



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

**COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE  
DE PLACAS DE ACERO**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

JOAQUÍN OSVALDO ACOSTA REVECO

**PROFESOR GUÍA:**

RICARDO HERRERA MARDONES

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

ALEJANDRO VERDUGO PALMA

JUAN BELTRÁN MORALES

SANTIAGO DE CHILE

SEPTIEMBRE 2010

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
POR: JOAQUÍN ACOSTA R.  
FECHA: 09/09/2010  
PROF. GUÍA: Sr. RICARDO HERRERA M.

## “COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE DE PLACAS DE ACERO”

Un muro de corte de placas de acero (SPSW) consiste en una placa dispuesta verticalmente, enmarcada por columnas y vigas (denominados elementos de borde verticales y horizontales, respectivamente). Éste resiste fuerzas laterales principalmente mediante la acción de un campo diagonal de tracciones generado en la placa de relleno. El sistema SPSW ha sido implementado en Canadá, Estados Unidos y Japón, y se ha observado un buen comportamiento de los edificios provistos de esta clase de muros, frente a terremotos reales.

Este trabajo de título tiene por objetivo estudiar la aplicabilidad del sistema SPSW en la práctica nacional de diseño de edificios habitacionales. Contempla el diseño de estructuras con este sistema y el estudio numérico del comportamiento sísmico de éstas. Para ello se recopilan criterios de diseño que permiten establecer una jerarquía de fallas, a partir de información basada en estudios experimentales y analíticos, disponible en la literatura. Estos criterios incluyen el diseño por capacidad de elementos de borde horizontales, considerando reducción en la capacidad a flexión de éstos, debido a la interacción entre carga axial, momento y corte; y el diseño por capacidad de elementos de borde verticales, que pretende distribuir la fluencia de las placas de relleno de manera uniforme en la altura del muro. Utilizando los criterios de diseño y la normativa sísmica chilena impuesta por NCh433, se diseñaron tres edificios de 3, 9 y 15 pisos de altura con el sistema SPSW. En forma paralela se diseñaron tres edificios con la misma cantidad de pisos que los anteriores, pero utilizando el sistema de marcos arriostrados concéntricos (CBF). En ambos casos se consideró un asentamiento en la ciudad de Santiago.

La respuesta de los edificios diseñados fue estudiada a partir del análisis de modelos planos de los ejes resistentes. Se utilizó el modelo de franjas (*strip model*) para modelar el sistema SPSW y un modelo que reproduce el pandeo global en arriostramientos, para la modelación del sistema CBF. Con éstos se realizó análisis pushover e historia de respuesta no lineal, utilizando la plataforma OpenSees.

Se evaluó la probabilidad de colapso de las estructuras diseñadas con SPSW, ante solicitaciones equivalentes a un *sismo máximo creíble* para la zona considerada en el diseño, utilizando la metodología FEMA P695, junto a un conjunto de 24 acelerogramas de terremotos chilenos. La caracterización del peligro sísmico utilizada proviene de un reciente estudio de peligro sísmico probabilístico, hecho para la zona central de Chile. El resultado de la aplicación de la metodología indica que los factores de modificación de la respuesta:  $R = 6$  y  $R_0 = 10$ , para su uso con NCh433, junto a las limitaciones de corte basal mínimo de esta norma, resultan en un comportamiento sísmico adecuado para el sistema SPSW.

Se encontró que los diseños con SPSW poseen mayor sobrerresistencia y ductilidad que con CBF. La evaluación estadística de la respuesta de estos sistemas, frente al conjunto de acelerogramas chilenos, indica para el primero un perfil de derivas de piso relativamente uniformes en la altura de los edificios, e inferiores al 1.5% en la mayoría de los casos, mientras que el segundo muestra la formación de pisos blandos, con deformaciones laterales hasta de un 4%.

La comparación entre la respuesta lineal-elástica y la respuesta no lineal de los modelos de SPSW sugiere que los edificios diseñados incursionaron moderadamente en el rango inelástico del comportamiento, esto debido principalmente a la gran sobrerresistencia que poseen los muros diseñados y a la limitación de corte basal mínimo de NCh433.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mis padres, Joaquín Acosta y Lastenia Reveco, por haberme dado la idea de seguir una carrera profesional y por el permitirme hacerlo también, sin contratiempos. Agradezco a mi familia en general, quienes, especialmente durante el desarrollo de este trabajo, me han facilitado tanto las cosas.

Quiero agradecer a mi profesor guía, Ricardo Herrera, por la buena disponibilidad y paciencia que mostró conmigo, durante todo el trabajo, para responder mis dudas y también para aconsejarme.

Aprovecho la ocasión para agradecer al profesor Felipe Leyton, quien de manera muy amable me facilitó información valiosa, que permitió concluir este trabajo.

# TABLA DE CONTENIDOS

<b>RESUMEN</b> .....	<b>ii</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>iii</b>
<b>TABLA DE CONTENIDOS</b> .....	<b>iv</b>
<b>LISTADO DE TABLAS</b> .....	<b>viii</b>
<b>LISTADO DE FIGURAS</b> .....	<b>x</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>13</b>
1.1    Objetivos.....	14
1.2    Metodología.....	15
<b>CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES</b> .....	<b>16</b>
2.1    Muros de corte de placas de acero .....	16
2.1.1    Características generales.....	16
2.1.2    Comportamiento .....	17
2.1.3    Modelación .....	20
2.1.3.1    Modelo de franjas .....	20
2.1.3.2    Enrejado equivalente.....	22
2.1.4    Aplicaciones .....	25
2.1.4.1    Edificio North Pavilion Cancer Center .....	25
2.1.4.2    Edificio Los Angeles Convention Center Hotel and Condominium .....	27
2.1.5    Criterios de diseño .....	31
2.1.5.1    Diseño de placa de relleno .....	32
2.1.5.2    Diseño de elementos de borde horizontales .....	37
2.1.5.2.1    Módulo plástico mínimo.....	38
2.1.5.2.2    Fuerza axial.....	40
2.1.5.2.3    Fuerza de corte.....	43
2.1.5.2.4    Reducción del momento plástico .....	45
2.1.5.2.5    Prevención de rótula plástica al interior del vano de un HBE .....	50
2.1.5.3    Diseño de elementos de borde verticales .....	51
2.2    Marcos arriostrados concéntricamente.....	56
2.2.1    Comportamiento estructural .....	56
2.2.2    Criterios de diseño .....	57
2.2.2.1    Fuerzas para diseño de arriostramientos .....	57
2.2.2.2    Fuerzas para diseño de vigas.....	58
2.2.2.3    Fuerzas para diseño de columnas.....	60

2.3	Comentario respecto a fuerzas para realizar diseño por capacidad .....	61
2.4	Normas de diseño .....	62
2.4.1	Solicitación estática .....	62
2.4.2	Solicitación sísmica .....	63
2.4.3	Combinaciones de carga .....	64
2.4.4	Diseño de elementos estructurales .....	65
2.4.4.1	Disposiciones sísmicas de AISC para SPSW .....	65
2.4.4.1.1	Resistencia al corte del alma (Artículo 17.2a) .....	65
2.4.4.1.2	Relación de aspecto del panel (Artículo 17.2b) .....	66
2.4.4.1.3	Aberturas en el alma (Artículo 17.2c) .....	66
2.4.4.1.4	Conexión del alma a elementos de borde (Artículo 17.3) .....	67
2.4.4.1.5	Resistencia requerida en elementos de borde (Artículo 17.4a) .....	67
2.4.4.1.6	Conexiones entre HBEs y VBEs (Artículo 17.4b) .....	68
2.4.4.1.7	Limitaciones de esbeltez de los perfiles de acero (Artículo 17.4c) .....	69
2.4.4.1.8	Arriostramiento lateral (Artículo 17.4d) .....	69
2.4.4.1.9	Empalmes en VBEs (Artículo 17.4e) .....	69
2.4.4.1.10	Zonas de panel (Artículo 17.4f) .....	69
2.4.4.1.11	Rigidez de VBEs (Artículo 17.4g) .....	70
2.4.4.2	Marco arriostrado concéntricamente corriente .....	70
2.5	Plataforma OpenSees .....	71
2.6	Modelos para estudio del desempeño .....	71
2.6.1	General .....	71
2.6.2	Modelo no lineal para muros de corte de placas de acero .....	72
2.6.2.1	Zona de panel .....	73
2.6.2.2	Rótulas Plásticas .....	73
2.6.2.3	Puntal de compresión .....	74
2.6.2.4	Rótula con deterioro .....	75
2.6.2.5	Distribución de franjas .....	76
2.6.3	Modelo no lineal para marcos arriostrados concéntricamente .....	78
2.6.3.1	Modelo de arriostramiento de acero .....	78
2.6.3.2	Modelo de marco arriostrado .....	81
2.7	Metodología para evaluar factores de desempeño sísmico de edificios .....	82
2.7.1	Concepto del sistema estructural .....	84
2.7.2	Información requerida .....	84
2.7.3	Caracterización del comportamiento .....	87
2.7.4	Desarrollo de modelos .....	88
2.7.5	Análisis de modelos .....	89
2.7.5.1	Análisis estático no lineal .....	89
2.7.5.2	Análisis Dinámico No Lineal .....	91

2.7.6	Evaluación del desempeño .....	93
2.8	Capacidad de deriva entrepisos .....	95
2.9	Caracterización del peligro sísmico en Santiago .....	96
<b>CAPÍTULO 3: DISEÑO DE EDIFICIOS .....</b>		<b>100</b>
3.1	Características generales de los edificios .....	100
3.1.1	Planta genérica .....	100
3.1.2	Configuración en altura .....	101
3.2	Parámetros de NCh433 para el diseño .....	101
3.3	Materiales .....	102
3.3.1	Hormigón estructural .....	102
3.3.2	Acero estructural .....	103
3.4	Modelos usados para el diseño de edificios .....	103
3.5	Sistema resistente a cargas gravitacionales .....	106
3.5.1	Losa estructural .....	106
3.5.2	Vigas de piso .....	107
3.5.3	Columnas gravitacionales .....	109
3.6	Sistema resistente a cargas laterales .....	110
3.6.1	Edificios con muros de corte de placas de acero .....	111
3.6.2	Edificios con marcos arriostrados concéntricamente .....	113
<b>CAPÍTULO 4: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS .....</b>		<b>114</b>
4.1	Implementación de modelos en OpenSees .....	114
4.1.1	Modelo de SPSW .....	114
4.1.2	Modelo de CBF .....	117
4.2	Conjunto de registros de aceleración para análisis de historia de respuesta .....	122
4.3	Modelo de amortiguamiento usado en análisis de historia de respuesta .....	125
4.4	Desempeño sísmico según la metodología FEMA P695 .....	132
4.4.1	Calificación de los requerimientos de diseño .....	132
4.4.2	Calificación de los datos experimentales .....	133
4.4.3	Calificación de los modelos .....	134
4.4.4	Variabilidad entre registros .....	135
4.4.5	Resultados a partir de análisis estático no lineal .....	136
4.4.6	Resultados a partir del análisis dinámico no lineal .....	138
4.4.7	Comentario sobre la intensidad y la probabilidad de colapso calculadas .....	140
4.5	Comparación entre el comportamiento sísmico de los sistemas SPSW y CBF .....	146
4.5.1	Sobrerresistencia y ductilidad de SPSW y CBF a partir de análisis pushover .....	146
4.5.1.1	Comentario respecto a la sobrerresistencia del sistema SPSW según el análisis pushover .....	148
4.5.2	Respuesta de los sistemas SPSW y CBF para el conjunto de registros de aceleración .....	149

4.5.2.1	Deriva máxima entre pisos.....	150
4.5.2.2	Corte máximo de piso.....	153
4.5.2.3	Desplazamiento lateral remanente.....	156
4.6	Comparación entre respuesta lineal-elástica y respuesta no lineal del sistema SPSW.....	158
4.7	Elementos de borde verticales en SPSW.....	160
4.7.1	Nivel de fluencia de las placas de relleno durante análisis dinámico.....	160
4.7.2	Diagramas envolventes de esfuerzos en VBEs.....	162
4.8	Elementos de borde horizontales en SPSW.....	166
4.9	Comentario sobre el análisis RHA de modelos de SPSW.....	168
4.10	Tiempo de ejecución de los análisis computacionales.....	171
<b>CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES.....</b>		<b>173</b>
5.1	Resumen.....	173
5.2	Comentarios y conclusiones.....	173
5.3	Limitaciones.....	178
5.4	Investigación futura sugerida.....	181
<b>ANEXO A: DETALLES DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS.....</b>		<b>182</b>
A.1	Elementos estáticos.....	182
A.2	Elementos de SPSW.....	183
A.2.1	Cortes de piso y componentes del campo diagonal de tracciones.....	183
A.2.2	Parámetros para el diseño de HBEs.....	185
A.2.3	Parámetros para el diseño de VBEs.....	186
A.2.4	Diagramas de esfuerzos en VBEs a partir del diseño por capacidad y del análisis pushover.....	188
A.3	Elementos de OCBF.....	192
A.3.1	Fuerzas para el diseño de arriostramientos.....	192
A.3.2	Fuerzas para el diseño de vigas y columnas.....	193
<b>ANEXO B: AMPLIFICACIÓN DE ACELEROGRAMAS.....</b>		<b>195</b>
B.1	Amplificación de acelerogramas para trazado de curvas IDA.....	195
B.2	Amplificación de acelerogramas para análisis RHA comparativo.....	197
<b>ANEXO C: PROBABILIDAD DE COLAPSO A PARTIR DE DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL.....</b>		<b>199</b>
C.1	Variable aleatoria lognormal.....	199
C.2	Cálculo de la probabilidad de colapso en metodología FEMA P695.....	199
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>201</b>

