulada en arriostramientos con λ mayor a 110, lo que también se observó en la Figura 3.4. Por su parte, se aprecia que el valor de λ mínimo requerido para evitar la fractura (lo que se traduce en que la energía acumulada no disminuye en ningún momento) de un arriostramiento con D/t=30 es 200. Además, a medida que D/t aumenta, la resistencia a la fractura de los arriostramientos con mayores valores de λ se incrementa. Por otro lado, al aumentar λ se reduce la energía acumulada. De esto se puede concluir que para determinar el rango óptimo de valores de λ es necesario cuantificar los niveles de ductilidad correspondientes a los niveles de deformación unitaria axial.

De los resultados del presente estudio también se pueden obtener conclusiones referentes a la ductilidad de los arriostramientos. Debido a las características asimétricas de la respuesta histerética de los arriostramientos, la ductilidad es calculada en forma separada para las cargas cíclicas de tracción y compresión. Observando la Figura 3.6.a, se tiene que la ductilidad en compresión aumenta casi exponencialmente con el incremento de λ . Además, tiende a ser constante para un rango de valores de D/t. Por ejemplo, para $\lambda=50$, los arriostramientos con D/t igual o mayor a 20 exhibieron una ductilidad en compresión de 10, la que aumenta a 15 para elementos con D/t igual o menor a 18,5. Por otro lado, la ductilidad en compresión no disminuye para valores de λ mayores a 110 y de D/t menores a 20. Sin embargo, en la Figura 3.6.b se puede apreciar que la ductilidad en tracción varía bastante tanto al modificar λ como D/t. Para arriostramientos con D/t=30 y λ menor a 180 se observan valores notoriamente bajos de ductilidad en tracción (entre 5 y 10), mientras que para D/t menores a 18,5 y considerando todos los valores de λ , la ductilidad en tracción es significativamente mayor (rondando 13). Para el valor límite D/t=20, la ductilidad en tracción no disminuye en el rango de λ menor a 110.

En resumen, se puede concluir que el aumento de la razón ancho-espesor genera que un arriostramiento sea más vulnerable a la fractura. Lo mismo ocurre al incrementar su esbeltez,

sin embargo, al aumentar ambos parámetros se puede lograr un elemento más resistente. Por lo demás, la ductilidad en compresión de un arriostramiento aumenta claramente al incrementar su esbeltez, mientras que disminuye ante una mayor razón ancho-espesor aunque de forma mucho menos brusca; en tracción, la tendencia de la ductilidad es la misma pero bastante clara al variar tanto esbeltez como razón ancho-espesor.

4.3 Análisis numérico, estructuras con CBFs en V invertida, Energía Histerética y deriva de piso

Las siguientes conclusiones se basan en las Figuras 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12.

Analizando las Figuras 3.9, 3.10 y 3.11 se puede concluir que la deriva de piso máxima obtenida, aproximadamente, en las estructuras de 3, 6 y 12 pisos sometidas a los registros de aceleraciones cercanos a la falla es de 2,3% (primer piso, en dirección Y con 1D), 1,5% (último piso, en dirección Y con 1D y 2D) y 5,0% (penúltimo piso, en dirección X con 2D), respectivamente, y al someterlas a los registros lejanos a la falla los valores pasan a ser 0,6% (primer piso, en dirección X con 1D y 2D), 0,8% (último piso, en dirección X con 1D y 2D) y 0,9% (último piso, en dirección Y con 2D), respectivamente. A raíz de esto, es claro que los sismos cercanos a la falla producen derivas de piso mayores que los lejanos a ella. Por lo demás, se observa que la deriva de piso máxima por lo general aumenta a medida que la estructura está compuesta por un mayor número de pisos.

Para estudiar la distribución de la Energía Histerética de cada piso, se debe tener en cuenta que esta indica la suma de las Energías de Histéresis de las vigas, columnas y arriostramientos que los componen. Cabe destacar que en los análisis realizados las vigas no llegaron a trabajar en su rango inelástico, por lo que no aportaron a la Energía Histerética de las estructuras. Además, resultó que el aporte de las columnas a este tipo de energía fue mucho menor que el de los arriostramientos, lo que indica que estos últimos llegaron a tener deformaciones inelásticas mucho mayores.

Estudiando la Figura 3.12.a se concluye que la mayor contribución a la Energía Histerética en la estructura de 3 pisos se da en el primer piso. En el caso de la Figura 3.12.b se observa que esta contribución, en la estructura de 6 pisos, es mayor en el segundo piso. Finalmente, analizando la Figura 3.12.c se concluye que es el séptimo piso el que aporta mayor Energía Histerética a la estructura de 12 pisos. Por lo demás, en las tres estructuras son los sismos cercanos a la falla los que inducen una mayor presencia de Energía Histerética. Por último, a raíz de lo anterior y de una inspección global de los gráficos, se puede concluir que en las estructuras con menor cantidad de pisos el mayor aporte a la Energía Histerética se da con clara diferencia en los pisos inferiores, pero a medida que aumenta la cantidad de pisos de la estructura la contribución de energía de los pisos superiores se incrementa.

En resumen, se puede concluir que mientras más alta es una estructura, mayor es la deriva de piso máxima que sufre. En cuanto a la Energía Histerética, esta tiende a distribuirse más uniformemente a lo largo de los pisos a medida que la estructura es más alta. El piso que más Energía Histerética aporta, y por ende es el más propenso a sufrir un primer colapso dadas las altas demandas inelásticas que sufre, se ubica en los primeros pisos en el caso de

estructuras bajas, mientras que al aumentar la altura de la estructura, dicho piso comienza a ubicarse en la mitad.

4.4 Estudio experimental, arriostramientos aislados, secciones tubulares rectangulares, tubulares circulares y doble T, y deriva de piso

Las siguientes conclusiones se basan en las Figuras 3.17 y 3.18.

Para empezar, se debe recalcar que todos los especímenes estudiados experimentaron varios ciclos con fluencia en tracción y pandeo global en compresión. Al llegar al pandeo, se formó la esperada rótula plástica en la mitad del arriostramiento. Luego, en aquella zona con rótula, eventualmente se desarrolló un pandeo local de la sección transversal, lo que conllevó una amplificada demanda localizada de deformaciones unitarias que llevaron al arriostramiento a su fractura. Lo recién expuesto demuestra que experimentalmente se cumplió lo esperado teóricamente.

Analizando la Figura 3.17 se puede apreciar que la deformada de un arriostramiento varía significativamente dependiendo del tipo de sección transversal que posee.

En perfiles tubulares rectangulares, el pandeo local del ala en compresión se dio en su zona interna, produciéndose una localizada y pronunciada curvatura y demanda de deformaciones unitarias en las esquinas de la sección. En todos los arriostramientos con perfiles tubulares rectangulares estudiados, el agrietamiento del acero y la fractura del elemento se dieron en esta área crítica.

En el caso de especímenes con sección transversal tubular circular, el pandeo local se produjo en la porción del perfil sujeta a los esfuerzos de compresión más altos debido a la influencia combinada de esfuerzos axiales y flectores sufridos hasta el pandeo global del arriostramiento, lo que resultó en que, gradualmente, la sección transversal fuera tomando una forma ovalada. Al imponer mayores deformaciones axiales, la sección terminó aplastándose y produciéndose un pronunciado pliegue en la rótula plástica formada en el elemento. En los extremos del perfil ya plegado se desarrollaron altas demandas de deformaciones unitarias, lo que activó el agrietamiento del acero y, poco después, la fractura del elemento.

Por otro lado, el pandeo global de arriostramientos con perfiles doble T se produjo sobre su eje débil, llevando al pandeo local de ambos segmentos de media ala en el lado de la sección expuesta a la mayor compresión. Aquellos pandeos locales en alas fueron más suaves que en los perfiles tubulares, produciéndose una menor demanda de deformaciones unitarias, lo que resultó en que estos arriostramientos pudieran resistir varios ciclos de carga adicionales antes de iniciarse el agrietamiento del acero y la fractura del elemento.