## LISTADO DE TABLAS

<b>Tabla 2-1.</b> Índice de calidad de los Requerimientos de Diseño. ....	85
<b>Tabla 2-2.</b> Índice de calidad de los Datos Experimentales. ....	86
<b>Tabla 2-3.</b> Índice de calidad de modelos de arquetipos índices. ....	89
<b>Tabla 2-4.</b> Ángulo límite de deriva entre pisos para conexiones WUF-W [27]. ....	95
<b>Tabla 2-5.</b> Escenarios de peligro sísmico para 2 puntos al interior de Santiago. ....	99
<b>Tabla 3-1.</b> Factores de reducción $R$ , para uso según NCh433. ....	102
<b>Tabla 3-2.</b> Propiedades nominales de aceros estructurales. ....	103
<b>Tabla 3-3.</b> Peso de losa y elementos no estructurales. ....	106
<b>Tabla 3-4.</b> Cargas debido a losa y elementos no estructurales. ....	107
<b>Tabla 3-5.</b> Fuerzas de diseño para vigas estáticas. ....	108
<b>Tabla 3-6.</b> Perfiles para vigas de piso. ....	109
<b>Tabla 3-7.</b> Perfiles estructurales destinados a columnas estáticas. ....	110
<b>Tabla 3-8.</b> Características generales de los diseños. ....	110
<b>Tabla 3-9.</b> Espesores de placa (ASTM A36) disponibles. ....	112
<b>Tabla 3-10.</b> Espesor de placa de relleno y perfiles estructurales para HBEs en SPSW. ....	112
<b>Tabla 3-11.</b> Perfiles estructurales para VBEs en SPSW. ....	112
<b>Tabla 3-12.</b> Perfiles estructurales para arriostramientos y vigas en OCBF. ....	113
<b>Tabla 3-13.</b> Perfiles estructurales para columnas en OCBF. ....	113
<b>Tabla 4-1.</b> Eventos sísmicos considerados para el análisis. ....	122
<b>Tabla 4-2.</b> Componentes de los registros de aceleración. ....	124
<b>Tabla 4-3.</b> Criterios de aplicación del amortiguamiento de Rayleigh. ....	125
<b>Tabla 4-4.</b> Frecuencias modales de los modelos elásticos y con daño. ....	128
<b>Tabla 4-5.</b> Índices de incertidumbre asociados al sistema SPSW. ....	135
<b>Tabla 4-6.</b> Resultados de análisis estático no lineal de modelos de SPSW. ....	136
<b>Tabla 4-7.</b> Probabilidad de colapso de sistemas SPSW para intensidad $MCE$ en términos de $PGA$ . ....	138
<b>Tabla 4-8.</b> Probabilidad de colapso de sistemas SPSW para intensidad $MCE$ en términos de $S_d$ . ....	142
<b>Tabla 4-9.</b> Resultados de análisis estático no lineal de modelos de CBF. ....	146
<b>Tabla 4-10.</b> Corte basal máximo de sistema SPSW y de elementos de borde. ....	149
<b>Tabla 4-11.</b> Características de deformación lateral observadas en los sistemas SPSW y CBF a partir del análisis dinámico. ....	150
<b>Tabla 4-12.</b> Características de los perfiles de corte máximo de piso observadas en los sistemas SPSW y CBF a partir del análisis dinámico. ....	153
<b>Tabla 4-13.</b> Máximos desplazamientos permanentes de los sistemas SPSW y CBF. ....	156
<b>Tabla 4-14.</b> Relación entre respuesta lineal-elástica y no lineal del sistema SPSW. ....	158
<b>Tabla 4-15.</b> Fuerzas en extremos de VBEs, de diseño y según análisis dinámico. ....	162
<b>Tabla 4-16.</b> Curvatura máxima normalizada en HBEs durante análisis RHA. ....	167



<b>Tabla 4-17.</b> Rotación máxima en HBEs durante análisis RHA. ....	168
<b>Tabla 4-18.</b> Cantidad de nodos y barras de los modelos de SPSW y CBF. ....	171
<b>Tabla A-1.</b> Perfiles para vigas de piso. ....	182
<b>Tabla A-2.</b> Fuerzas mayoradas de compresión, para el diseño de columnas gravitacionales. ....	182
<b>Tabla A-3.</b> Perfiles estructurales destinados a columnas estáticas. ....	183
<b>Tabla A-4.</b> Factor de uso en columnas gravitacionales, $P_u/\phi P_n$ . ....	183
<b>Tabla A-5.</b> Resistencia al corte de SPSW03. ....	184
<b>Tabla A-6.</b> Resistencia al corte de SPSW09. ....	184
<b>Tabla A-7.</b> Resistencia al corte de SPSW15. ....	184
<b>Tabla A-8.</b> Componentes del campo diagonal de tracciones de las placas de relleno (valores en [kN/m]). ....	185
<b>Tabla A-9.</b> Fuerzas para diseño de HBEs de SPSW03. ....	185
<b>Tabla A-10.</b> Fuerzas para diseño de HBEs de SPSW09. ....	186
<b>Tabla A-11.</b> Fuerzas para diseño de HBEs de SPSW15. ....	186
<b>Tabla A-12.</b> Fuerzas para diseño de VBEs en SPSW03. ....	187
<b>Tabla A-13.</b> Fuerzas para diseño de VBEs en SPSW09. ....	187
<b>Tabla A-14.</b> Fuerzas para diseño de VBEs en SPSW15. ....	187
<b>Tabla A-15.</b> Perfiles para VBEs de SPSWs. ....	188
<b>Tabla A-16.</b> Dimensiones de perfiles W usados para VBEs en SPSWs. ....	188
<b>Tabla A-17.</b> Fuerzas de diseño y perfil de arriostramientos en CBF03. ....	192
<b>Tabla A-18.</b> Fuerzas de diseño y perfil de arriostramientos en CBF09. ....	192
<b>Tabla A-19.</b> Fuerzas de diseño y perfil de arriostramientos en CBF15. ....	193
<b>Tabla A-20.</b> Fuerzas de diseño y perfiles para vigas y columnas en CBF03. ....	193
<b>Tabla A-21.</b> Fuerzas de diseño y perfiles para vigas y columnas en CBF09. ....	194
<b>Tabla A-22.</b> Fuerzas de diseño y perfiles para vigas y columnas en CBF15. ....	194
<b>Tabla A-23.</b> Dimensiones de perfiles W usados para columnas en CBFs. ....	194
<b>Tabla B-1.</b> Ejemplo de cálculos efectuados por algoritmo de escalamiento (adaptado de [53]). ....	196
<b>Tabla B-2.</b> Aceleración espectral y factor de amplificación para cada registro y modelo. ....	198

## LISTADO DE FIGURAS

<b>Figura 2-1.</b> Esquema de un SPSW típico, de 3 pisos.....	17
<b>Figura 2-2.</b> Espécimen de SPSW antes y después de ensayo cíclico [18].....	18
<b>Figura 2-3.</b> Ciclo de histéresis en ensayo de Light-Gauge SPSW [13]. ....	19
<b>Figura 2-4.</b> Esquema del modelo de franjas. ....	21
<b>Figura 2-5.</b> Exactitud del modelo de franjas con respecto a datos experimentales [24]. ....	22
<b>Figura 2-6.</b> Esquema del modelo de enrejado equivalente [15].....	23
<b>Figura 2-7.</b> Resistencia última vs relación de aspecto del panel [15]. ....	24
<b>Figura 2-8.</b> Muro ubicado en el perímetro del edificio NPCC [37].....	26
<b>Figura 2-9.</b> Esquema de conexión entre VBE y placa de relleno en proyecto NPCC [37].....	27
<b>Figura 2-10.</b> Vistas exteriores de torre LACCHC [28].....	28
<b>Figura 2-11.</b> Esquema del sistema resistente en torre LACCHC [58]. ....	29
<b>Figura 2-12.</b> Esquema de VBE en proyecto LACCHC [58].....	29
<b>Figura 2-13.</b> Cajones para anclaje de VBE en fundación en proyecto LACCHC [58].....	30
<b>Figura 2-14.</b> Diagonales de pandeo restringido de torre LACCHC en piso 26 [16].....	30
<b>Figura 2-15.</b> Mecanismo de colapso plástico para SPSW de 1 piso [15]. ....	32
<b>Figura 2-16.</b> Curva genérica de análisis <i>pushover</i> [15]. ....	34
<b>Figura 2-17.</b> Mecanismo plástico uniforme. ....	35
<b>Figura 2-18.</b> Diagrama de cuerpo libre de HBE (intermedio) típico. ....	37
<b>Figura 2-19.</b> Modelo de VBE de 4 pisos, con apoyos elásticos [12]. ....	41
<b>Figura 2-20.</b> Diagrama de fuerza axial en HBE intermedio debido a componente horizontal del campo de tracciones. ....	42
<b>Figura 2-21.</b> Momento distribuido equivalente para HBE (adaptada de [43]). ....	44
<b>Figura 2-22.</b> Esquema del estado de tensiones en el alma de un HBE [43]. ....	46
<b>Figura 2-23.</b> Distribución de tensiones en sección transversal de HBE para momento plástico positivo (adaptada de [42]).....	47
<b>Figura 2-24.</b> Factor de reducción del momento plástico de la sección [43]. ....	50
<b>Figura 2-25.</b> Fuerzas actuando sobre VBEs, (a) columna izquierda, (b) columna derecha [12]. ....	52
<b>Figura 2-26.</b> Algunas configuraciones de CBF. ....	56
<b>Figura 2-27.</b> Fuerzas axiales concurrentes en vigas de CBF (adaptada de [19]). ....	58
<b>Figura 2-28.</b> Carga axial en columna comprimida en CBF (adaptada de [25]). ....	60
<b>Figura 2-29.</b> Arreglo de elementos y nodos para modelar zona de panel (adaptado de [48]).....	73
<b>Figura 2-30.</b> Esquema de rótula con deterioro (adaptada de [47]). ....	75
<b>Figura 2-31.</b> Distribución de franjas [6]. ....	76
<b>Figura 2-32.</b> Esquema del modelo de franjas simplificado. ....	77
<b>Figura 2-33.</b> Esquema del modelo de arriostramiento. ....	79
<b>Figura 2-34.</b> Línea de restricción para gusset de conexión.....	80

<b>Figura 2-35.</b> Comparación entre ensayo experimental y simulación a partir del modelo de arriostramiento [51].	80
<b>Figura 2-36.</b> Esquema de curva de análisis pushover (adaptada de [10]).	91
<b>Figura 2-37.</b> Curvas esquemáticas de IDA.	92
<b>Figura 2-38.</b> Ubicación de puntos "representativos del peligro sísmico" en Santiago [29].	97
<b>Figura 2-39.</b> Curvas de peligro sísmico para Santiago [33].	98
<b>Figura 3-1.</b> Planta genérica (dimensiones en mm).	101
<b>Figura 3-2.</b> Espectro "elástico" de NCh433 para zona 2, suelo II y categoría C.	102
<b>Figura 3-3.</b> Vistas del modelo para el diseño de edificio de 9 pisos con sistema SPSW, construido en SAP2000.	104
<b>Figura 3-4.</b> Vistas del modelo para el diseño de edificio de 9 pisos con sistema CBF, construido en SAP2000.	105
<b>Figura 4-1.</b> Esquema del modelo de franjas para análisis no lineal de SPSW.	115
<b>Figura 4-2.</b> Curvas del material uniaxial en la modelación de SPSW.	116
<b>Figura 4-3.</b> Respuesta cíclica de modelo de franjas para SPSWs.	117
<b>Figura 4-4.</b> Respuesta cíclica de modelo de marco arriostrado concéntrico.	118
<b>Figura 4-5.</b> Fuerza axial vs estiramiento en arriostramientos del modelo CBF03, en análisis pushover cíclico.	119
<b>Figura 4-6.</b> Momento vs curvatura en rótula plástica de arriostramientos del modelo CBF03, en análisis pushover cíclico.	120
<b>Figura 4-7.</b> Fuerza axial vs desplazamiento fuera del plano de rótula plástica de arriostramientos del modelo CBF03, en análisis pushover cíclico.	121
<b>Figura 4-8.</b> Espectro de aceleración del conjunto de registros.	123
<b>Figura 4-9.</b> Variación de frecuencias modales durante análisis RHA de registro N° 2 (primeros 3 modos de modelo SPSW09).	128
<b>Figura 4-10.</b> Balance de energía de Modelo SPSW03 según los 4 enfoques de amortiguamiento de Rayleigh.	129
<b>Figura 4-11.</b> Balance de energía de Modelo SPSW09 según los 4 enfoques de amortiguamiento de Rayleigh.	130
<b>Figura 4-12.</b> Balance de energía de Modelo SPSW15 según los 4 enfoques de amortiguamiento de Rayleigh.	130
<b>Figura 4-13.</b> Curva análisis pushover - Modelo SPSW03.	136
<b>Figura 4-14.</b> Curva análisis <i>pushover</i> - Modelo SPSW09.	137
<b>Figura 4-15.</b> Curva análisis <i>pushover</i> - Modelo SPSW15.	137
<b>Figura 4-16.</b> Curvas IDA de los modelos de SPSW (PGA vs $\theta_{max}$ ).	139
<b>Figura 4-17.</b> Espectros de aceleración del conjunto de registros amplificado a PGA = 0.715g.	141
<b>Figura 4-18.</b> Curvas IDA de los modelos de SPSWs ( $S_a$ vs $\theta_{max}$ ).	144
<b>Figura 4-19.</b> Curvas de fragilidad a partir de los resultados de IDA para el sistema SPSW.	145
<b>Figura 4-20.</b> Curvas de análisis pushover del sistema CBF.	147
<b>Figura 4-21.</b> Sobrerresistencia y ductilidad en función del período fundamental de los sistemas SPSW y CBF.	148
<b>Figura 4-22.</b> Ángulo máximo de deriva entre pisos para los sistemas SPSW y CBF.	151
<b>Figura 4-23.</b> Demanda de ductilidad para sistemas SPSW y CBF.	152
<b>Figura 4-24.</b> Máximo corte de piso para los sistemas SPSW y CBF.	154
<b>Figura 4-25.</b> Sobrerresistencia de los sistemas SPSW y CBF según análisis no lineal dinámico y estático.	155
<b>Figura 4-26.</b> Desplazamiento lateral remanente de los sistemas SPSW y CBF.	157
<b>Figura 4-27.</b> Relación entre corte basal máximo y desplazamientos laterales máximos de SPSW LE y NL.	159

<b>Figura 4-28.</b> Esquema del nivel de sollicitación sobre el sistema SPSW. ....	160
<b>Figura 4-29.</b> Corte máximo desarrollado por franjas durante análisis RHA. ....	161
<b>Figura 4-30.</b> Envolvente de esfuerzos a partir de análisis RHA y diagramas usados en diseño de VBEs para edificio de 3 niveles. ....	163
<b>Figura 4-31.</b> Envolvente de esfuerzos a partir de análisis RHA y diagramas usados en diseño de VBEs para edificio de 9 niveles. ....	164
<b>Figura 4-32.</b> Envolvente de esfuerzos a partir de análisis RHA y diagramas usados en diseño de VBEs para edificio de 15 niveles. ....	165
<b>Figura 4-33.</b> Distribución de energía disipada por modelo SPSW09 para registro N° 3. ....	169
<b>Figura 4-34.</b> Distribución de energía disipada por modelo SPSW09 para registro N° 17. ....	169
<b>Figura 4-35.</b> Desplazamientos máximos de modelo SPSW09 según distintas configuraciones de análisis RHA. ....	170
<b>Figura 4-36.</b> Tiempo de ejecución de los análisis de historia de respuesta de los sistemas SPSW y CBF. ....	171
<b>Figura 4-37.</b> Tiempo de ejecución de análisis IDA para el sistema SPSW. ....	172
<b>Figura A-1.</b> Diagramas de esfuerzos en VBEs para edificio de 3 niveles (pushover y de diseño). ....	189
<b>Figura A-2.</b> Diagramas de esfuerzos en VBEs para edificio de 9 niveles (pushover y de diseño). ....	190
<b>Figura A-3.</b> Diagramas de esfuerzos en VBEs para edificio de 15 niveles (pushover y de diseño). ....	191
<b>Figura B-1.</b> Esquema del algoritmo de escalamiento usado en IDA. ....	197

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Un muro de corte de placas de acero (SPSW por su nombre en inglés), es un sistema estructural resistente a cargas laterales, como las originadas por un sismo. Consiste en una placa de acero vertical, enmarcada por columnas y vigas, que constituyen elementos de borde para ella. En un edificio, cubren uno o varios vanos en un piso, y se distribuyen en la altura. Investigaciones muestran que estos elementos poseen comportamiento dúctil frente a solicitaciones cíclicas, pudiendo alcanzar grandes niveles de deformación. Muestran también una gran capacidad de disipación de energía [18], lo cual los hace de interés para el diseño sísmico.

El sistema se ha implementado en países como Canadá, Estados Unidos y Japón, desde hace algunos años (década de los setenta en Japón). Considerable cantidad de información existe sobre el comportamiento estático y cíclico del sistema SPSW. Un punto importante al respecto es el aprovechamiento de la resistencia post-pandeo de la placa de relleno del muro. Dado que este pandeo ocurre para cargas relativamente bajas, el dimensionamiento de las columnas y vigas que enmarquen a la placa debe basarse en modelos que ya no son lineales ni elásticos.

Se quiere acercar el diseño de SPSW al ámbito de edificios chilenos. Existe un estudio anterior [7] con este objetivo y en algunos aspectos, el presente trabajo es continuación de éste.

## 1.1 Objetivos

El objetivo general de este trabajo es analizar el posible uso de muros de corte de placas de acero como sistema sismorresistente para edificios en Chile.

En forma específica, se tiene como objetivos:

- Señalar aspectos críticos del diseño de un edificio en Chile, usando el sistema SPSW.
- Estudiar el efecto, sobre el diseño de un edificio de acero, de las limitaciones impuestas por NCh433 [32] (referente a deformaciones máximas y corte basal de diseño mínimo).
- Señalar diferencias entre el sistema de arriostramiento “tradicional” (arriostramiento concéntrico o CBF por su nombre en inglés) y el sistema de muros SPSW, en términos de ductilidad y sobrerresistencia.
- Cuantificar diferencias entre comportamiento lineal y no lineal de un edificio de acero, en términos de deformaciones de entre piso y cortes de piso.
- Recomendar factor de reducción de la respuesta,  $R$ , apropiado para el sistema analizado.

## 1.2 Metodología

Se requiere una revisión bibliográfica que permita exponer las cualidades de los muros SPSW que son de interés y/o necesarias para el diseño. Para ello se recurre a publicaciones existentes en la literatura concerniente a este sistema. También se recurre a normas para estudiar procedimientos de diseño. Concretamente, se usan las recomendaciones sísmicas del AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [2] (AISC 341 en adelante).

Para exponer diferencias entre los sistemas resistentes a cargas laterales (SPSW y CBF), se diseñan 3 edificios (de marcos de acero), de planta similar, pero distinta altura, con ambos sistemas. La sollicitación sísmica se calcula de acuerdo a la normativa impuesta por NCh433 y el dimensionamiento mediante normas respectivas al material, incluyendo también las respectivas restricciones que impone la norma sísmica chilena. Parámetros de diseño sísmico no presentes en la norma (para muros SPSW) serán supuestos, asimilando el sistema a otro que aparezca en la norma.

El estudio analítico (no lineal) se realiza sobre un modelo bidimensional, que representa la geometría de los ejes resistentes. Se analiza sólo uno por edificio, utilizando análisis estático no lineal (*pushover*) y dinámico no lineal (historia de respuesta). Para ello se recurre a la plataforma OpenSees.

Se realizan recomendaciones de parámetros de diseño, basadas en los resultados obtenidos del análisis no lineal.

## **CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES**

Esta sección sintetiza la información sobre la cual se apoya este trabajo. Se incluye información introductoria y técnica referente al comportamiento y diseño de muros de corte de placas de acero, usados como el principal sistema sismorresistente en una estructura y también se entregan antecedentes necesarios para poder estudiar el desempeño sísmico de estructuras provistas de este sistema, mediante el análisis no lineal de modelos planos. Se incluye adicionalmente un mínimo de información referente a marcos arriostrados concéntricamente, con la cual es posible dimensionar los elementos principales de un marco de este tipo (arriostramientos, vigas y columnas) y construir modelos que permiten estudiar la respuesta inelástica de este sistema.

También se aborda una metodología (FEMA P695), basada en estudios no lineales de modelos estructurales, que permite caracterizar el desempeño sísmico de edificios para una adopción más racional de parámetros normativos de diseño, asociados a un determinado sistema resistente, como es el factor de modificación de la respuesta ( $R$ ), entre otros. Tal metodología es aplicada en el contexto nacional usando una caracterización del peligro sísmico para parte del territorio chileno.

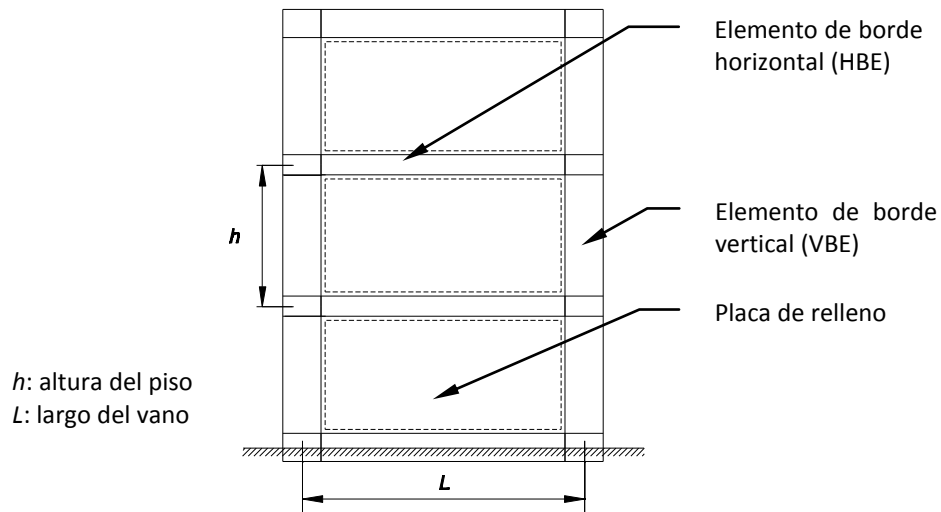
### **2.1 Muros de corte de placas de acero**

#### **2.1.1 Características generales**

Un muro de corte de placas de acero (SPSW) es un sistema estructural que permite proveer de rigidez y resistencia ante cargas laterales (como sismo o viento), a una estructura. Está compuesto por placas verticales de acero (placa de relleno), enmarcadas por columnas y vigas. En un edificio pueden ubicarse en uno o más vanos y distribuirse en la altura de éste. Las columnas y vigas que enmarcan la placa se denominan elementos de borde verticales (VBE) y elementos de borde horizontales (HBE), respectivamente (ver Figura 2-1). Una caracterización general que se encuentra en la literatura relacionada a SPSW [18], es que un muro de esta clase, sujeto a ciclos de deformación inelástica, presenta inicialmente una gran rigidez y en general un comportamiento muy dúctil, pudiendo disipar gran cantidad de energía, por lo cual es considerado un sistema estructural apto para el diseño sísmico de estructuras. Este tipo de muros se ha usado tanto en construcciones nuevas como en la recuperación de estructuras dañadas ([6] y [55]). En función de los requerimientos sísmicos sobre la estructura, la conexión viga-columna, de los elementos de borde, puede ser simple (sistema simple) o de momento (sistema dual) [9].



La Figura 2-1 corresponde al esquema de un SPSW tipo voladizo, de 3 pisos.



**Figura 2-1.** Esquema de un SPSW típico, de 3 pisos.

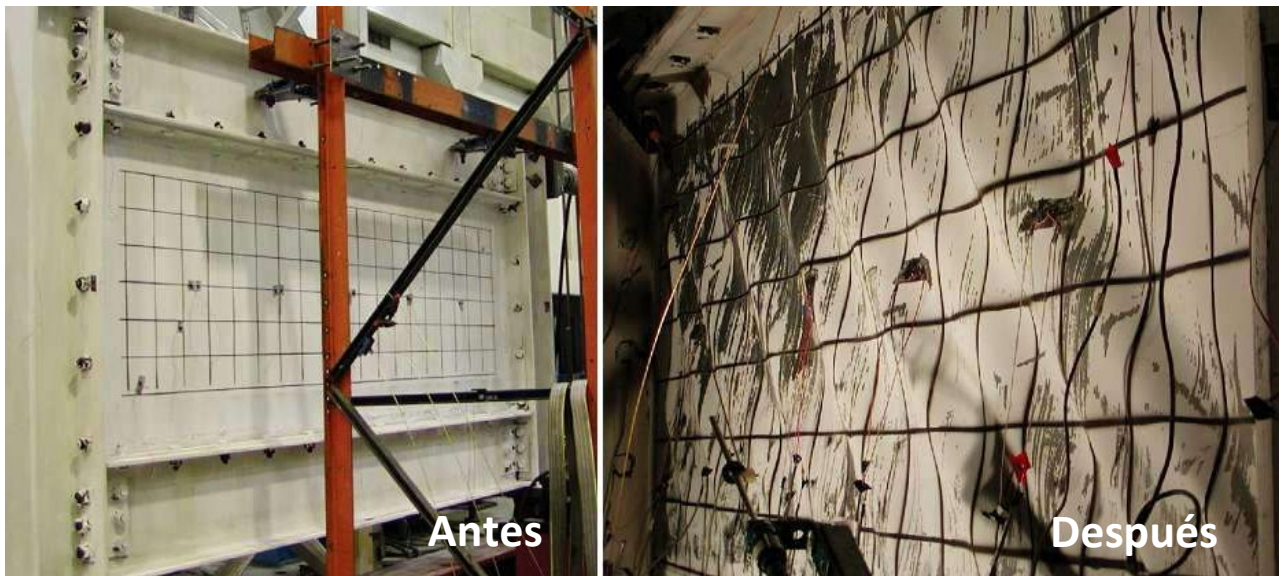
Es de opinión de ingenieros que han implementado el sistema [6], que al comparar un edificio estructurado con SPSW, con uno similar de muros de hormigón armado, el primero tiene la ventaja, además del comportamiento dúctil ya mencionado, de ser más liviano, lo que implica reducción de la masa de la estructura y por lo tanto, de las solicitaciones sobre el suelo de fundación. Otras ventajas son la posibilidad de una construcción más rápida (rapidez propia de la construcción en acero) y el menor espacio en planta requerido, en comparación con el caso de muros de hormigón.

La práctica actual de diseño considera la posibilidad de usar placas atiesadas. Inicialmente (década de los setenta) el estado límite de diseño era el pandeo de la placa de relleno, lo que llevó a detallar muros con placas fuertemente atiesadas, y en consecuencia, diseños no muy económicos, por poseer una gran cantidad de trabajo de conexiones en terreno. Investigaciones posteriores a las primeras aplicaciones realizadas (década de los ochenta), confirman que la resistencia post-pandeo de la placa es considerable [18]. Gracias a esto, ahora se permite que la placa de relleno alcance pandeo en corte y desarrolle un campo diagonal de tracciones, frente a cargas laterales [6].

### 2.1.2 Comportamiento

En lo que sigue, se describe el comportamiento de muros de corte con placas esbeltas, no atiesadas. Muros de dichas características son los que se consideran en este trabajo.