Observando la Figura 3.18 se puede concluir respecto a la respuesta histerética de algunos de los arriostramientos estudiados. Primero, todos los elementos con perfiles tubulares pudieron llegar, reiteradamente, a su máxima tensión de fluencia en tracción, mientras que su resistencia ante compresión disminuyó gradualmente al incrementarse la demanda cíclica de deformaciones de compresión. El espécimen RHS-4 era un HSS254x254x13, el cual se ajustaba al límite de $b_0/t=17,6$ normado en la CSA-S16 y tenía un $\lambda=40$. La fractura de este

arriostramiento se dio para una deriva de piso de 1,0%, el que es menor a la demanda media estimada por diseño. El espécimen RHS-2 era idéntico al RHS-4, salvo por el hecho de que se aumentó su espesor para disminuir el valor de b_0/t a un 75% del límite impuesto en la CSA-S16. Esta modificación permitió al elemento resistir hasta una deriva de piso de 1,5% previo a la fractura. El espécimen RHS-19 tenía el mismo b_0/t reducido pero una mayor esbeltez: $\lambda=60$. Con esta combinación, la fractura del arriostramiento se aplazó hasta llegar a una deriva de piso de 2,0%. Los especímenes CHS-1 y CHS-2 correspondían a tubos circulares HSS273x9.5. El valor de D/t de estos elementos era cercano al límite $D/t=28,6$ expuesto en la CSA-S16 y solo variaba el λ (42 y 62 para CHS-1 y CHS-2, respectivamente). Esta vez, el valor de λ no pareció afectar la vulnerabilidad a la fractura del elemento dado que ambos fallaron en una deriva de piso de 1,5%, tal como se esperaba por diseño. Los resultados anteriores demuestran que los arriostramientos con perfiles tubulares rectangulares y circulares con propiedades similares de b_0/t y λ tienen respuestas parecidas hasta la fractura. El espécimen W-6 tenía una razón ancho-espesor igual a 75% del límite $b_f/2t_f=7,8$ impuesto por la CSA-S16, mientras que poseía un $\lambda=67$. Al contrario de los perfiles tubulares con propiedades similares, este arriostramiento resistió una cantidad mucho mayor de ciclos de carga, llegando a una deriva de piso de 5,0% antes de fracturarse.

En resumen, se puede concluir que el pandeo local y, por ende, la fractura de arriostramientos con perfiles tubulares, tanto rectangulares como circulares, en general se aplaza al reducir su razón ancho-espesor y aumentar su esbeltez. Además, los resultados mostraron que perfiles doble T bien proporcionados pueden ser una mejor alternativa para lograr una respuesta sísmica dúctil adecuada.

4.5 Estudio experimental y análisis numérico, arriostramientos aislados, secciones tubulares circulares y doble T, y pandeo

Las siguientes conclusiones se basan en las Tablas 3.6 y 3.7, y en las Figuras 3.22, 3.23, 3.24, 3.25, 3.26 y 3.27.

Dado que los resultados están relacionados con el protocolo de cargas utilizado en el estudio de los arriostramientos cuyas fases se definen en el apartado de Metodología, en los presentes análisis se hablará de estas fases como I, II, III y IV (incremento gradual de la amplitud de ε , disminución gradual de la amplitud de ε , incremento excéntrico de la amplitud de ε y variación aleatoria de la amplitud de ε , respectivamente).

Analizando la Figura 3.22, se observa que la máxima tensión de tracción alcanzada por el arriostramiento con sección tubular circular fue de 400 MPa aproximadamente, esto en todas las fases del protocolo de cargas (en la fase I, esta tensión máxima fue ligeramente menor). Por su lado, la máxima tensión de compresión alcanzada fue cercana a 300 MPa en las fases I y II del protocolo, siendo ligeramente mayor en esta última; las otras dos fases provocaron valores máximos de dicha tensión más cercanos a 250 MPa, siendo la III la que provocó un menor valor.

Respecto a la Figura 3.23 se tiene que, en el caso del arriostramiento con sección doble T, los valores máximos de tensión alcanzados en tracción son algo menores a los sufridos por

el espécimen con sección tubular circular. En cuanto a la tensión de compresión, los valores para ambos elementos son muy similares, siendo, en general, muy ligeramente mayores en aquel con perfil doble T: en la fase I se alcanzó la mayor tensión de compresión, y en la fase III, la menor.

Analizando la Tabla 3.6, se aprecia que el pandeo global se produjo en el mismo momento en todas las fases del protocolo para ambos arriostramientos estudiados. En cuanto al pandeo local, este se produjo en el mismo momento para ambos especímenes durante la fase II del protocolo, sin embargo, en las fases I, III y IV fue el perfil doble T el que lo sufrió antes. Fijándose en el agrietamiento, fue el arriostramiento con perfil tubular circular el que lo sufrió primero en todas las fases del protocolo de cargas, viéndose, en general, una clara diferencia entre el momento de agrietamiento de ambos especímenes. Respecto a la fractura, se observa la misma tendencia que en el caso del agrietamiento. Básicamente, el momento de ocurrencia del pandeo global no presenta diferencia entre ambos perfiles estudiados, mientras que el pandeo local tiende a darse un poco antes en el perfil doble T, pero tanto el agrietamiento como la fractura se producen con bastante antelación en el perfil tubular circular.

Observando la Tabla 3.7, es claro que la deformación axial unitaria hasta la fractura es mayor en el arriostramiento con sección doble T en todas las fases del protocolo de cargas. Esto indica una mayor capacidad para soportar deformaciones axiales por parte del perfil doble T. Según investigaciones pasadas, la capacidad de deformaciones acumuladas hasta la fractura de arriostramientos con secciones abiertas (como doble T) es mayor que en aquellos con secciones cerradas (como tubular circular), lo que se reafirma con los resultados de este estudio.

En la Figura 3.24 se observa la deformada en fotos reales de los especímenes estudiados. En particular, se puede apreciar en la Figura 3.24.a que la forma del arriostramiento con perfil tubular circular en la zona donde sufre pandeo local es más ovalada. En la Figura 3.24.b se observa que la fractura del perfil tubular circular se caracteriza por un aumento de la sección, tomando ésta una forma totalmente ovalada. Por otro lado, en la Figura 3.24.c se ve que en el pandeo local del perfil doble T parte del ala de la sección se dobla, y en la Figura 3.24.d se observa que su fractura se da en aquella ala doblada durante el pandeo local. En realidad, todas las fracturas se iniciaron desde la zona del pandeo local.

Observando la Figura 3.25, se puede concluir que los resultados gráficos del comportamiento histerético de ambos arriostramientos estudiados son muy similares para los dos tipos de análisis (experimental y numérico). Sin embargo, los resultados analíticos tienden a mostrar tensiones ligeramente menores en comparación a los experimentales.

Respecto a la Figura 3.26, se observa lo mismo que en la anterior en cuanto a que los resultados obtenidos experimental y analíticamente son bastante similares. En este caso, los resultados analíticos presentan deformaciones axiales unitarias en la zona de pandeo local ligeramente mayores, diferencia que se acrecienta a medida que aumenta el número de ciclo de carga.

Analizando la Figura 3.27 se concluye que, en todos los casos estudiados analíticamente (ambos arriostramientos y todas las fases del protocolo de cargas), la deformación transversal del arriostramiento aumenta a medida que se acerca al centro de la zona del pandeo local, lo que es consistente con lo esperado por teoría. Además, comparando ambos tipos de

arriostramiento en las distintas fases del protocolo de cargas, se observa que esta deformación alcanza valores similares tanto para perfiles tubulares circulares como doble T, aunque en general es ligeramente mayor en el espécimen con sección tubular circular. En cuanto a la deformación axial unitaria de compresión, en general se observa que aumenta a medida que se aproxima al centro de la zona de pandeo local; de hecho, en los gráficos se indica la zona donde se sufren deformaciones axiales unitarias plásticas, que es justamente en aquella región recién mencionada. Así, se tiene que las deformaciones axiales unitarias plásticas aumentan en gran cuantía en la zona de mayores concentraciones de ϵ tras la ocurrencia del pandeo local, lo que finalmente lleva a la fractura del arriostramiento. Además, en general la deformación axial unitaria de compresión máxima que sufren ambos arriostramientos es similar en las distintas fases del protocolo de cargas, aunque es un poco mayor en aquel con perfil tubular circular.

En general, se puede concluir que el perfil doble T produce un mejor comportamiento en el arriostramiento, principalmente por el tardío agrietamiento y fractura que sufre el elemento comparándolo con aquel con sección tubular circular, lo que se observó experimentalmente. Además, es clara la mayor capacidad de deformación del perfil doble T hasta su fractura. Por otro lado, analíticamente se obtuvieron valores mayores de deformación transversal y deformación axial unitaria de compresión en el perfil tubular circular, lo que aporta a una más temprana fractura del elemento, aunque hay que acotar que estas diferencias de deformaciones no fueron muy considerables. Sin embargo, cabe destacar que experimentalmente se observó que el pandeo local del perfil doble T se produce un poco antes.

4.6 Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en Z, factor de sobrerresistencia y desplazamientos laterales

Las siguientes conclusiones se basan en la Tabla 3.8 y en las Figuras 3.31, 3.32, 3.33, 3.34, 3.35, 3.36, 3.37 y 3.38.