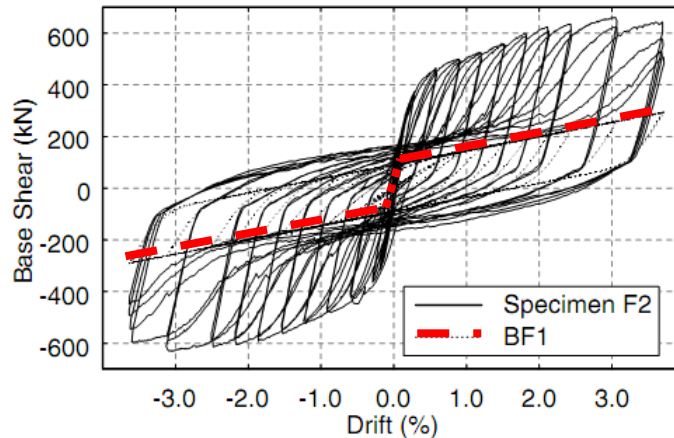
Como se mencionó en la sección anterior, las placas de relleno de un muro que experimenta cargas laterales, llegarán al pandeo en corte, lo que dará paso a la formación de un campo diagonal de tracciones, según la magnitud de la fuerza lateral aplicada. El mecanismo bajo el que se genera el campo de tracciones puede ser descrito en forma cualitativa, suponiendo que la placa de relleno no experimenta cargas gravitacionales, y por lo tanto está sometida sólo a esfuerzos de corte, ante una acción lateral. Se considera además, que la placa está enmarcada por vigas y columnas rígidas. Entonces, para las cargas descritas, se tiene en la zona central de la placa (lejos de las condiciones de borde), un elemento sometido a corte puro, cuyas tensiones principales, de tracción y compresión, se encuentran inclinadas a  $45^\circ$  de la línea de carga horizontal. Las dimensiones usuales para la placa de relleno de un muro (espesor y lados) entregan una alta esbelteza, con lo cual, la resistencia al pandeo es baja. Luego si una carga lateral genera un nivel de compresión diagonal superior al de resistencia al pandeo, la resistencia de la placa recaerá sobre las tensiones principales de tracción [6]. Un ejemplo de este mecanismo se observa en la Figura 2-2, que contiene dos fotografías de un espécimen construido con una placa muy delgada (*Light-Gauge Infill*, de 1.0 mm de espesor) [13] y [18], al inicio y durante un ensayo cíclico cuasi-estático, en que se puede observar los pliegues que se forman en la placa de relleno, debido al mencionado campo de tracciones.



**Figura 2-2.** Especimen de SPSW antes y después de ensayo cíclico [18].

En la Figura 2-2, la fotografía de la derecha corresponde a un instante durante el ciclo 20 de carga y descarga, en el que se midió un factor de ductilidad de 6 (razón entre el desplazamiento último y el de fluencia) y una deriva de 1.82%. Al final de este ensayo se detectó un valor de 12 para el factor de ductilidad y una deriva máxima de 3.7%, cantidades que ilustran el buen comportamiento ante cargas cíclicas. La Figura 2-3 corresponde al ciclo de histéresis registrado durante este ensayo. El diagrama muestra el fenómeno conocido como *pinching* (en este caso, estrechamiento de la superficie encerrada por

la curva, en zonas posteriores a la inversión de la fuerza y del desplazamiento), pero se mantiene estable (sin degradación de la resistencia) [13]. En dicha figura, los investigadores a cargo del ensayo destacan (aquí con línea segmentada) la contribución de los elementos de borde (BF1), la cual fue extraída usando un procedimiento numérico, a partir de los desplazamientos registrados. Ellos encuentran que el 90% de la rigidez inicial es provista por la placa de relleno.



**Figura 2-3.** Ciclo de histéresis en ensayo de Light-Gauge SPSW [13].

El funcionamiento de un SPSW, frente a una fuerza lateral, se asemeja al de una viga alta de acero<sup>1</sup>, en que la fuerza de corte es resistida por la placa de relleno, gracias a la tracción diagonal (similar al alma de una viga alta) y el efecto de volcamiento es resistido por los VBE, mediante tracción y compresión axial (como las alas en tracción y compresión de una viga en flexión). Se ha señalado que tal analogía es válida conceptualmente, pero inadecuada en términos cuantitativos y resulta en diseños muy conservadores [18].

La resistencia al corte de la placa de relleno de un SPSW corresponde a la resistencia post-pandeo de ésta. La magnitud de dicha resistencia depende de la rigidez del “anclaje” que recibe el campo de tracciones, la cual a su vez depende de los elementos de borde usados. Investigadores determinaron la ecuación (2-1) [49], que permite calcular el ángulo de inclinación ( $\alpha$ ) del campo diagonal de tracciones que se origina en un panel (placa + 2 columnas + 2 vigas), medido respecto a la vertical, a partir de las propiedades geométricas de los elementos de borde y de la geometría del panel (distancias a ejes de elementos de borde). Se asume que el pandeo de la placa se produce de forma instantánea junto a la aplicación de la carga lateral.

<sup>1</sup> Esta analogía es recurrente en la literatura asociada a SPSW. El autor de este trabajo no ha encontrado referencias sobre quién la planteó inicialmente.

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_cL} \right)}} \quad (2-1)$$

En que:

- $t$  : espesor de la placa de relleno
- $L$  : largo del vano que cubre el muro
- $A_c$  : área de la sección transversal del VBE
- $h$  : altura del piso
- $A_b$  : área de la sección transversal del HBE
- $I_c$  : inercia de la sección transversal del VBE

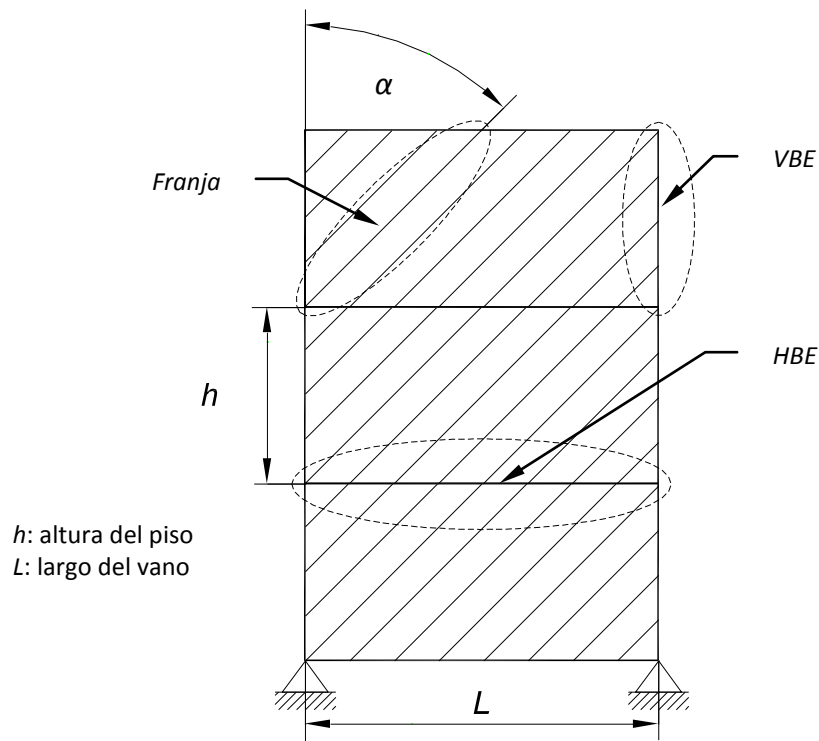
El parámetro  $\alpha$  ha sido utilizado en el desarrollo de modelos útiles tanto para diseñar muros de placas como para caracterizar su comportamiento. Esto se trata en las secciones que siguen.

### 2.1.3 Modelación

En esta sección se presentan algunos modelos analíticos de muros de placas, los cuales pueden ser usados para un diseño previo y/o para predecir la respuesta de un SPSW.

#### 2.1.3.1 Modelo de franjas

Un modelo de SPSW ampliamente aceptado por académicos e ingenieros, es el denominado “modelo de franjas” (*strip model*) [6]. Éste consiste en un modelo de barras, en el que los elementos de borde son representados por elementos viga-columna con las mismas propiedades geométricas y mecánicas que poseen los elementos de borde del muro que se desea modelar y la placa de relleno es representada por un conjunto discreto de barras birrotuladas, que actúan sólo en tracción y que están inclinadas en un ángulo  $\alpha$  con respecto a la vertical, el cuál correspondería al ángulo de inclinación del campo de tracciones, calculado según (2-1). Estas bielas inclinadas poseen un área transversal igual al producto entre el espesor de la placa y el ancho tributario correspondiente a cada una [24]. Esta disposición de elementos supone que el comportamiento del panel es gobernado por el mecanismo de tracción diagonal, por lo que despreca el aporte de la zona en compresión de la placa de relleno [24]. La Figura 2-4 esquematiza el modelo:



**Figura 2-4.** Esquema del modelo de franjas.

La exactitud de este modelo, en cuanto a rigidez y resistencia de un SPSW, ha sido verificada mediante comparaciones con datos experimentales, como en el estudio presentado en [24]. En él se indica que se deben usar al menos 10 franjas (bielas), por panel, para una representación adecuada. En la Figura 2-5 se muestra el diagrama de histéresis del ensayo de un espécimen de SPSW de 4 pisos (línea llena), comparado con la curva de un análisis estático no lineal, obtenida usando el modelo de franjas. Para este análisis se consideró comportamiento elasto-plástico en las bielas y en los elementos de borde. Se aplicaron cargas gravitacionales equivalentes a las aplicadas en el espécimen y se incluyeron efectos  $P-\Delta$ . Se muestra la curva obtenida para 2 valores de  $\alpha$ ,  $42^\circ$  y  $50^\circ$ , los que son cota inferior y superior de este parámetro (para la configuración experimental usada), según los autores. También se incluye la curva correspondiente a sólo el marco circundante. Los autores observan poca diferencia entre las curvas analíticas con distinto  $\alpha$  (se confunden en la figura) e indican que éstas son una buena aproximación de la envolvente de los ciclos de histéresis y que el modelo de franjas entrega una buena estimación de la resistencia última.

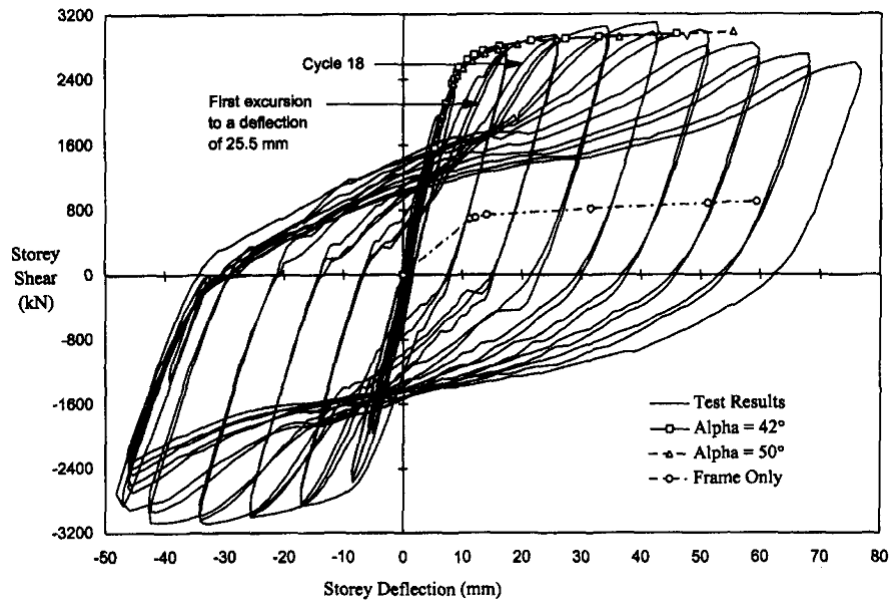


Figura 2-5. Exactitud del modelo de franjas con respecto a datos experimentales [24].

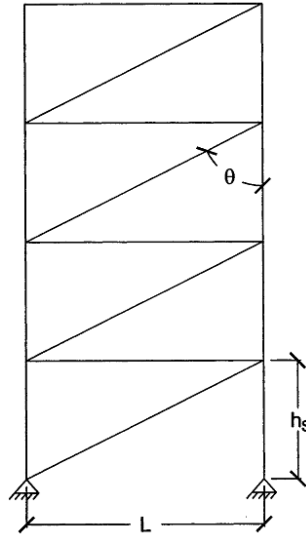
En [6] se menciona que existen otros estudios analíticos que utilizan modelos de elementos finitos y material de comportamiento no lineal, los cuales encuentran muy buena correlación con estudios experimentales. Sin embargo, se ha observado que los medios para realizar este tipo de análisis no están al alcance de todos los ingenieros [6], ya sea por la falta de programas de análisis estructural que admitan el comportamiento no lineal para los elementos o la falta de tiempo para desarrollar modelos complejos, en fases de diseño de un proyecto. El modelo de franjas sí ofrece la posibilidad de ser usado en diseño, sin mayores dificultades, ya que puede ser implementado en programas de análisis estructural comunes [24]. Otra posibilidad, si es soportada por los programas disponibles para análisis, es usar elementos finitos tipo membrana junto a un material ortotrópico. En este caso, se debe orientar las propiedades del material según el ángulo de inclinación del campo diagonal de tracciones [6].

### 2.1.3.2 Enrejado equivalente

Este enfoque es adoptado por la norma canadiense “Limit States Design of Steel Structures” (CAN/CSI S16-01), según se señala en [15] y su uso es sugerido para etapas preliminares del diseño. Se debe confeccionar un modelo de la estructura en el que cada placa de relleno es reemplazada por un arriostamiento diagonal y el tamaño de los miembros es determinado para cumplir con los requisitos de fuerza y/o desplazamientos correspondientes a la estructura. La Figura 2-6 ilustra el modelo descrito, en que  $h_s$ ,  $L$  y  $\theta$  corresponden a la altura de piso, longitud del vano e inclinación de la diagonal entre ejes del vano (medida en relación a la vertical), respectivamente. Con el área  $A$  de las diagonales del enrejado, es posible determinar un espesor equivalente de placas, usando la ecuación (2-2) [15]:

$$t = \frac{2A \sin(\theta) \sin(2\theta)}{L \sin^2(2\alpha)} \quad (2-2)$$

En que  $t$  es el espesor de la placa y  $\alpha$  es el ángulo de inclinación del campo de tracciones, determinado usando (2-1). Con esto es posible realizar una modelación más refinada, usando el modelo de franjas [15] y proseguir con el diseño.



**Figura 2-6.** Esquema del modelo de enrejado equivalente [15].

Un problema con este procedimiento es señalado en [15], en el que se muestra que la resistencia del modelo de franjas (construido usando el espesor de placa determinado con la ecuación (2-2)) es igual a la resistencia del enrejado equivalente sólo si la relación de aspecto del panel considerado es 1:1; para paneles con  $L \neq h$ , la resistencia que provee el modelo de franjas disminuye. Esto se observa en la Figura 2-7. En ella se muestra, con línea llena, la resistencia calculada para el enrejado equivalente de 1 panel (normalizada por la fuerza de diseño) y la resistencia entregada por el modelo de franjas correspondiente (*i.e.*, las bielas en éste representan una placa de espesor calculado según (2-2)), con línea segmentada, para distintas relaciones de aspecto del panel modelado ( $L/h$ ). En general, el modelo de enrejado equivalente entrega una resistencia mayor que la entregada por el modelo de franjas, la cual es juzgada como más cercana a la resistencia del muro modelado. Para suplir esta deficiencia, los autores proponen introducir un factor de corrección,  $\beta$ , en el numerador del lado derecho de (2-2), factor que evalúan según la fórmula (2-3):

$$\beta = \frac{\Omega_S \sin(2\alpha)}{\sin(2\theta)} \quad (2-3)$$

En la ecuación anterior,  $\Omega_s$  es un factor de “sobrerresistencia del sistema”, fijado en 1.2. Con esto, la ecuación (2-2) se reescribe como la ecuación (2-4) [20].

$$t = \frac{2\Omega_s A \sin(\theta)}{L \sin(2\alpha)} \quad (2-4)$$

La ecuación (2-4) se encuentra en el comentario de AISC 341 [3], para ser usada en el procedimiento del enrejado equivalente.

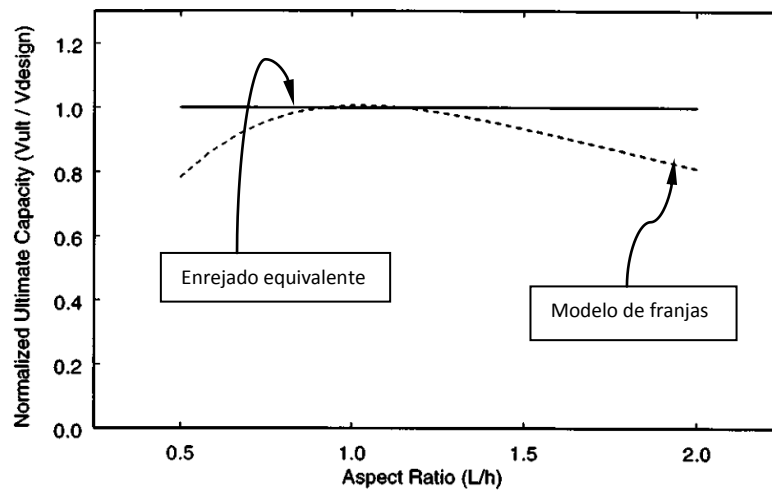


Figura 2-7. Resistencia última vs relación de aspecto del panel [15].

En esta sección se mencionó la resistencia última asociada a un SPSW, lo cual es precisado, en términos prácticos, en secciones siguientes.



## 2.1.4 Aplicaciones

Existen numerosos casos de edificios que poseen muros de corte de placas de acero como su sistema sismorresistente principal. Algunos de ellos se encuentran recopilados en [6], [7] y [9]. A continuación se describen 2 de estos casos (que no figuran en las referencias anteriores): un edificio de 11 pisos, expansión de un centro médico; y otro de 55 pisos, que corresponde a un hotel.

### 2.1.4.1 Edificio North Pavilion Cancer Center

Lo que sigue es síntesis de un artículo publicado en la revista *Modern Steel Construction*, sobre la implementación de SPSW en un edificio [37].

El edificio *North Pavilion Cancer Center* (NPCC) corresponde a una expansión del campus *Providence Portland Medical Center*, de la ciudad de Portland, en el estado de Oregon, Estados Unidos. Este centro pertenece a una red de hospitales sin fines de lucro (*Providence Health & Services*) [40]. El edificio consta de 11 pisos, alcanzando una altura de 160 ft (casi 49 m), y cuenta con un total de 486000 ft<sup>2</sup> (45150 m<sup>2</sup>) de superficie, aproximadamente. La construcción presentaba complicaciones dado lo estrecho del emplazamiento (rodeado por instalaciones del centro médico y una carretera) y también por la cantidad de espacios libres para circulación dentro del edificio y entre éste y los vecinos, que es una exigencia del propietario.

El requerimiento sísmico sobre la estructura es un 50% mayor al de un edificio común de la zona, ya que alberga un servicio básico. El equipo de ingenieros estructurales, a cargo del proyecto, propuso un sistema resistente formado por marcos arriostrados de acero, debido a su economía, pero el número de marcos requerido para satisfacer las demandas de diseño, no habría funcionado bien dentro de la configuración espacial que pedía el dueño.

La siguiente opción era usar muros de corte de hormigón armado, en cajas de ascensor y escaleras. Si bien se podía adecuar los muros dentro del esquema espacial predispuesto, la colocación del hormigón hubiera agregado casi 3 meses más al programa de construcción.

También se consideró el uso de marcos de momento en acero. Para resistir las cargas sísmicas, se necesitaba ubicar marcos perimetrales e interiores. El proyecto contaba con una restricción para las cotas de los pisos, las que tenían que alinearse con las de las instalaciones vecinas, para la circulación entre

ellas. Esto último, sumado a la gran cantidad de infraestructura entre el cielo falso y las losas, no dejaba lugar a las vigas con la altura necesaria según cálculo.

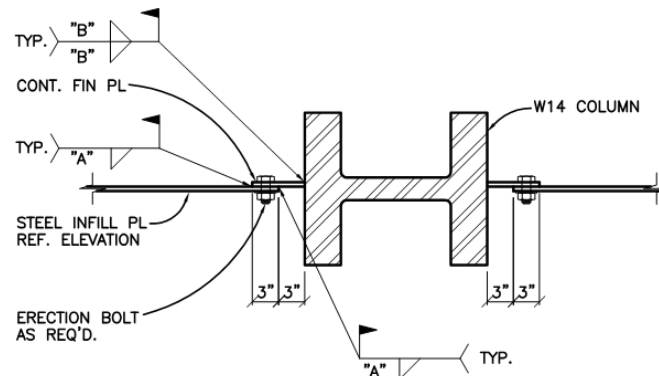
Una nueva solución, que probó ser la adecuada, fue usar muros de corte de placas de acero. Para la fecha (comienzos del 2004), ya se consideraba a estos muros como un sistema más resistente que los marcos arriostrados, por lo que podría adaptarse a la disposición espacial de elementos resistentes que permitía el proyecto. Otra razón para escoger el sistema, fue que su construcción podría adecuarse a los plazos dispuestos. La Figura 2-8 es una fotografía de uno de los muros perimetrales del edificio, en etapas de construcción.



**Figura 2-8.** Muro ubicado en el perímetro del edificio NPCC [37].

En fases tempranas del diseño, se encontró que las solicitaciones sobre los VBE eran bastante grandes, por lo que se pensó en reducir el espesor de placas de relleno (de acero ASTM A36) hasta 1/8 in (3.2 mm), que inicialmente fue proyectado entre 1/4 – 1/2 in (6.4 - 12.7 mm). Esto resultó impracticable debido a los problemas de erección y distorsión por calor durante el proceso de soldadura para placas tan delgadas. Las columnas resultaron ser grandes perfiles doble T, llegando a usar W14×730, en los niveles bajos. Este perfil posee espesores de ala y alma de 125 mm y 78 mm, respectivamente y una masa lineal de 1090 kg/m. El equipo de trabajo (profesionales de diseño y construcción involucrados) señaló que fue un desafío colocar en su lugar dichas columnas tan pesadas. La Figura 2-9 corresponde a una ficha del proyecto, para construcción, con el detallamiento típico de la conexión entre placa y elemento de borde, que en este caso corresponde a una soldadura de terreno entre la placa de relleno (*STEEL INFILL PL* en la figura) y una “aleta” (*FIN PL*) soldada (previamente a la instalación de la placa) a la columna. Destaca el

gran contraste existente entre los espesores del perfil W14 y los espesores de las aletas de conexión y placa de relleno.



**Figura 2-9.** Esquema de conexión entre VBE y placa de relleno en proyecto NPCC [37].

La conexión entre placa y elementos de borde se hizo mediante soldadura. Una unión apernada resultaba poco práctica, pues por cálculo se requerían perforaciones cada 8 in (203 mm), centro a centro, lo cual era una dificultad extra, desde el punto de vista de tolerancias constructivas. Por último, se destaca el sistema de fundaciones, el cual se trata de losas de fundación de entre 6 y 8 ft (1.8 y 2.4 m) de espesor. No se especifica si las condiciones del suelo llevaron a tales espesores para el sistema de fundación, aunque es posible inferir que, en gran parte, tales dimensiones se deben a los requerimientos que impone el sistema resistente lateral, pues en el artículo [37] se indica que se especificaron pernos de anclaje de hasta 4 in (101.6 mm) de diámetro, con longitudes de anclaje de hasta 84 in (2.1 m), para poder desarrollar las fuerzas de tracción debido al volcamiento.

#### 2.1.4.2 Edificio Los Angeles Convention Center Hotel and Condominium

A continuación se resumen aspectos generales (relativos a la estructura) de un rascacielos provisto de muros de corte de placas de acero. Los detalles se encuentran en la publicación original [58], de la cual este punto es un extracto.

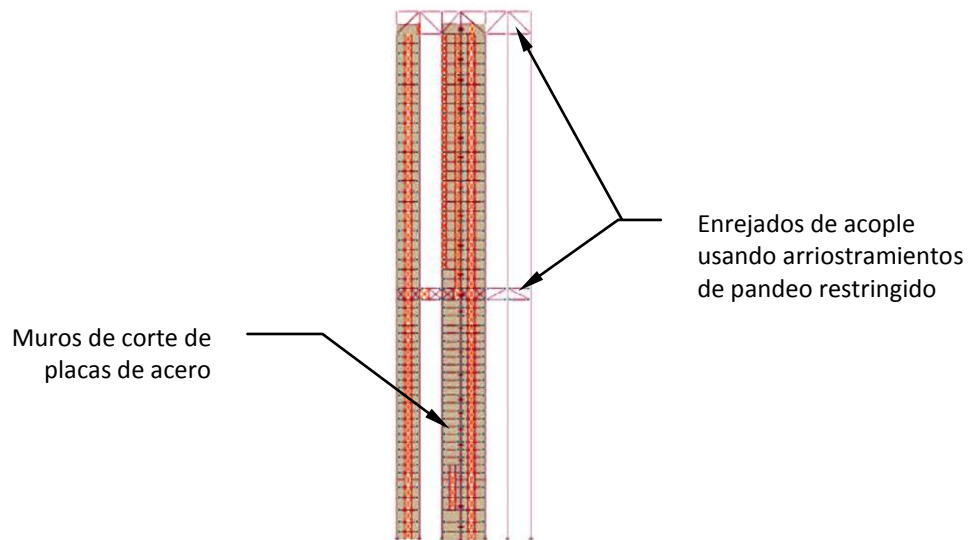
La obra denominada *Los Angeles Convention Center Hotel and Condominium* (LACCHC) es un edificio de 55 pisos, que abarca casi 1200000 ft<sup>2</sup> (111500 m<sup>2</sup> aproximadamente) de espacio en planta, alcanzando una altura, sobre la calle, de 654 ft (199 m). El nombre anterior corresponde al que se le otorga en el artículo original, actualmente esta torre puede ser identificada por el título de *L.A. Live Hotel & Residences*, el cual es parte de un distrito de deportes y entretenimiento, conocido como *L.A. Live*, en la ciudad de *Los Angeles*, del estado de California, Estados Unidos. La Figura 2-10 muestra vistas exteriores del edificio.



**Figura 2-10.** Vistas exteriores de torre LACCHC [28].

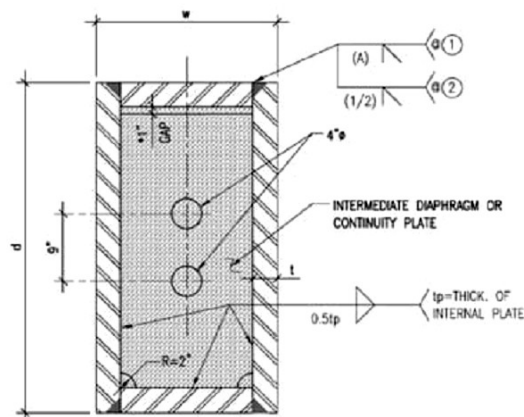
La construcción se divide en 55 pisos de estructura de acero, sobre un subterráneo de 3 niveles, este último de muros de hormigón armado. La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada por muros de corte de placas de acero ASTM A36, de espesores que varían entre  $3/8 - 1/4$  in (9.5 - 6.4 mm), elementos de borde horizontales conformados con perfiles doble T, unidos mediante conexiones de momento a los elementos de borde verticales, los cuales son columnas rectangulares compuestas, de acero y hormigón. Los muros fueron ubicados en zonas adyacentes a elementos de circulación vertical. Se diseñó un sistema de acople entre elementos verticales resistentes, el que consiste en un enrejado con diagonales de pandeo restringido (ver Figura 2-14), ubicado a media altura (de 1 piso de altura) y a nivel de la azotea del edificio (de 2 pisos de altura). Este sistema permitió reducir la relación de aspecto del edificio de 20:1 a 10:1, según los autores del artículo. La Figura 2-11 muestra un esquema de los muros de placas junto al enrejado de acoplamiento entre ellos.