Analizando los datos de la Tabla 3.8 como un primer apronte en cuanto a la rigidez de las estructuras (recordar que a mayor periodo de la estructura, menor es su rigidez) es evidente, y obviamente esperable, que las estructuras presentan mayor flexibilidad a medida que aumenta su número de pisos. Además, es claro que, considerando la cantidad de pisos constante, la presencia de MRFs genera una menor rigidez. En cuanto a los CBFs, los menos rígidos son aquellos en X y en Z, siendo los primeros ligeramente más flexible, mientras que los más rígidos son los CBFs en V y en V invertida, que presentan periodos fundamentales prácticamente idénticos (sin embargo, llegando a estructuras de 16 pisos, los CBFs en V generan una rigidez ligeramente mayor). Cabe destacar que la diferencia entre periodos de estructuras con distintos CBFs se va acrecentando a medida que aumenta el número de pisos, de hecho, en las estructuras más bajas (4 pisos) la diferencia es mínima; por otro lado, la diferencia entre CBFs y MRFs es siempre bastante notoria. De esto se puede extraer que incluir CBFs en lugar de MRFs siempre interviene bastante en la rigidez del edificio, sin embargo, la influencia del tipo de CBF utilizado es mayor mientras más alta es la estructura, siendo dicha influencia bastante pequeña en edificios bajos.

En la Figura 3.31 se observa que las estructuras con CBFs presentan una mayor capacidad para soportar cargas laterales que aquellas que sólo poseen MRFs. Además, se puede apreciar que los CBFs en X generan una ligera mayor capacidad en contraste a los otros tipos de CBFs estudiados. Por otro lado, las curvas referentes a estructuras con MRFs muestran un comportamiento bilineal, lo que significa que tienen una respuesta lineal elástica en su rango elástico. Al incrementar la carga sísmica, algunas columnas y vigas entraron en el rango inelástico de deformación y esto indujo un cambio en la pendiente de la curva de capacidad. Sin embargo, en el caso de las estructuras con CBFs, generalmente el primer cambio en la curva elástica se debió a la fluencia de los arriostramientos y los cambios posteriores se dieron porque fluyeron los otros miembros de los marcos.

Analizando la Figura 3.32 se puede concluir que el corte basal sufrido por estructuras con MRFs fue menor que aquel producido en estructuras con CBFs. El incremento de este corte basal provocado por los CBFs tiene poca influencia en las columnas debido a que la mayor parte de estas fuerzas fueron soportadas por los arriostramientos. En el valor de esta variable influyen varios factores, como la configuración de los arriostramientos, el peso del marco, el número de pisos y las condiciones del lugar donde está edificada la estructura. Así, por ejemplo, se tiene que en los caso de estructuras con 6, 12 y 16 pisos el mayor corte basal se dio con CBFs en X, mientras que en aquellas de 4 pisos, se dio con CBFs en Z. Por lo demás, las estructuras con CBFs en Z, en V y en V invertida sufrieron cortes basales muy similares entre sí para los casos de estructuras con 8, 12, y 16 pisos; en las estructuras de 4 pisos, los CBFs que provocaron un corte basal menor fueron aquellos en V.

En cuanto al factor de sobrerresistencia, se puede observar en la Figura 3.33 que este factor es, comparativamente, muy elevado en el caso de estructuras con CBFs en X sin importar el número de pisos. Por su parte, las estructuras con MRFs presentan un valor muy bajo en este factor. Básicamente, los CBFs en X provocan que una estructura sufra un mayor corte basal máximo en razón del corte basal que sufre al iniciarse su comportamiento inelástico.

Para terminar con los resultados de los análisis estáticos no lineales, en la Figura 3.34 se pueden observar las zonas en que se producen las rótulas plásticas para estructuras con todos los tipos de marcos estudiados, utilizándose aquellos de 8 pisos para ilustrar. Para el caso de MRFs, se tiene que el rango inelástico de deformaciones se produjo en las vigas del primer, segundo y tercer piso y en las columnas del primer y segundo piso. Por su lado, en presencia de CBFs este rango inelástico se dio en los arriostramientos de diversos pisos, en las vigas del primer y segundo piso, y en las columnas del primer piso. Además, cabe destacar que la secuencia de formación de las rótulas, en las estructuras con CBFs, es primero en el arriostramiento, luego en la viga y finalmente en las columnas, mientras que en aquellas con MRFs las rótulas se generan primero en las vigas y luego en las columnas. Por otra parte, mientras que las rótulas plásticas se generaron siempre en los extremos de vigas y columnas, en el caso de los arriostramientos su aparición se dio en distintas zonas dependiendo de la configuración de los CBFs. En el caso de las X, se generaron en la intersección de las diagonales (que es el centro de ambas), en las V y V invertidas, aparecieron en el centro de los arriostramientos, y en las Z, se dieron en la intersección de ambas diagonales con la viga superior. A medida que aumentaba el piso, menor presencia de rótulas plásticas había en los arriostramientos, llegando a ser nula en los últimos pisos. En conclusión, dado que las rótulas plásticas representan zonas débiles de los elementos, son los primeros pisos (especialmente

el primero) los que están más expuestos a fallar debido a plastificación, y por ende se debe tener mayor cuidado en su diseño.

Vale la pena hacer hincapié en el hecho de que todas las estructuras sufren una significativa plastificación en las columnas del primer piso, y algunas en otros pisos también. Esto incrementa la probabilidad de sufrir altas derivas de piso residuales y causaría un acortamiento axial de las columnas, lo que conllevaría un efecto indeseable en los marcos. Si puede mitigarse la fluencia de las columnas, dicho acortamiento axial no ocurriría.

Analizando la Figura 3.35, se puede apreciar que el índice de daño global es considerablemente mayor en las estructuras con MRFs. Más allá de eso, no hay una clara tendencia respecto a las estructuras con CBFs, solo cabe destacar que la diferencia del valor del índice entre los distintos tipos de CBFs no es muy pronunciada.

Respecto a la Figura 3.36, se observa que las estructuras con MRFs sufren un mayor desplazamiento por piso, demostrando ser el sistema más dúctil de los estudiados. En el caso de estructuras con 12 y 16 pisos, los CBFs que provocan menores desplazamientos por piso son aquellos en V, en V invertida y en Z. Por su parte, las estructuras de 4 pisos con menores desplazamientos son aquellas que poseen CBFs en V y en V invertida, y en las de 8 pisos, son los CBFs en X los que provocan menores desplazamientos.

Analizando la Figura 3.37 se puede apreciar que la distribución de la deriva de piso a lo largo de la altura de las estructuras se va haciendo cada vez menos uniforme a medida que aumenta el número de pisos. Las mayores derivas de piso se dan en las estructuras con MRFs. Además, los mayores valores de esta variable se observan en los primeros pisos y en los pisos cercanos a la mitad de la altura de las estructuras. Los CBFs en Z, en V y en V invertida presentan la menor deriva de piso salvo por algunas excepciones. En las estructuras de 8 pisos, los CBFs en V y en V invertida generan la menor deriva de piso en los pisos superiores, mientras que los CBFs en X producen menores valores en los primeros pisos. En las estructuras de 12 y 16 pisos, la menor deriva de piso se da con CBFs en Z, en V y en V invertida.

Por último, observando la Figura 3.38 se puede extraer que las estructuras con MRFs presentan mayores desplazamientos de techo que aquellas con CBFs. En definitiva, se puede concluir que el uso de CBFs es una buena solución para disminuir los desplazamientos de techo. Cuantitativamente, cabe destacar que, en las estructuras de 8 pisos, el desplazamiento de techo con MRFs fue $\delta_T=0,5$ m, mientras que se obtuvo $\delta_T=0,26$ m con CBFs en Z, $\delta_T=0,28$ m con CBFs en V, $\delta_T=0,28$ m con CBFs en V invertida y $\delta_T=0,23$ con CBFs en X.

En general, se puede concluir que la resistencia sísmica de una estructura se ve bastante mejorada con la inclusión de arriostramientos. Los resultados revelaron que estos elementos fueron muy efectivos al momento de disminuir las derivas de piso, esto en vista de que dicho parámetro se redujo en un promedio de 58% con respecto a estructuras con MRFs. Además, disminuyeron considerablemente el índice de daño global. Por otro lado, fueron los CBFs en V, en V invertida y en Z los que presentaron una mayor rigidez considerando que aquellos sistemas sufrieron menores desplazamientos por piso y derivas de piso, lo que también se esperaba a raíz de los periodos fundamentales obtenidos mediante análisis modal. Por último, es bueno recalcar que la presencia de CBFs produjo una disminución en la cantidad de vigas con rótulas plásticas, esto debido a que son los arriostramientos los que sufren en primera

instancia una mayor plastificación, protegiéndose así los elementos que conforman los marcos.