Para la época en que se inició el proyecto (comienzos del 2005), el equipo de ingenieros no contaba con códigos de diseño establecidos para el sistema de muros de placas propuesto, requiriendo entonces procedimientos alternativos. Tampoco existían proyectos similares en dicha zona (sur de California). No obstante, la norma AISC 341 (nueva propuesta para la fecha) sí contenía requisitos de diseño para SPSW y también se estaba desarrollando una guía de diseño de SPSW (AISC DG20), por lo que estos documentos pasaron a ser la base del trabajo realizado.



**Figura 2-11.** Esquema del sistema resistente en torre LACCHC [58].

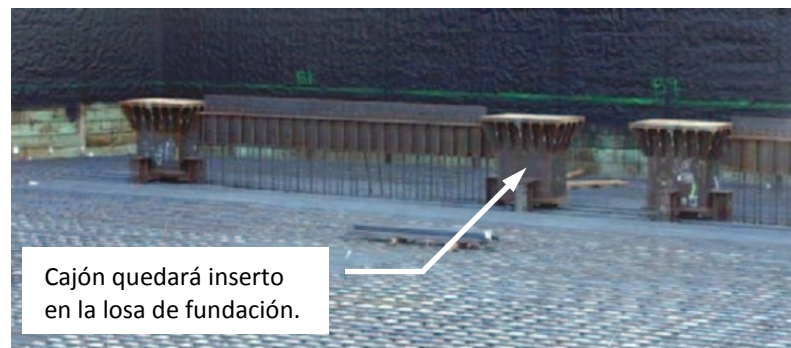
Los autores señalan la variedad de fuerzas que deben resistir los VBE, como son: fuerzas debido a la fluencia de las placas, demandas por flexión por ser parte de un marco de momento y cargas gravitacionales, con lo cual, indican, es claro que estos elementos resultarán en grandes columnas. Las columnas compuestas que se usaron como VBE corresponden a perfiles cajón soldados, cuyas placas tienen una tensión nominal de fluencia de 50 ksi (345 MPa), rellenos con hormigón de 8 ksi (55 MPa) de resistencia nominal a compresión. Se determinó que ésta era la configuración óptima, según un criterio de desempeño y constructibilidad, después de un estudio exhaustivo entre varias formas geométricas. En la Figura 2-12 se observa el esquema de una de estas columnas, especificando las soldaduras de penetración usadas para unir las paredes del cajón y de filete para unir un diafragma horizontal, usado en el confinamiento del hormigón y también como atiesador de las paredes en las zonas de unión con vigas.



**Figura 2-12.** Esquema de VBE en proyecto LACCHC [58].

Las dimensiones de estos VBE son típicamente  $24 \times 44$  in ( $609.6 \times 1117.6$  mm), con espesores de pared variando entre 1 - 4 in ( $25.4 - 101.6$  mm).

El enfoque usado para diseñar las fundaciones del edificio fue el de mantener el comportamiento elástico en éstas, de modo que la fluencia ocurriera en los muros de placas y enrejados de acople. Con esto, se diseñó una losa de fundación de espesor variable entre 8 - 6 ft ( $2.4 - 1.8$  m). Para poder transferir la carga axial máxima desarrollada en los VBE, que en algunos casos alcanzó 28000 kip ( $124550$  kN), se anclaron estos elementos usando un cajón embebido en la losa de fundación (ver Figura 2-13), similar al perfil metálico de la columna, en lugar de una gran cantidad de pernos de alta resistencia, que era la otra opción considerada.



**Figura 2-13.** Cajones para anclaje de VBE en fundación en proyecto LACCHC [58].



**Figura 2-14.** Diagonales de pandeo restringido de torre LACCHC en piso 26 [16].

En los dos casos de edificios mostrados se observa el gran tamaño de los VBEs, necesarios para satisfacer los requerimientos de diseño planteados en cada proyecto. Esta característica se repite en los diseños presentados en este trabajo, en el Capítulo 3.

### 2.1.5 Criterios de diseño

En esta sección se presenta una recopilación de los criterios de diseño para SPSW que se presentan en *AISC Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls* (AISC DG20) [6]. Los criterios que se muestran en AISC DG20 son producto de numerosos trabajos analíticos y experimentales realizados en el tema, junto a la experiencia de profesionales que han implementado este sistema [6]. En este punto se agregan también criterios que surgen de trabajos de investigación más recientes, posteriores a la publicación de dicha guía. Estos criterios se aplican a los tipos de muros considerados en este trabajo (muros con placas esbeltas, sin atiesadores).

Si bien se señaló antes que la resistencia al corte, atribuida a la placa, se basa en un estado último, post-pandeo, también se debe notar que existen otros mecanismos de falla para un SPSW, y que pueden mermar la resistencia basada en el campo de tracciones. Algunos de los modos de falla reconocidos para un SPSW se enumeran a continuación [5]:

1. Pandeo de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de compresión
2. Fluencia de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de tracción
3. Rotura de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de tracción
4. Falla en flexión de los HBEs o de sus conexiones
5. Falla de la conexión que une la placa con los elementos de borde
6. Falla en compresión de los VBEs
7. Rotura en tracción de empalmes de los VBEs
8. Falla de la placa base de los VBEs, en compresión o levantamiento
9. Falla de la fundación del muro

La falla por fluencia de la placa de relleno es considerada como el mejor modo de falla, en términos de ductilidad, y debiera establecerse como la falla que controle en diseño sísmico [9].

Los criterios de diseño de SPSW recopilados en este trabajo, permiten establecer un proceso de diseño que, en términos simples, consiste en determinar el espesor de placas de relleno a partir de la sollicitación impuesta por la norma de diseño sísmico de edificios que aplica y posteriormente realizar el diseño por capacidad de los elementos de borde y sus conexiones, para lograr que la placa de relleno alcance la fluencia en toda su extensión. Dicho proceso fue aplicado en este trabajo, para el

dimensionamiento de 3 estructuras de distinta altura, con el sistema SPSW. Los diseños son descritos en el capítulo 3.

A continuación se presentan los criterios para realizar el diseño de los componentes principales de un muro de corte de placas de acero.

### 2.1.5.1 Diseño de placa de relleno

Aprovechando el hecho de que el modelo de franjas ha sido capaz de entregar el valor de resistencia última de un SPSW con buena exactitud, como se señaló antes, investigadores propusieron estimar analíticamente esta resistencia, a partir del estudio de mecanismos de colapso plástico de este modelo [15]. La Figura 2-15 (tomada del artículo original) ilustra el mecanismo supuesto para un panel, en el que los elementos de borde están unidos entre sí mediante conexiones simples, por lo que el colapso se obtiene cuando todas las franjas han entrado en fluencia. La carga lateral que provoca esta condición es identificada como la resistencia última (o corte plástico) del panel.

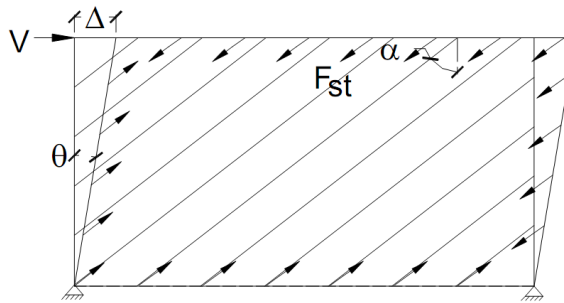


Figura 2-15. Mecanismo de colapso plástico para SPSW de 1 piso [15].

Para la situación esquematizada en la Figura 2-15, la resistencia es dada por la siguiente ecuación:

$$V_p = \frac{1}{2} F_y t L \sin(2\alpha) \quad (2-5)$$

Los autores también consideran la resistencia que aporta el marco circundante a la placa y determinan la siguiente expresión para la resistencia de un panel con conexiones de momento entre sus elementos de borde:

$$V_p = \frac{1}{2} F_y t L \sin(2\alpha) + \frac{4M_p}{h} \quad (2-6)$$



En las ecuaciones (2-5) y (2-6), los parámetros corresponden a los siguientes:

- $V_p$  : corte plástico del panel
- $F_y$  : tensión de fluencia de la placa
- $t$  : espesor de la placa de relleno
- $M_p$  : el menor de los momentos plásticos de los elementos de borde

El resto de los parámetros se ha sido definido en secciones anteriores.

Los resultados entregados por las ecuaciones (2-5) y (2-6) fueron comparados con resultados experimentales y buena concordancia fue encontrada. En promedio, se observó que la ecuación (2-5) arrojó resultados menores en un 5.9% en relación a los experimentales y la ecuación (2-6) arrojó resultados un 17% mayor a los experimentales. Indican además, a partir de sus observaciones, que los resultados obtenidos al despreciar la contribución de los elementos de borde a la resistencia, serán conservadores.

Los autores del estudio propusieron además un método para dimensionar las placas de relleno para un muro de varios pisos, el cual consiste en igualar el corte plástico (de un panel) al corte sísmico aplicado en el muro que se quiere diseñar. Dicha fuerza de corte es la que proviene del código de diseño sísmico de edificios que se esté usando y no se considera el aporte de los elementos de borde en la resistencia al corte. Siguiendo esto, plantean la ecuación (2-7) para determinar el espesor de placa requerido en cada piso:

$$t_i = \frac{2V_i\Omega_s}{F_y L \sin(2\alpha_i)} \quad (2-7)$$

En (2-7), el índice  $i$  se refiere al número de piso. El término  $V_i$  representa el corte sísmico en el piso  $i$  que es recibido por el muro. El factor  $\Omega_s$  es aquél usado en las ecuaciones (2-3) y (2-4). Este término es introducido para mantener consistencia con los parámetros de diseño sísmico supuestos. En el artículo [15] se presenta el esquema de la Figura 2-16 para explicar la adición de este factor. Dicho esquema supone ser una curva genérica de corte basal vs desplazamiento de una estructura.

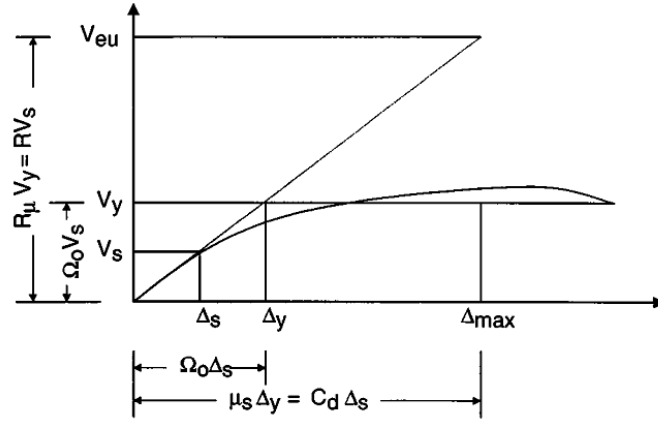


Figura 2-16. Curva genérica de análisis *pushover* [15].

La simbología usada en la Figura 2-16 tiene el siguiente significado:

- $R, R_\mu$  : factor de modificación de la respuesta, factor de ductilidad estructural, respectivamente
- $V_{eu}, V_y, V_s$  : corte basal elástico último, corte basal de fluencia, corte basal de diseño, respectivamente
- $\Delta_{max}, \Delta_y, \Delta_s$  : desplazamiento correspondiente al corte basal elástico último, al corte basal de fluencia y al corte basal de diseño, respectivamente
- $\mu$  : factor de ductilidad de desplazamiento
- $\Omega_0$  : factor de sobrerresistencia

Usando el diagrama anterior, se explica que el factor de reducción, usado para estimar las demandas sísmicas de diseño ( $V_s$ ), se compone de 2 factores,  $R_\mu$  y  $\Omega_0$ . Aceptando que el corte plástico de un SPSW corresponde al corte basal de fluencia definido en la figura anterior, se entiende que este valor deba ser dividido por el factor de sobrerresistencia para ser comparable con el corte basal de diseño, es decir:

$$V_s = \frac{V_{eu}}{R} = \frac{V_{eu}}{R_\mu \Omega_0} = \frac{V_y}{\Omega_0} = \frac{V_p}{\Omega_0} \quad (2-8)$$

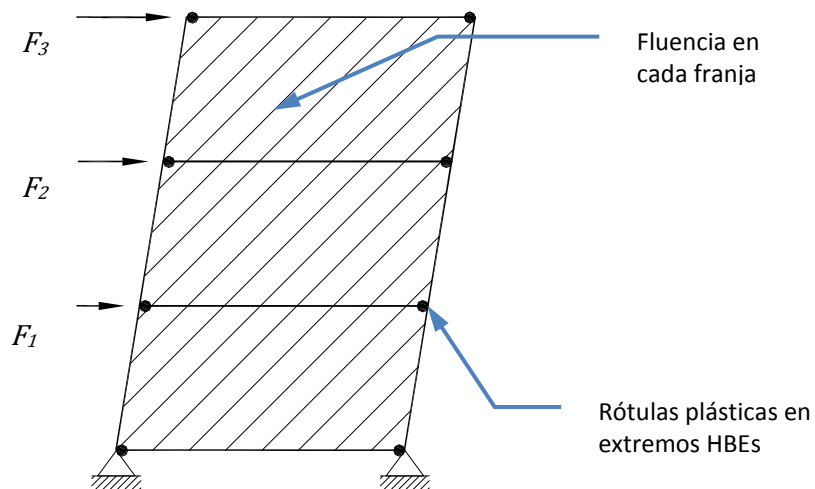
Al reemplazar en (2-8) el valor de  $V_p$  según (2-5) se llega a (2-7), salvo una diferencia en el subíndice del factor de sobrerresistencia. Esto se debe a que en la Figura 2-16 se identifica un valor general de sobrerresistencia para la estructura, el cual depende del diseño (diseño controlado por desplazamiento lateral o controlado por resistencia), de la sobrerresistencia de los materiales y del sistema estructural, asociado a la diferencia entre la resistencia última y la de primera fluencia significativa. Los autores señalan que de las 3 fuentes de sobrerresistencia mencionadas, sólo la última es de importancia para el diseño de SPSW ( $\Omega_0 = \Omega_s$ ). Lo anterior supone que se realiza un diseño por capacidad de todos los

demás elementos que componen el panel, en el que sí se considera la sobrerresistencia del material de la placa. Basándose en resultados de análisis estático no lineal, indican que el valor de  $\Omega_S$  puede variar entre 1.1 y 1.5, y recomiendan ejecutar un análisis tipo *pushover* para tener mayor certeza o fijarlo conservadoramente en 1.5. Posteriormente a la publicación de [15], el sistema de SPSW fue adoptado por FEMA 450 [20] y el valor de  $\Omega_S$  fue fijado en 1.2 [6].

Como se ha mencionado ya, la resistencia que provee la placa de relleno proviene de un modo de falla dúctil de ésta, que corresponde al de un mecanismo de tracción diagonal. En la parte anterior se mostraron expresiones que estiman la resistencia última de un panel. Este mecanismo de falla es extendido a SPSW de varios niveles [15], el cual se resume en:

- Fluencia a lo largo de las placas de relleno en cada piso.
- Formación de rótulas plásticas en los extremos de HBEs intermedios<sup>2</sup>.
- Formación de rótulas plásticas en los HBEs de anclaje<sup>3</sup> o en la base y nivel de techo (último piso) en los VBEs.

El mecanismo descrito, conocido como “mecanismo uniforme” en la literatura relacionada, se ilustra en la Figura 2-17, usando el modelo de franjas (en este caso particular se consideran rótulas plásticas en los HBEs de anclaje y no en los extremos de los VBEs).



**Figura 2-17.** Mecanismo plástico uniforme.

<sup>2</sup> Se denomina HBEs intermedios a los que tienen ubicadas placas de relleno sobre y bajo ellos.

<sup>3</sup> Se denomina HBEs de anclaje a los que poseen placa de relleno sólo abajo o sólo arriba de ellos.

Una opción para que la situación mostrada en la Figura 2-17 sea factible, es realizar un diseño por capacidad ([6], [15]) de los elementos de borde y conexiones, de manera que puedan soportar las fuerzas que se desprenden de la fluencia en toda la extensión de la placa de relleno, antes de presentar fallas (salvo las rótulas plásticas ya mencionadas).

Las cargas sobre los elementos de borde, originadas por la fluencia de las placas, pueden ser estimadas como cargas uniformemente distribuidas sobre los ejes centroidales de HBEs y VBEs. Estas cargas, denominadas *componentes horizontal y vertical* del campo de tracciones, según corresponda, pueden calcularse a través de las siguientes fórmulas:

$$\omega_{xci} = F_{yp} t_{wi} \sin^2 \alpha_i \quad (2-9)$$

$$\omega_{yci} = \frac{1}{2} F_{yp} t_{wi} \sin 2\alpha_i \quad (2-10)$$

$$\omega_{xbi} = \frac{1}{2} F_{yp} t_{wi} \sin 2\alpha_i \quad (2-11)$$

$$\omega_{ybi} = F_{yp} t_{wi} \cos^2 \alpha_i \quad (2-12)$$

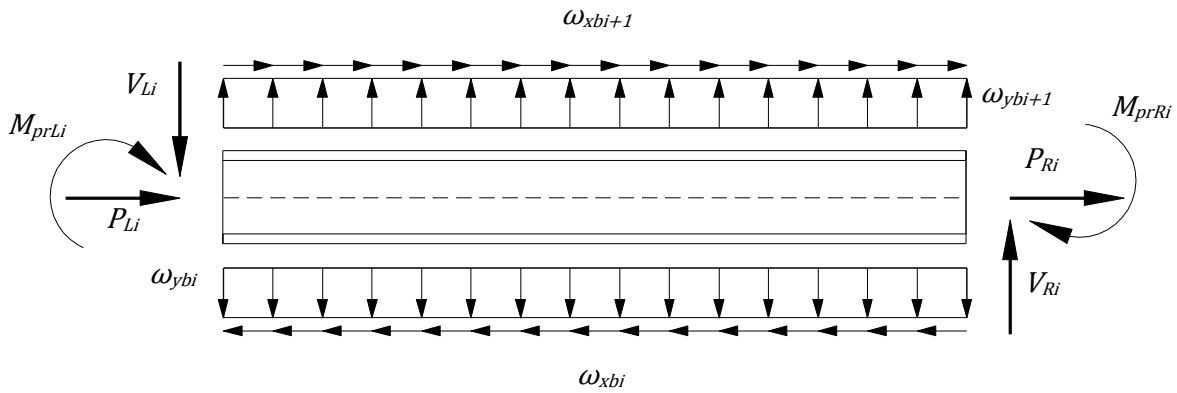
En las fórmulas (2-9) a (2-12), las variables son las siguientes:

- $\omega_{xci}, \omega_{yci}$  : componente horizontal (x) y vertical (y) del campo de tracciones, sobre un VBE (c) ubicado en el piso *i*
- $\omega_{xbi}, \omega_{ybi}$  : componente horizontal (x) y vertical (y) del campo de tracciones, sobre un HBE (b) ubicado en el piso *i*
- $F_{yp}$  : tensión de fluencia del acero de la placa del piso *i* (se asume que el mismo acero es usado en todos los pisos)
- $t_{wi}$  : espesor de la placa del piso *i*
- $\alpha_i$  : ángulo de inclinación del campo de tracciones para la placa del piso *i*, calculado según (2-1)

Las fórmulas (2-9) a (2-12) pueden derivarse al plantear el equilibrio de un elemento de área de una placa en fluencia. La deducción puede ser vista en [6]. En este trabajo se usaron estas fórmulas para el diseño de los elementos de borde, como se detalla en las secciones que siguen. La notación que se use en adelante será consistente con la de las ecuaciones presentadas. En lo que sigue, además, implícitamente se supone una condición como la mostrada en la Figura 2-17, es decir, fuerzas horizontales estáticas actuando sobre un muro, en cada piso, con sentido de izquierda a derecha.

### 2.1.5.2 Diseño de elementos de borde horizontales

Una vez determinado el espesor de placa que se requiere en cada nivel de un muro, usando (2-7), es posible dimensionar los elementos horizontales de borde, siguiendo supuestos sobre las fuerzas a las que estarán sometidos en una situación en que las placas bajo y/o sobre éstos entren en fluencia. En este contexto, un HBE típico experimenta carga axial, debido a la componente horizontal del campo de tracciones y a las reacciones sobre los VBE, flexión y corte, debido a la componente vertical del campo de tracciones. También deben considerarse los esfuerzos que resultan de las deformaciones del marco que forman los elementos de borde y las posibles cargas gravitacionales que reciba el HBE, como vigas secundarias que se apoyen en él. La Figura 2-18 muestra un diagrama de cuerpo libre de un HBE (intermedio) típico.



**Figura 2-18.** Diagrama de cuerpo libre de HBE (intermedio) típico.

Como se muestra en la figura, el HBE<sub>*i*</sub> corresponde a la viga de borde ubicada a nivel de cielo del piso *i*. Los términos en la figura anterior corresponden a los siguientes:

- $M_{prLi} (M_{prRi})$  : momento plástico reducido en la sección transversal del HBE del piso *i*, en el extremo izquierdo (derecho)
- $V_{Li} (V_{Ri})$  : corte esperado en la sección transversal del HBE del piso *i*, en el extremo izquierdo (derecho)
- $P_{Li} (P_{Ri})$  : carga axial en la sección transversal del HBE del piso *i*, en el extremo izquierdo (derecho)
- $\omega_{xbi} (\omega_{ybi})$  : componente horizontal (vertical) del campo de tracciones sobre el HBE del piso *i*

En lo que sigue, se entregan los criterios para calcular las fuerzas descritas.

### 2.1.5.2.1 Módulo plástico mínimo

Existe un estudio (analítico y experimental) [55], en el cual se deriva un requerimiento para HBEs de anclaje, de modo que éstos puedan resistir las fuerzas de la placa en fluencia, sin que se produzcan rótulas plásticas en el vano de la viga. La formación de una rótula plástica dentro del vano de un elemento de borde es considerada una situación indeseable, según se plantea en la referencia, pues puede actuar en contra de la fluencia progresiva a lo largo de la placa de relleno, debido a excesivas deformaciones transversales de la viga, que son previstas para tal situación. El requerimiento consiste en un valor mínimo para el módulo plástico del HBE y es deducido analíticamente, a través del estudio de mecanismos de colapso plástico para una viga aislada, con distintas condiciones de momento en los extremos y sometida a cargas uniformes, perpendiculares a su eje centroidal. El cálculo no será reproducido aquí, pero en términos simples, puede decirse que corresponde a escribir una ecuación para el momento flector en la viga ( $M$ ), en función de la posición  $x$  a lo largo de ella, de los momentos en los extremos y de la carga aplicada, para luego encontrar el máximo de  $M(x)$ . Posteriormente se busca la combinación de parámetros tal que el máximo momento sea menor o igual al momento en los extremos y que se produzca a lo más en un extremo de la viga (extremo izquierdo, dado el sentido asumido para las cargas sobre la viga). Esto resulta en la siguiente ecuación:

$$Z_{min} = \frac{\omega L^2}{4F_{yb}} \left( \frac{1}{1 + \sqrt{1 - \beta_{RBS}^2}} \right) \quad (2-13)$$

En que:

- $Z_{min}$  : valor mínimo para el módulo plástico del HBE, a fin de evitar la formación rótulas plásticas al interior del vano
- $\omega$  : carga distribuida uniforme, perpendicular al eje centroidal de la viga
- $L$  : largo de la viga
- $F_{yb}$  : tensión de fluencia del acero del HBE
- $\beta_{RBS}$  : razón entre el módulo plástico en los extremos del HBE y al interior

En relación a la ecuación (2-13) se destaca lo siguiente:

1. El valor de  $\omega$  a usar debe considerar tanto la componente vertical del campo de tracciones (2-12) como otro tipo de cargas existentes (gravitacionales por ejemplo).
2. En la deducción se supone que  $L$ , el largo del elemento, es también la distancia que separa los puntos de máximo momento (momentos en los extremos), luego este valor puede ser

reemplazado por una estimación que se tenga sobre la ubicación de rótulas plásticas en ambos extremos del HBE. Se observa que una cierta reducción en el valor de  $L$  puede significar una disminución considerable de  $Z_{min}$ .

3. El término  $\beta_{RBS}$  es para considerar una reducción en la capacidad en los extremos de la viga, debido al uso de sección reducida (RBS), es decir  $\beta_{RBS} = Z_{RBS}/Z$ .

Cabe destacar que en la formulación desarrollada en [55] para deducir la ecuación (2-13), el considerar  $\beta_{RBS} < 1$  implica que el máximo momento, como se mencionó antes, no se origina en el extremo izquierdo, sino que su posición se desplaza hacia el interior del vano, en función de la magnitud de  $\beta_{RBS}$ .

En este trabajo no se contempla el uso de vigas con sección reducida en la zona de conexión con la columna, por lo que  $\beta_{RBS} = 1$ . Con esto último, (2-13) es equivalente a decir que la resistencia mínima requerida de un HBE de anclaje con conexiones de momento, corresponde al doble de aquella requerida para una viga simplemente apoyada. El autor de este estudio ([55]) hace notar, sin embargo, que un elemento de borde simplemente apoyado no contribuye a la disipación de energía en el caso de un evento sísmico ni tampoco a la resistencia lateral.

Este requerimiento puede adaptarse para usarlo sobre HBEs intermedios, como se indica en [35]. Esto se hace usando la diferencia entre las componentes verticales del campo de tracciones, que se producen bajo y sobre el HBE intermedio, como carga distribuida.

Lo anterior se usó en este trabajo como criterio de selección inicial de secciones transversales adecuadas para los elementos horizontales de borde. Concretamente,  $Z_{xi}$ , el valor del módulo plástico de un elemento de borde en el piso  $i$ , es:

- Para HBE intermedio:

$$Z_{xi} \geq \frac{(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1} + \omega_u)L_h^2}{4F_{yb}} \quad (2-14)$$

- Para HBE de anclaje:

$$Z_{xi} \geq \frac{(\omega_{ybi} + \omega_u)L_h^2}{4F_{yb}} \quad (2-15)$$

El término  $\omega_u$  es la carga gravitacional sobre la viga y  $L_h$  es la separación entre posibles rótulas plásticas.

En las ecuaciones anteriores se puede observar que para los HBEs de anclaje, según la longitud del vano que cubra el muro y del espesor de la placa usada en el primer y último piso, el requerimiento de módulo plástico mínimo puede ser bastante exigente, resultando en un tamaño considerable para el elemento. En el caso de los elementos intermedios, las componentes verticales del campo de tracciones, bajo y sobre éstos, pueden llegar incluso a cancelarse (si las placas son del mismo espesor por ejemplo), resultando en exigencias mínimas.

En las secciones que siguen, se proveen fórmulas para calcular fuerzas axiales, de corte y momento, para diseñar elementos horizontales de borde. Estas fórmulas son recolectadas de 3 fuentes ([12], [42] y [43]). En ellas se ha seguido el mismo procedimiento, el cual, basado en el diagrama de cuerpo libre de un HBE que experimenta fuerzas desprendidas de la fluencia de las placas de relleno (ver Figura 2-18), permite calcular las solicitaciones sobre el HBE, en un contexto de diseño por capacidad.

#### 2.1.5.2.2 Fuerza axial

La sollicitación axial en el elemento de borde horizontal proviene al menos de 3 fuentes identificadas:

1. Reacción de VBEs sobre HBE debido a la componente horizontal del campo de tracciones sobre los primeros ( $P_{VBE}$ ).
2. Componente horizontal del campo de tracciones sobre el HBE ( $P_{webx}$ ).
3. Componente vertical del campo de tracciones sobre el HBE ( $P_{weby}$ ).