4.7 Estudio experimental y análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida, en V y en K

Las siguientes conclusiones se basan en la Tabla 3.10 y en las Figuras 3.41, 3.42, 3.43, 3.44, 3.45, 3.46, 3.47, 3.48, 3.49 y 3.50.

Observando las Figuras 3.41, 3.42, 3.43, 3.44, 3.45, 3.46, 3.47, 3.48, 3.49 y 3.50 se concluye que los modos de vibración de los cinco tipos de estructuras estudiadas (con MRFs, con CBFs en X, en V invertida, en V y en K) coinciden tanto en los resultados experimentales como de elementos finitos. Más aún, se observa que todas las estructuras con CBFs tienen los tres primeros modos de vibración en el mismo orden: modo flector en x, modo flector en y, y modo torsional. En el caso de la estructura con MRFs se mantiene como primer modo el flector en x, pero el segundo para ser el torsional, dejando en tercer lugar el flector en y. Considerando que el eje débil de las estructuras estudiadas es el x (debido a la orientación de las columnas), los resultados son lógicos: el modo de vibración fundamental es el de flexión en x, pues las estructuras tienden a moverse con mayor facilidad en la dirección donde hay una menor resistencia a la flexión dado el menor momento de inercia de los perfiles de las columnas. Además, se observa la distinción entre estructuras con MRFs y con CBFs, pues los modos de vibración varían al utilizarse estos últimos sistemas, pero no varían al disponerse en distintas configuraciones.

Analizando la Tabla 3.10, es claro que la estructura con menor frecuencia natural es la que posee MRFs, siendo mucho menor a la de estructuras con CBFs. Luego, la estructura con mayor frecuencia natural es la que está compuesta por CBFs en X, seguida por aquellas con CBFs en K, en V invertida y en V. Para ilustrar, considerando los resultados experimentales del primer modo de vibración de cada estructura, se observan frecuencias de 2,458 Hz, 8,328 Hz, 8,86 Hz, 10,71 Hz y 11,49 Hz para estructura con MRFs, con CBFs en V, en V invertida, en K y en X, respectivamente. Se aprecia que a medida que aumenta el modo de vibración, aumenta la frecuencia, manteniéndose la misma tendencia ya recalcada en cuanto al orden de valores según la estructura.

Considerando que la frecuencia es el inverso del periodo, y que un mayor periodo indica que una estructura es más flexible (o menos rígida), los resultados anteriores indican que la estructura más rígida, y por ende la que limita en mayor medida los desplazamientos laterales que puede ocasionar un sismo, es la compuesta por CBFs en X, seguida de cerca por la que posee CBFs en K, y mostrando una menor rigidez las que presentan CBFs en V y en V invertida (siendo la segunda más rígida que la primera). Evidentemente, la estructura con MRFs presenta una rigidez muchísimo menor.

Observando los resultados numéricos, se tiene la misma tendencia cualitativa en cuanto a la rigidez de las estructuras estudiadas, salvo que en este caso aquellas con CBFs en K resultan ser ligeramente más rígidas que las que poseen CBFs en X. Cuantitativamente, los valores de frecuencias son considerablemente mayores en los análisis numéricos que en los

experimentales. Para ilustrar, igual como se hizo con los resultados experimentales, los valores de frecuencias del primer modo de vibración son 4,701 Hz, 12,198 Hz, 12,293 Hz, 16,603 Hz y 16,575 para estructura con MRFs, con CBFs en V, en V invertida, en K y en X, respectivamente. Así, comparando ambos tipos de análisis, en el primer modo de vibración se tiene una frecuencia 1,91 veces mayor en los resultados de la estructura con MRFs, y 1,46, 1,39, 1,55 y 1,44 veces mayor en las estructuras con CBFs en V, en V invertida, en K y en X, respectivamente. Sin embargo, comparando los valores de Δf en los casos experimentales y numéricos, se observa que el aumento de frecuencia de un modo de vibración a otro es muy similar en ambos tipos de análisis.

Considerando que los resultados experimentales siempre entregarán valores más reales de lo que se está estudiando, es claro que el modelo de elementos finitos, en este caso, cuantitativamente no resultó ser preciso. Esto demuestra la importancia de realizar trabajos experimentales más que confiar en modelos numéricos para estudiar el comportamiento dinámico de estructuras, a menos que el modelo a utilizar esté debidamente calibrado. Aun así, las conclusiones cualitativas que se pueden extraer del modelo numérico utilizado en este caso sí son muy cercanas a la realidad mostrada por lo experimental, salvo en ciertos detalles: se ven los mismos modos de vibración para cada estructura, valores similares de Δf y la misma tendencia de rigidez, salvo por la ligera diferencia entre las estructuras con CBFs en K y en X.

En resumen, se puede concluir que la inclusión de CBFs influye mucho en aumentar la rigidez de una estructura. Además, el orden de la configuración de arriostramientos, de más rígido a menos rígido, es la siguiente: X, K, V invertida y V (notar que la diferencia entre la rigidez de CBFs en X y en K es pequeña, lo mismo entre CBFs en V invertida y en V).

4.8 Análisis numérico, CBFs en X y en D, Energía Histerética y desplazamientos laterales

Las siguientes conclusiones se basan en las Figuras 3.51, 3.52, 3.53, 3.54, 3.55 y 3.56.

Analizando las Figuras 3.51.a y 3.51.b, se puede concluir que los CBFs en X generan una mayor rigidez lateral en el sistema que los CBFs en D; más aún, el desplazamiento en que se produce el pandeo es mayor en los CBFs en X que en D. Cuantitativamente, los CBFs en X generan un incremento de rigidez lateral, en comparación a los CBFs en D, de 10,6%, 13,9% y 14,2% considerando placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente; respecto al desplazamiento de pandeo, el incremento es de 10,2%, 9,1% y 7,3%. La resistencia post pandeo también es mayor en los CBFs en X que en D, lo que conlleva un menor desplazamiento en el estado último para los primeros. Cuantificando, los CBFs en X generaron un incremento en la resistencia post pandeo del sistema de 60,8%, 62,4% y 61,3%, y una disminución del desplazamiento en el estado último de 0,8%, 1,6% y 1,3%, esto en sistemas con placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente. Además, se observa que las placas gusset rectangulares son las que generan una mayor resistencia post-pandeo, mientras que las trapezoidales y elípticas tienen un efecto prácticamente idéntico, aunque estas últimas producen una resistencia ligeramente mayor.

Observando la Figura 3.52 se pueden obtener conclusiones referentes a la ductilidad en la fluencia de mecanismos secundarios desarrollada por CBFs en D y en X con diversos sub-sistemas gusset-arriostramientos. Los resultados muestran que el uso de CBFs en X, en comparación con CBFs en D, conlleva una menor ductilidad en la fluencia de mecanismos secundarios para los subsistemas gusset-arriostramientos y marcos. Cuantitativamente, se tiene una disminución de ductilidad de 55,4%, 43,2% y 28,4% para los sub-sistemas gusset-arriostramientos, y de 14,7%, 25,4% y 32,7% para los sub-sistemas marcos, considerando placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente. Además, los resultados revelan que los CBFs en D generan un aumento de la ductilidad en el estado último, respecto a los CBFs en X, de 10,3%, 9,1% y 7,6% con placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente. En general, no se tiene una tendencia clara respecto a la influencia de los tipos de placas gusset en la ductilidad de los diversos mecanismos de fluencia de los sistemas estudiados.

Por otro lado, para cada sistema, el potencial desgarro de la soldadura y fractura del arriostramiento son evaluados basados en los resultados de análisis cíclicos de los CBFs. Los resultados muestran que los CBFs en D estudiados no desarrollan modos de falla para ningún tipo de placa gusset utilizada. Por su parte, es bastante probable que ocurran modos de falla antes de llegar al estado último en los CBFs en X. Además, durante los análisis cíclicos, la concentración de esfuerzos y deformaciones unitarias en zonas críticas es mayor en los CBFs en X que en D. Esto último se debe a que la influencia de la diagonal traccionada en los CBFs en X y las menores dimensiones de sus placas gusset (ver Tabla 3.11) pueden causar fallas prematuras.

La Figura 3.53 muestra que la resistencia post pandeo de los CBFs es menos sensible al tipo y espesor de las placas gusset que el desplazamiento de pandeo. Los resultados dejan ver que el incremento máximo de 66,6% y 64% en el espesor de las placas gusset de CBFs en D y en X produce un incremento en la resistencia post pandeo (desplazamiento de pandeo) de, aproximadamente, 5,9% (10,3%) y 3,6% (7,1%), respectivamente. Dado los bajos porcentajes obtenidos, habiendo aumentado el espesor de las placas gusset en cuantías bastante altas, se concluye que dicho espesor tiene un efecto más bien pequeño en la respuesta no lineal post pandeo del sistema. Fue la razón de rigidez arriostramiento-marco la que controló ese comportamiento.

La deformación unitaria plástica equivalente puede ser usada para la evaluación de los modos de falla del sistema. Los resultados presentados en la Figura 3.54 llevan a concluir que el aumento de dicho parámetro producido por los CBFs en X, en la mitad del arriostramiento pandeado, es de 10,3%, 20,2% y 36,7% para placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente. En el mismo orden de placas gusset utilizadas, se tiene un aumento de 62,5%, 68,7% y 74,2% en las conexiones entre placas gusset y columnas, y un incremento de 21,7%, 22,4% y 23,4% en las conexiones entre placas gusset y vigas. En general, se concluye que en todas las zonas estudiadas, el incremento de la deformación unitaria plástica equivalente se da en mayor medida con placas gusset elípticas, luego con trapezoidales y finalmente con rectangulares. Además, la diferencia de aumento entre tipo de placas gusset es considerablemente más pronunciada en la mitad del arriostramiento pandeado, viéndose una variación casi imperceptible en la conexión entre placas gusset y vigas. Por último, el mayor aumento del parámetro se da en las conexiones entre placas gusset y columnas. De lo anterior se puede concluir que la falla del CBF se puede dar con mayor

probabilidad en las conexiones entre placas gusset y columnas, mientras que son las placas gusset elípticas las que pueden generar fallas más prematuras (al contrario, son las rectangulares las más seguras). Es en la mitad del arriostramiento pandeado con placas gusset rectangulares donde se espera tener una menor probabilidad de falla.

La efectividad del sistema gusset-arriostramientos puede ser evaluada midiendo la cantidad de fuerza de corte absorbida entre los subsistemas. Esta variable es calculada integrando los esfuerzos de corte presentes en las secciones transversales de los subsistemas gusset-arriostramientos y marcos a momento en un nivel específico. Los resultados de la Figura 3.55 muestran que el corte de piso en los subsistemas gusset-arriostramientos durante la fase elástica es casi igual para CBFs tanto en D como en X, con una diferencia máxima de menos de 1,5%. Sin embargo, en la fase inelástica hay una alta influencia de los tipos de placas gusset utilizadas, teniéndose un aumento de 148,1%, 191,3% y 157,6% en el corte de piso en los subsistemas gusset-arriostramientos con placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente, al utilizarse CBFs en X en lugar de CBFs en D. Esto conlleva, en el mismo orden, una disminución de 57,8%, 71,3% y 65,1% en cuanto al corte de piso durante la fase inelástica en los subsistemas de marcos a momento, nuevamente utilizando CBFs en X en lugar de CBFs en D. Dado esto, es claro que los CBFs en X son más efectivos que aquellos en D. Por lo demás, los resultados revelan que el espesor de las placas gusset tiene un efecto menor en la contribución al corte de piso del subsistema gusset-arriostramientos, y que la rigidez entre los subsistemas es lo que controla, principalmente, la variación al compartirse el corte de piso.

Otro método para evaluar el comportamiento inelástico post pandeo de los CBFs es estudiar el porcentaje de Energía Histerética y su distribución a través de los elementos que componen los sistemas. Los resultados presentados en la Figura 3.56 muestran, primero, que en todo nivel de desempeño y sin importar el tipo de CBF ni el tipo de placa gusset, la Energía Histerética es mayor en las columnas, luego en las vigas, luego en las placas gusset y, finalmente, es menor en los arriostramientos. Además, los gráficos indican que el uso de CBFs en X, en lugar de CBFs en D, produce un incremento del porcentaje de Energía Histerética del sistema. Esto se puede visualizar al comparar la Figura 3.56.a con la Figura 3.56.d, la Figura 3.56.b con la Figura 3.56.e, y la Figura 3.56.c con la Figura 3.56.f. Estos porcentajes, en la Ocupación Inmediata (para los CBFs en D) y en el Desempeño Operacional (para los CBFs en X), son 12,6%, 15,2% y 13,1% mayores para placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente. Además, en estos mismos niveles de desempeño, se observa que la participación de los subsistemas de marcos a momento (compuestos por vigas y columnas en los gráficos) en el porcentaje de Energía Histerética en los CBFs en X disminuye en 40,1%, 31,2% y 38,3% para placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente, en comparación a los CBFs en D. Esto puede proveer una menor propagación de plasticidad dentro del subsistema de marco a momento y, por ende, una menor probabilidad de falla en los miembros del marco, así como una respuesta disipativa más activa por parte del subsistema gusset-arriostramientos en CBFs en X con respecto a los CBFs en D. De hecho, la participación en el porcentaje de Energía Histerética del subsistema gusset-arriostramientos (compuesto por arriostramientos y placas gusset en los gráficos) en los CBFs en X, en los niveles de desempeño ya mencionados, aumenta en 75,6%, 88,3% y 81,4% para placas gusset rectangulares, trapezoidales y elípticas, respectivamente, en relación a los CBFs en D.

En resumen, se puede concluir que los CBFs en X generan un mejor comportamiento en comparación a los CBFs en D dados los menores desplazamientos que sufren tanto en el momento del pandeo como en el estado último, lo que se debe a la mayor rigidez que proveen. Sin embargo, los CBFs en D demuestran ser sistemas más dúctiles. Por lo demás, los CBFs en X, en comparación a los CBFs en D, generan que la Energía Histerética del sistema se concentre en mayor medida en los arriostramientos, protegiendo así los elementos que componen el marco.

4.9 Estudio experimental, CBF en X, deriva de piso y pandeo

Las siguientes conclusiones se basan en las Figuras 3.60, 3.61, 3.62, 3.63, 3.64, 3.65 y 3.66.

Primero, cabe destacar que las tres pruebas confirmaron el valor teórico de la longitud efectiva dentro del plano $L_{0,ip}=0,56L$. No se produjo pandeo fuera del plano ni siquiera en los ciclos de carga subsecuentes hasta la fractura del elemento.

Analizando las Figuras 3.60 y 3.61 se puede estudiar el comportamiento de los arriostramientos del Espécimen 2. Se observa que el arriostramiento horizontal se pandeó ante una fuerza axial $N_{cr}=20,75$ kN (Figura 3.60) cuando el vertical estaba sujeto a una fuerza de tracción $F_{dv}=22$ kN (Figura 3.61). Considerando la expresión de la carga de Euler (Ecuación (5)) (el momento de inercia dentro del plano del elemento es $I=338$ mm⁴) con $P_{cr}=20,75$ kN y despejando el factor $L_{0,ip}$, se obtiene que la longitud efectiva dentro del plano es $L_{0,ip}=185$ mm. Luego, el factor de esbeltez efectiva es $K=L_{0,ip}/L=185/350=0,53$, el cual es muy similar al teórico ($K=0,56$), más aun teniendo en cuenta los errores aleatorios de medición inevitables en condiciones experimentales.

En el segundo ciclo de carga (compresión en arriostramiento vertical) el arriostramiento vertical se pandeó, tras haber fluido ante tracción en el primer ciclo, sufriendo una carga crítica $P_{cr}=14,4$ kN (Figura 3.61). Este valor equivale al 70% de la carga crítica sufrida por el arriostramiento horizontal en el primer ciclo. Esto demuestra que fluir ante tracción disminuye la resistencia del elemento, facilitando un posible pandeo ante potenciales cargas de compresión posteriores. Mientras se producía el pandeo del arriostramiento vertical, el horizontal aún presentaba una deformación plástica por pandeo, acarreada desde el primer ciclo de carga, con una fuerza de compresión $F_{do}=-3,7$ kN (Figura 3.60).

La fractura del arriostramiento vertical se produjo en su rótula plástica durante el ciclo de carga número 18, llegando a una deformación total de 37 mm, equivalente a, aproximadamente, 40 veces la deformación en fluencia ($\delta_y=0,92$ mm). Por lo demás, esta deformación de fractura conlleva una deformación axial unitaria del elemento completo $\epsilon=37/700=5,3\%$.

Analizando las Figuras 3.64 y 3.65, se observa que ambos arriostramientos del Espécimen 2 presentaron un comportamiento histerético típico de un elemento cargado axialmente. Se aprecia que en compresión el efecto Bauschinger y las deformaciones inelásticas acumuladas durante los ciclos previos disminuyeron considerablemente la resistencia al pandeo, mientras que en tracción los arriostramientos sufrieron su fluencia durante cada ciclo subsecuente ante la carga nominal de fluencia.

Respecto a la Tabla 3.13, en lo referente a la resistencia post-pandeo de los arriostramientos, la resistencia a compresión C'_u fue medida para un nivel de ductilidad $\mu=\delta/\delta_y=3$ tras el pandeo ocurrido en el primer ciclo de carga (evento que se produjo en el arriostramiento horizontal). Para una deformación del arriostramiento igual a 2,75 mm (es decir, el triple de δ_y), los Especímenes presentaron una resistencia post-pandeo C'_u variando entre 31% y 43% de la fuerza de fluencia nominal para el arriostramiento horizontal de los Especímenes 3 y 1, respectivamente. Cabe destacar que en anteriores estudios teóricos y experimentales, se obtuvieron resistencias post-pandeo entre 15% y 30% de la fuerza de fluencia del arriostramiento. Por lo demás, se tiene que el valor de P_{cr} , P_{max} y C'_u (carga crítica de pandeo, carga máxima soportada y resistencia post-pandeo, respectivamente) disminuye desde el Especímen 1 al 3, lo que demuestra que un arriostramiento con mayor área transversal (la cual es de 100,5 mm², 80,25 mm² y 43,5 mm² en los Especímenes 1, 2 y 3, respectivamente), manteniendo constante la longitud del elemento, desarrolla una mayor resistencia general.

Analizando la Figura 3.66, se puede destacar que aunque el marco estudiado presentó un comportamiento histerético típico con pérdida de rigidez ante ciclos de cargas reversas debido a la deformación inelástica acumulada en ambos arriostramientos, la falla no ocurrió sino hasta más allá del 7,0% de la deriva de piso, valor bastante superior al límite que indican la gran mayoría de las normativas.

En resumen, se puede concluir que los CBFs en X bien diseñados se comportan adecuadamente ante cargas cíclicas dado que sufrieron solo pandeo dentro del plano (el pandeo fuera del plano genera mayores daños al sistema pues interviene en la conexión entre los arriostramientos que generan la X). Por lo demás, se demostró que utilizar un factor de esbeltez efectiva $K=0,5$ al analizar arriostramientos de CBFs en X es una aproximación bastante cercana a la realidad. Por último, aumentar el área transversal de las diagonales mejoró la resistencia del sistema, es decir, arriostramientos más gruesos generan mayor confiabilidad.

4.10 Análisis numérico, estructuras con CBFs en X, en V invertida y en V, y Factores de desempeño

Las siguientes conclusiones se basan en las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17, y en las Figuras 3.70, 3.71, 3.72, 3.73 y 3.74.

Analizando las Figuras 3.70, 3.71 y 3.72 se puede concluir que aquellas estructuras con mayor número de pisos resisten un mayor corte basal y sufren mayores deformaciones de techo. Por su parte, aquellas doblemente arriostradas, en comparación a las simplemente arriostradas, resisten un mayor corte basal y sufren menores deformaciones de techo. Respecto al tipo de CBF utilizado, en general son los CBFs en V invertida los que resisten un mayor corte basal, aunque las deformaciones de techo sufridas por las estructuras con los tres tipos de CBFs estudiados son bastante similares. En resumen, los resultados indican que las estructuras con mayor cantidad de marcos arriostrados por piso y que utilizan CBFs en V invertida resisten un mayor corte basal, y además, la mayor presencia de arriostramientos restringe las deformaciones de techo.

En las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17, y en la Figura 3.73 se puede apreciar que C_d disminuye a medida que aumenta el número de pisos de la estructura. Esta relación tiende a mantenerse constante a medida que el número de pisos sigue aumentando, observándose una mayor diferencia entre los C_d para estructuras con 3 y 5 pisos; por ejemplo, para estructuras con marcos doblemente arriostrados en V invertida, se observa una disminución de 2,91 en el C_d entre estructuras con 3 y 5 pisos, y una disminución de 0,56 entre 10 y 12 pisos. A la vez, manteniendo la cantidad de vanos arriostrados constante, C_d es mayor para estructuras con CBFs en V invertida y menor para aquellas con CBFs en V, teniéndose un valor promedio para C_d en estructuras con CBFs en V, en X y en V invertida de 4,26, 4,84 y 5,16 para aquellas simplemente arriostradas, y de 5,16, 6,34 y 6,46 para aquellas doblemente arriostradas, respectivamente. A raíz de los valores anteriores también se concluye que C_d es mayor cuando la estructura posee mayor cantidad de CBFs.

En las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 también se puede observar que el valor de R es idéntico a C_d para casi todas las estructuras estudiadas. De hecho, la relación C_d/R se mantiene en 1,0 sin importar la disposición de los arriostramientos ni la cantidad de vanos arriostrados. Los únicos cambios se observan en las estructuras de menor cantidad de pisos estudiadas (3 pisos), donde C_d/R aumenta ligeramente, llegando a un máximo de 1,13. A partir de las estructuras de 5 pisos, C_d/R vuelve a mantenerse invariable en 1,0. Esto se da porque los valores de μ y R_μ son iguales debido a la definición de esta última variable, la cual toma el valor de μ cuando el periodo fundamental de la estructura es mayor al periodo característico del suelo (Ecuación (10)). En este caso, el periodo fundamental de las estructuras con más de 3 pisos fue siempre mayor al característico del suelo. En ese sentido, cabe destacar que C_d siempre toma un valor igual o mayor a R, y que en estructuras muy altas, donde es sabido que el periodo fundamental es mayor, estos factores van a tender a ser idénticos en general, aunque claro está que eso también depende del periodo característico del suelo, y por ende, del tipo de suelo donde se edifica la estructura.

Dado lo anterior, el análisis cualitativo de la Figura 3.74 es igual al realizado para la Figura 3.73. Los valores promedio de R en comparación a los de C_d varían en una cuantía muy pequeña debido a la distinción en las estructuras de 3 pisos, teniéndose promedios de R para estructuras con CBFs en V, en X y en V invertida de 4,14, 4,70 y 5,04 para aquellas simplemente arriostradas, y de 5,02, 6,15 y 6,24 para aquellas doblemente arriostradas, respectivamente.

En cuanto a Ω , en las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 se puede observar que dicho factor presenta la misma tendencia de valores que en el caso de C_d y R, es decir, aumenta en estructuras con menor cantidad de pisos, doblemente arriostradas y con CBFs en V invertida, lo que es lógico dada la correlación entre los tres factores al momento de su cálculo. Los valores promedio de Ω para estructuras con CBFs en V, en X y en V invertida son 3,05, 3,16 y 3,74 para aquellas simplemente arriostradas, y 3,92, 4,42 y 4,98 para aquellas doblemente arriostradas, respectivamente.

El hecho de tener un mayor valor de Ω indica que una estructura está sobredimensionada, pues está resistiendo un mayor corte basal que aquel para el que se diseñó; en definitiva, se tienen estructuras más resistentes, pero esto se debe graduar para no incurrir en costos mayores por conseguir una estructura innecesariamente resistente. Dado que resistencia y rigidez están relacionados, se tiene que, en general, un mayor valor de Ω genera estructuras

más rígidas. En relación a esto, también se puede concluir que un aumento de R y C_d tienen el mismo efecto cualitativo en cuanto a rigidez, pues su cálculo implica que estos factores son directamente proporcionales a Ω (ver Ecuaciones (13) y (14)).

Por lo demás, en las normativas suele sugerirse el uso de un R distinto según el tipo de estructura a diseñar, pero no se hace distinción en cuanto al número de pisos de estas, su cantidad de marcos arriostrados por piso o el tipo de CBFs que contienen. Los resultados presentados demuestran que R varía al cambiar las variables recién mencionadas, lo que indica que deberían revisarse los actuales códigos para ampliar el espectro de valores de R sugeridos para diseño según diversas características que pueda presentar una estructura de acero con marcos arriostrados. En este sentido cabe destacar que las normativas chilenas establecen una expresión para calcular R que varía dependiendo del periodo fundamental de la estructura, el cual está asociado a su cantidad de pisos, por ejemplo.

Por otro lado, en términos de ductilidad, en las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 se puede apreciar que las estructuras más dúctiles son aquellas con CBFs en X. Por su parte, las que poseen CBFs en V y en V invertida presentan ductilidades muy similares.

En resumen, que una estructura tenga un mayor valor de Ω , C_d o R indica que su rigidez también es mayor, lo que es deseable en virtud de disminuir los desplazamientos que pueda sufrir. Dado esto, se puede concluir que las estructuras mejor evaluadas en base a los factores de desempeño obtenidos son aquellas con menor número de pisos, que poseen mayor cantidad de marcos arriostrados por piso y en las que se utilizan CBFs en V invertida. Esto es consistente también con lo analizado en los gráficos de corte basal en función de desplazamiento de techo.

4.11 Resumen de resultados

A continuación se presentan tablas que resumen los tipos de resultados obtenidos a lo largo de las publicaciones analizadas. Estos resultados se separan según estudios experimentales y análisis numéricos, y arriostramientos aislados y en marcos, por lo que se generan cuatro categorías: Estudios experimentales de arriostramientos aislados, Análisis numéricos de arriostramientos aislados, Estudios experimentales de arriostramientos en marcos y Análisis numéricos de arriostramientos en marcos.

Tabla 4.1: Estudios experimentales de arriostramientos aislados.

Perfil	Razón de esbeltez	Razón ancho-espesor	Autores
Tubular rectangular	$40 < \lambda < 60$	$13,2 < b_0/t < 17,6$	Haddad et al, 2008
Tubular circular	$42 < \lambda < 62$	$D/t=28,6$	Haddad et al, 2008
	$\lambda=70$	$D/t=28$	Takeuchi et al, 2015
Doble T	$\lambda=67$	$b_f/2t_f=5,85$	Haddad et al, 2008
	$\lambda=70$	$b_f/2t_f=10$	Takeuchi et al, 2015

Tabla 4.2: Análisis numéricos de arriostramientos aislados.

Perfil	Razón de esbeltez	Razón ancho-espesor	Autores
Tubular rectangular	$19,2 < \lambda < 177$	$16,1 < b_0/t < 17,5$	Tremblay, 2008
Tubular circular	$50 < \lambda < 200$ $\lambda=70$	$10 < D/t < 30$ $D/t=28$	Kumar et al, 2015 Takeuchi et al, 2015
Doble T	$\lambda=70$	$b_f/2t_f=10$	Takeuchi et al, 2015

Tabla 4.3: Estudios experimentales de arriostramientos en marco.

Configuración	Tipo de CBF	Análisis	Autores
CBF en X	OCBF	Vibración ambiental	Turker et al, 2011
	OCBF	Cargas cíclicas	Metelli et al, 2012
CBF en V invertida	OCBF	Vibración ambiental	Turker et al, 2011
CBF en V	OCBF	Vibración ambiental	Turker et al, 2011
CBF en Z	-----	-----	-----
CBF en D	-----	-----	-----
CBF en K	OCBF	Vibración ambiental	Turker et al, 2011

Tabla 4.4: Análisis numéricos de arriostramientos en marco.

Configuración	Tipo de CBF	Análisis	Autores
CBF en X	OCBF	Tiempo-historia no lineal y estático no lineal	Nassani et al, 2017
	OCBF	Elementos finitos	Turker et al, 2011
	SCBF	Estático no lineal y cargas cíclicas	Lotfollahi et al, 2016
	OCBF	Estático no lineal	Mahmoudi et al, 2010 y 2013
CBF en V invertida	OCBF	Tiempo-historia no lineal	Abdollahzadeh et al, 2016
	OCBF	Tiempo-historia no lineal y estático no lineal	Nassani et al, 2017
	OCBF	Elementos finitos	Turker et al, 2011
	OCBF	Estático no lineal	Mahmoudi et al, 2010 y 2013
CBF en V	OCBF	Tiempo-historia no lineal y estático no lineal	Nassani et al, 2017
	OCBF	Elementos finitos	Turker et al, 2011
	OCBF	Estático no lineal	Mahmoudi et al, 2010 y 2013
CBF en Z	OCBF	Tiempo-historia no lineal y estático no lineal	Nassani et al, 2017
CBF en D	SCBF	Estático no lineal y cargas cíclicas	Lotfollahi et al, 2016
CBF en K	OCBF	Elementos finitos	Turker et al, 2011

5 CAPÍTULO V. Conclusiones

A lo largo del presente documento se han analizado resultados de diversas publicaciones, provenientes de distintas partes del mundo, concernientes a arriostramientos convencionales. Estas tratan estos elementos en forma aislada o como parte de marcos arriostrados concéntricamente, y se encuentran tanto estudios experimentales como análisis numéricos. A partir de los análisis realizados se ha llegado a varias conclusiones, las que se resumen a continuación.

Primero, observando los resultados resumidos en las Tablas 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 se pueden detectar ciertos vacíos investigativos en los estudios analizados.

En cuanto a arriostramientos aislados, hay un buen balance entre estudios experimentales y análisis numéricos, así como respecto al tipo de perfil de los arriostramientos. Sin embargo, el rango de razones de esbeltez y ancho-espesor estudiados es mucho mayor en perfiles tubulares rectangulares y circulares, mientras que las secciones doble T son estudiadas en forma más puntual. Dado esto, queda claro que las investigaciones están mucho más dirigidas a los perfiles tubulares.

Respecto a arriostramientos en marco se observa un gran vacío en cuanto a estudios experimentales, de hecho, solo dos publicaciones realizaron este tipo de ensayos, contrastando con las cinco que hicieron uso de análisis numérico. En cuanto a los tipos de CBFs trabajados, los más recurrentes fueron los CBFs en X y en V invertida, seguidos de cerca por aquellos en V; por su parte, los CBFs en Z, en D y en K fueron estudiados en una sola publicación cada uno (cabe destacar que no hubo estudios experimentales relativos a CBFs en Z ni en D). Por último, solo un estudio hizo uso de SCBFs, todos los demás se centraron en OCBFs. Dado lo anterior, es claro que los esfuerzos investigativos están dirigidos principalmente a estudiar CBFs en X, en V invertida y en V, y casi no se hace uso de SCBFs a menos que la publicación quiera analizar específicamente ese tipo de sistemas. Además, se extraña una mayor presencia de estudios experimentales de estructuras con marcos arriostrados, sin embargo, es entendible la escasez de este tipo de estudios dado lo complicado y económicamente costoso que es crear una estructura en laboratorio y generar cargas que se asimilen a un sismo para realizar un análisis correcto de esta.

Refiriéndose a los análisis realizados de las publicaciones estudiadas, es claro que el principal problema que presentan los arriostramientos es su comportamiento histerético asimétrico ante cargas axiales cíclicas, esto debido al pandeo que sufren ante esfuerzos de compresión. Dado esto, el principal desafío al diseñar es evitar, o limitar lo mejor posible, tanto el pandeo global como local. En este sentido, se ha concluido que a medida que aumenta la razón de esbeltez de un arriostramiento su comportamiento ante cargas de compresión empeora: aumenta su potencial deformación transversal, disminuye su resistencia ante cargas de compresión debido al pandeo global que sufre, aumentan las deformaciones axiales unitarias en el centro del elemento y, en definitiva, se acelera su fractura. Por su parte, al aumentar la razón ancho-espesor del arriostramiento tiende a producirse más rápido un pandeo local, el que conlleva una acumulación de deformación axial unitaria en la zona y acelera la fractura del elemento. Según lo anterior, se podría decir que lo ideal es tener una menor razón de esbeltez y ancho-espesor, sin embargo, también se observó que al trabajar manipulando

ambas variables podía ocurrir, por ejemplo, que para cierto valor de razón ancho-espesor, el arriostramiento tuviera una mejor respuesta al aumentar su razón de esbeltez. Así, es probable que no sea bueno normar en los códigos de diseño valores para ambas variables por separado, pues parece ser que al trabajarse en conjunto pueden producir resultados distintos a los esperados. Además, se debe tener en cuenta que valores muy bajos de razón de esbeltez generan arriostramientos que pueden no poseer suficiente ductilidad para soportar las demandas inelásticas esperadas, por lo que suele recomendarse aumentar dicho parámetro en virtud de que el elemento no sufra una fractura prematura. En este sentido, cabe destacar que la normativa chilena no especifica un límite inferior para la razón de esbeltez, por lo que se recomienda que se estudie el tema y se pueda establecer un valor mínimo para este parámetro en futuras actualizaciones de los códigos nacionales.

En cuanto a las secciones más utilizadas a nivel mundial en arriostramientos, se concluyó que los perfiles tubulares, tanto rectangulares como circulares, se comportan de forma muy similar entre ellos al ser sometidos a cargas cíclicas. Por su parte, las secciones doble T presentaron un comportamiento bastante más deseable, teniendo pandeos locales más suaves, resistiendo más tiempo hasta fracturarse y soportando valores de deriva de piso sin colapsar bastante mayores al máximo que se debería resistir por diseño. El problema de los arriostramientos con perfiles doble T es su elevado costo en comparación a los tubulares, lo que conlleva que solo sean utilizados en casos en que se esperan solicitudes muy altas.

Un tema que no se menciona en las publicaciones analizadas es la dificultad de realizar las conexiones con placas gusset en arriostramientos con perfiles tubulares, esto debido a que para poder encajar una placa gusset en un perfil tubular se debe hacer una ranura en este, lo que implica intervenirlo directamente, cosa que no ocurre, por ejemplo, en el caso de perfiles L y sus derivados. Tampoco se hace hincapié en la importancia del mantenimiento de los arriostramientos. En este sentido, es sabido que el acero puede sufrir corrosión y el elemento puede acumular partículas que terminen deteriorándolo. Dado esto, es deseable tener facilidad para inspeccionar si los arriostramientos están teniendo problemas de corrosión u otros para poder hacerles una mantención adecuada, sin embargo, los perfiles cerrados (como lo son los tubulares) no dejan a la vista las paredes internas del elemento, dificultando mucho su inspección, cosa que no ocurre con secciones abiertas, como las doble T o las L. Aun así, se suele esperar que al colocar un arriostramiento tubular y dejarlo bien sellado, prácticamente se elimine la presencia de oxígeno en su interior, lo que impediría que sufra corrosión. El problema de esto es que se debe confiar en que hayan quedado muy bien sellados, pues como ya se mencionó, inspeccionar tiempo después las zonas internas del elemento es difícil.

Dado lo anterior, en Chile el perfil más utilizado en arriostramientos es el XL, esto debido a su buena resistencia (es una sección simétrica, por lo que su momento de inercia es igual en sus dos ejes ortogonales de trabajo), la facilidad de hacer las conexiones con los marcos mediante placas gusset y a que es un perfil abierto, lo que facilita la inspección de posibles problemas como la corrosión. Sin embargo, prácticamente no hay estudios referentes a estos perfiles en arriostramientos, por lo que es un campo de investigación muy deficitario y llama bastante la atención considerando las prácticas constructivas chilenas.

Respecto a los marcos arriostrados concéntricamente, se concluyó que claramente la inclusión de arriostramientos mejora la respuesta de estructuras de acero, esto debido a que

disminuyen los desplazamientos laterales, la deriva de piso, y en definitiva generan estructuras más rígidas, lo que es especialmente importante en estructuras altas, pues son más flexibles. Cabe destacar también que la presencia de CBFs ayuda a distribuir de forma más equitativa la Energía Histerética a lo largo de la altura de la estructura, en especial si esta es alta. Sin embargo, también es cierto que hacen que haya un piso con una Energía Histerética considerablemente mayor a los demás (a este piso se le conoce como piso blando), lo que indica que en dicho piso se producen mayores deformaciones inelásticas, y por ende, tiende a colapsar primero. Aun así, mientras más pisos posee la estructura, el piso blando está ubicado a una mayor altura, lo que al menos permite que los que están bajo él se mantengan más seguros (en estructuras bajas, de 5 pisos aproximadamente, el piso blando suele ser el primero o segundo).

Respecto a los distintos tipos de CBFs a utilizar, se concluye que los que mejor cumplen con la labor de aportar rigidez a una estructura son aquellos en X, en V y en V invertida. Por su parte, los CBFs en D demostraron tener una respuesta bastante más deficiente. También cabe destacar que los CBFs en Z presentaron un muy buen comportamiento, sin embargo, este tipo de sistemas es relativamente nuevo, por lo que ha sido muy poco implementado alrededor del mundo, así que habrá que esperar a verlo en práctica para poder tenerlo como una alternativa más viable. Por lo demás, los CBFs en K demostraron tener una rigidez bastante alta, sin embargo, en Chile está prohibido su uso en diseño sísmico debido a los problemas que pueden ocasionar en las columnas del marco.

Esto último es importante destacarlo, pues en las publicaciones analizadas sólo se analiza la rigidez de los distintos tipos de CBFs y lo que aquello conlleva (que es muy importante, claro está), pero no se mencionan los problemas que algunas configuraciones pueden ocasionar en las columnas y la viga del marco. Los CBFs en K, por más rígidos que sean, presentan el problema de que sus arriostramientos se juntan en la mitad de las columnas y la viga, generando esfuerzos extras en estos elementos que los pueden perjudicar en su comportamiento, pues en estos puntos no se genera una conexión rígida. Lo mismo ocurre en el caso de los CBFs en V invertida y en V, pues estos afectan a la viga; de hecho, la normativa chilena de estructuras industriales exige que los arriostramientos de estos dos tipos de CBFs sean diseñados amplificando las solicitaciones sísmicas en un 50%, una disposición bastante restrictiva que en la práctica provoca que estos sistemas sean menos utilizados. Los estudios deberían hacer hincapié o al menos mención a estos problemas recién detallados.

Debido a lo anterior, en Chile el tipo de CBF más utilizado es aquel en X. Los CBFs en V casi no se ven, los en K están prohibidos y los en V invertida tienen requerimientos normativos muy restrictivos que finalmente hacen que los ingenieros eviten usarlos. Aun así, dado que los CBFs en X no permiten el paso de personas, vehículos o maquinarias, los CBFs en V invertida terminan siendo usados de todas formas, pero solo si es estrictamente necesario.

Para terminar, es interesante fijarse en los países de donde provienen las publicaciones analizadas en este documento. Tres son de Irán, dos de Turquía, dos de Canadá/Estados Unidos, uno de India, uno de Japón y uno de Italia. Todos estos países son sísmicos (Italia en menor medida). Básicamente, la mayoría son de medio oriente, por lo que está claro que, actualmente, los estudios de arriostramientos convencionales se concentran en dicha zona del mundo. De hecho, fue bastante difícil encontrar publicaciones sobre arriostramientos

totalmente convencionales, y se extrañan más estudios provenientes de uno de los países más sísmicos y tecnológicos del mundo: Japón. Esto demuestra que las investigaciones referentes a arriostramientos convencionales están desapareciendo en los lugares con mayores recursos, lo que puede deberse a que ponen sus esfuerzos en las mejoras de este tipo de elementos, como lo son, por ejemplo, los arriostramientos con pandeo restringido.

Bibliografía

- [1] Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales: NCh2369.Of2003*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización.
- [2] Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Diseño sísmico de edificios: NCh433.Of96 Modificada en 2009*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización.
- [3] American Institute of Steel Construction. (2010). *Specifications for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 360-10*. Illinois: American Institute of Steel Construction.
- [4] American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications: ANSI/AISC 358-16*. Illinois: American Institute of Steel Construction.
- [5] American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 341-10*. Illinois: American Institute of Steel Construction.
- [6] American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-10*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [7] Building Officials Code Administrators International. (2015). *2015 International Building Code*. Virginia: International Code Council.
- [8] Instituto Chileno del Acero. (2001). *Manual de diseño para estructuras de acero*. Santiago: Instituto Chileno del Acero.
- [9] Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.
- [10] Montecinos, R., Herrera, R., Verdugo, A., & Beltrán, J. F. (2012). CAPITULO 10 Estructuras industriales. En Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. *Mw=8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010* (pp. 211-240). Santiago: Editora Maval.
- [11] Tremblay, R. (2008). Influence of brace slenderness on the fracture life of rectangular tubular steel bracing members subjected to seismic inelastic loading. *Structures Congress 2008: Crossing Borders*. Congreso llevado a cabo en la Conferencia de American Society of Civil Engineers, Vancouver, British Columbia, Canada.
- [12] Kumar, P.C. A., Sahoo, D. R., & Kumar, N. (2015). Limiting values of slenderness ratio for circular braces of concentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 115, 223-235.
- [13] Abdollahzadeh, G., Faghihmaleki, H., & Esmaili, H. (2016). Comparing Hysteretic Energy and inter-story drift in steel frames with V-shaped brace under near and far fault earthquakes. *Alexandria Engineering Journal*.
- [14] Haddad, M., Tremblay, R., Martinez, G., Richard, J., & Moffatt, K. (2008). Inelasting cyclic testing of large size steel bracing members. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

- [15] Takeuchi, T., & Matsui, R. (2015). Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories. *Journal of Structural Engineering*, 141(7).
- [16] Nassani, D. E., Hussein, A. K., & Mohammed, A. H. (2017). Comparative Response Assessment of Steel Frames With Different Bracing Systems Under Seismic Effect. *Structures*, 11, 229-242.
- [17] Turker, T., & Bayraktar, A. (2011). Experimental and numerical investigation of brace configuration effects on steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(5), 854-865.
- [18] Lotfollahi, M., Alinia, M. M., & Taciroglu, E. (2016). Nonlinear Performance Evaluation of Diagonally and X-Braced Moment Resisting Frame Systems: Buckling and Post-Buckling Responses. *Procedia Engineering*, 145, 1193-1200.
- [19] Metelli, G. (2013). Theoretical and experimental study on the cyclic behaviour of X braced steel frames. *Engineering Structures*, 46, 763-773.
- [20] Mahmoudi, M., & Zaree, M. (2010). Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(10), 1196-1204.
- [21] Mahmoudi, M., & Zaree, M. (2013). Evaluating the displacement amplification factors of concentrically braced steel frames. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 5(1).
- [22] American Society for Testing and Materials International. (2005). *Standard Specification for Carbon Structural Steel: A 36/A 36M - 05*. Pensilvania: American Society for Testing and Materials International.