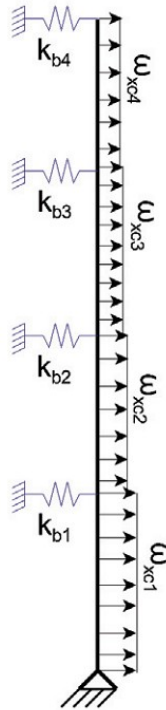
Una descripción intuitiva presente en la literatura [12], para la primera fuente, señala que es el efecto de compresión de los VBEs sobre el HBE debido a que los primeros son “atraídos” hacia el interior del muro, por la placa. Puede ser calculado como sigue:

$$P_{VBE} = \omega_{xci} \left( \frac{h_i}{2} - \frac{d}{2} \right) + \omega_{xci+1} \left( \frac{h_{i+1}}{2} - \frac{d}{2} \right) \quad (2-16)$$

En la ecuación (2-16),  $h_i$  corresponde a la altura del piso  $i$  y  $d$  a la altura de la sección transversal del HBE para el cual se calcula la fuerza axial. Esta fórmula supone estimar los efectos de “atracción” de las columnas hacia el interior, usando la componente horizontal  $\omega_{xci}$  multiplicada por una distancia tributaria al HBE, en este caso, la mitad de la altura del piso superior e inferior. Otra posibilidad, sugerida en [12], es construir un modelo de todos los VBEs a un costado del muro, usando barras verticales, con un



apoyo simple en la base y apoyos elásticos en cada nivel de piso. La rigidez de dichos apoyos es dada por la rigidez axial del HBE de cada piso. Lo anterior se ilustra en la Figura 2-19:



**Figura 2-19.** Modelo de VBE de 4 pisos, con apoyos elásticos [12].

La rigidez de cada resorte en el nivel  $i$  se calcula como:

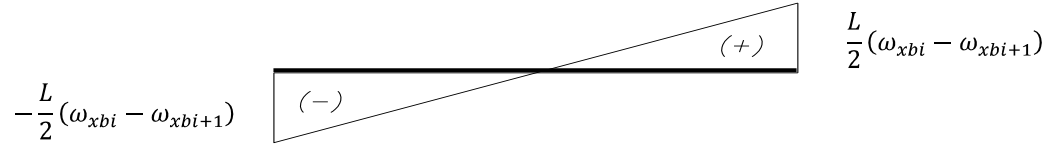
$$k_{bi} = \frac{E_s A_{bi}}{L/2} \quad (2-17)$$

Siendo  $A_{bi}$ ,  $L$  y  $E_s$  el área de la sección transversal, el largo y el módulo de elasticidad del acero para el HBE para el piso  $i$ , respectivamente. Al modelo mostrado se deben aplicar las componentes horizontales del campo de tracciones sobre cada VBE y las reacciones en los resortes corresponden entonces a las fuerzas  $P_{VBE}$  en los HBEs. Este procedimiento no entrega resultados muy distintos del enfoque anterior que usa largos tributarios, según se plantea en [12]. En este trabajo, por simplicidad, se usó la ecuación (2-16).

La segunda fuente de carga axial provoca un efecto que puede ser calculado usando la siguiente expresión, en función de la posición  $x$  a lo largo de la viga:

$$P_{webxi}(x) = \left(x - \frac{L}{2}\right) (\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1}) \quad (2-18)$$

Según lo anterior, el diagrama de esfuerzo axial, sólo considerando este segundo efecto, tiene la forma mostrada a continuación en la Figura 2-20 (se considera compresión con signo negativo):



**Figura 2-20.** Diagrama de fuerza axial en HBE intermedio debido a componente horizontal del campo de tracciones.

Los valores mostrados en la Figura 2-20, cargas axiales en los extremos, resultan de usar  $x = 0$  (para el extremo izquierdo) y  $x = L$  (para el extremo derecho) en (2-18). El diagrama mostrado es esquemático y supone que la magnitud del campo de tracciones en el piso inferior es mayor que la de éste en el piso superior, resultando en una carga distribuida horizontal con sentido de derecha a izquierda según la figura, lo que típicamente ocurriría para un HBE intermedio. Para un HBE de anclaje en la base del muro, el diagrama se invierte.

El efecto en la carga axial debido a la tercera fuente mencionada, surge al considerar un estado biaxial de tensiones planas para el alma de un HBE y de suponer que los VBEs constituyen una restricción para las deformaciones axiales del elemento horizontal. Imponiendo condiciones de compatibilidad de deformaciones para un elemento de área en el alma de un HBE, se deriva la expresión siguiente:

$$P_{webyi} = \frac{\nu(\omega_{ybi} + \omega_{ybi+1})}{2} h_w \quad (2-19)$$

En la ecuación (2-19),  $\nu$  es el módulo de Poisson del acero y  $h_w$  la altura del alma del HBE. La derivación de esta fórmula puede ser vista en [42] ó [43]. Este efecto tiene un menor impacto en la carga axial, del orden del 5% del total, según comentan los autores, por lo que se decidió no considerarlo en los diseños de este trabajo. El estado tensional biaxial del alma de un elemento de borde, mencionado más arriba, es precisado con un poco más de atención en una sección posterior, en que se hace referencia a la reducción del momento plástico de un HBE.

Al combinar los tres efectos de carga axial descritos, se tiene la fórmula (2-20) para esta fuerza en una coordenada  $x$  a lo largo de un elemento de borde horizontal (medido de izquierda a derecha):

$$\begin{aligned}
P_i(x) = & - \omega_{xci} \left( \frac{h_i}{2} - \frac{d}{2} \right) - \omega_{xci+1} \left( \frac{h_{i+1}}{2} - \frac{d}{2} \right) \\
& + \left( x - \frac{L}{2} \right) (\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1}) \\
& + \frac{v(\omega_{ybi} + \omega_{ybi+1})}{2} h_w
\end{aligned} \tag{2-20}$$

Como se indica más arriba, no se considera el tercer efecto debido a la compatibilidad de deformación en el alma del elemento, por lo que los valores máximos de carga axial (en los extremos) se calculan como sigue, según la notación de la Figura 2-18:

$$P_{Li} = -\omega_{xci} \left( \frac{h_i}{2} - \frac{d}{2} \right) - \omega_{xci+1} \left( \frac{h_{i+1}}{2} - \frac{d}{2} \right) - \frac{L_{cf}}{2} (\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1}) \tag{2-21}$$

$$P_{Ri} = -\omega_{xci} \left( \frac{h_i}{2} - \frac{d}{2} \right) - \omega_{xci+1} \left( \frac{h_{i+1}}{2} - \frac{d}{2} \right) + \frac{L_{cf}}{2} (\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1}) \tag{2-22}$$

Se ha reemplazado  $L$  por  $L_{cf}$ , que es la distancia libre entre las alas de los VBEs a los costados del muro y corresponde a la longitud real en que se conecta la placa de relleno al elemento horizontal de borde. Las fórmulas presentadas asumen que no se produce esfuerzo axial en los HBEs debido a la transferencia de cargas sísmicas en los extremos del vano que cubre el SPSW. Si la sollicitación sísmica sobre el muro puede asemejarse a un conjunto de fuerzas horizontales puntuales aplicadas en cada nivel (como las dibujadas en la Figura 2-17), lo anterior equivale a suponer que en cada piso, estas fuerzas se aplican equitativamente en ambos costados del muro (diafragma rígido).

### 2.1.5.2.3 Fuerza de corte

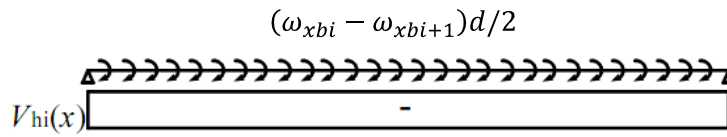
Las fuerzas de corte para el diseño se obtienen al combinar los siguientes efectos [43]:

1. Carga gravitacional.
2. Fluencia de placas de relleno.
3. Comportamiento de marco de momento entre HBEs y VBEs.

En la misma línea seguida para el cálculo de las fuerzas axiales, el corte provocado por la segunda fuente mencionada arriba, puede ser calculado mediante la siguiente fórmula, en la coordenada  $x$  usada antes también:

$$V_{webyi}(x) = \frac{(L - 2x)(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1})}{2} \quad (2-23)$$

La anterior corresponde a la fuerza de corte en una viga debido a una carga distribuida vertical. Ésta puede modificarse para incluir carga distribuida de origen gravitacional o cargas puntuales, según se requiera. Adicionalmente, en [43] se propone considerar los efectos de las componentes horizontales del campo de tracciones. Para ello, se reemplaza las componentes  $\omega_{xbi}$  y  $\omega_{xbi+1}$ , distanciadas por la altura  $d$  del elemento de borde horizontal, por un momento uniformemente distribuido, equivalente, como se muestra en la ilustración más abajo.



**Figura 2-21.** Momento distribuido equivalente para HBE (adaptada de [43]).

El corte correspondiente es calculado como:

$$V_{hi}(x) = -\frac{(\omega_{xbi} + \omega_{xbi+1})d}{2} \quad (2-24)$$

El corte provocado por las demandas por flexión en el marco de borde es calculado como el máximo corte que se puede producir en una viga, antes de la plastificación de los extremos de ésta, con la fórmula que sigue:

$$V_M = -\frac{M_{prL} + M_{prR}}{L - 2e} = -\frac{(\beta_L + \beta_R)M_p}{L - 2e} \quad (2-25)$$

Los términos  $M_{prL}$  y  $M_{prR}$  son aquellos definidos a partir del diagrama de cuerpo libre de un HBE (Figura 2-18) y  $e$  corresponde a la distancia entre la cara del VBE y la ubicación de una rótula plástica en el HBE. Tal como lo indica la fórmula anterior, la reducción del momento plástico  $M_p$ , se hace a través de un factor  $\beta$ . El cálculo de este factor, que considera la interacción entre carga axial, transversal y momento, se detalla más adelante.

Sumando los aportes ya descritos a la fuerza de corte, se obtiene la fórmula usada en el diseño:

$$V(x) = \frac{(L - 2x)(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1})}{2} - \frac{(\omega_{xbi} + \omega_{xbi+1})d}{2} - \frac{(\beta_L + \beta_R)M_p}{L - 2e} \quad (2-26)$$

Se observa que a partir de esta caracterización, el corte no es resistido de igual forma por ambos extremos de un HBE.

$$V_{Li} = \frac{L_{cf}(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1})}{2} - \frac{d_i(\omega_{xbi} + \omega_{xbi+1})}{2} - \frac{(\beta_{Li} + \beta_{Ri})M_{pi}}{L_h} \quad (2-27)$$

$$V_{Ri} = -\frac{L_{cf}(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1})}{2} - \frac{d_i(\omega_{xbi} + \omega_{xbi+1})}{2} - \frac{(\beta_{Li} + \beta_{Ri})M_{pi}}{L_h} \quad (2-28)$$

En las ecuaciones para el corte en los extremos,  $V_{Li}$  y  $V_{Ri}$ ,  $L_h$  corresponde a la separación entre rótulas plásticas en el HBE.

Los autores de esta formulación ([42] y [43]) realizaron comparaciones entre los resultados proporcionados por las ecuaciones anteriores y un modelo de elementos finitos no lineales, y recalcan la buena correlación que obtuvieron para las fuerzas en los extremos del modelo que estudiaron.

#### 2.1.5.2.4 Reducción del momento plástico

A continuación se describe el procedimiento planteado en [42] para calcular la capacidad en flexión de una sección transversal doble T, considerando la interacción entre momento, carga axial y carga transversal que existe en un elemento de borde horizontal de un SPSW sometido a cargas laterales. Se entrega una síntesis del proceso de cálculo que esto involucra, para poder aplicarlo. Sin embargo, el marco conceptual detrás del factor de reducción  $\beta$  señalado antes, sólo es descrito en términos generales. La deducción se presenta con detalle en la referencia dada.

Se plantea que el estado tensional de un elemento de borde horizontal es más complejo de lo que se ha supuesto en la literatura existente hasta el momento, pues el alma de éste se ve sujeta a tensiones planas en 2 ejes, el longitudinal y el transversal (vertical del muro), además de tensiones de corte, lo cual supone una mayor reducción en la capacidad a flexión que la obtenida al considerar interacción entre carga axial y de flexión únicamente. Dicho estado tensional biaxial se idealiza en la Figura 2-22.

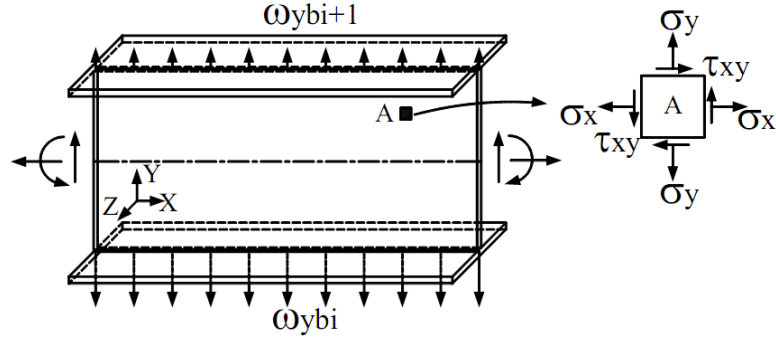


Figura 2-22. Esquema del estado de tensiones en el alma de un HBE [43].

Para el elemento de área  $A$  en la figura anterior, se derivan expresiones que relacionan las tensiones verticales ( $\sigma_y$ ), horizontales o axiales ( $\sigma_x$ ) y de corte ( $\tau_{xy}$ ), usando el círculo de Mohr y el criterio de fluencia de Von Mises. Las ecuaciones permiten calcular la máxima tensión axial (negativa y positiva) que se puede desarrollar, dadas las tensiones verticales y de corte existentes:

$$\sigma_x = \frac{1}{2}\sigma_y \pm \frac{1}{2}F_y \sqrt{4 - 3\left(\frac{\sigma_y}{F_y}\right)^2 - 12\left(\frac{\tau_{xy}}{F_y}\right)^2} \quad (2-29)$$

Notar que la reducción de las tensiones máximas se supone exclusivamente en el alma del elemento. Se asume que en las alas la capacidad no se reduce y por lo tanto la tensión máxima corresponde a la de fluencia,  $F_y$ .

En el trabajo original (aquí resumido) se hace la distinción entre el caso en que la magnitud de la componente vertical del campo de tracciones es igual arriba y abajo del elemento y el caso en el que ésta es desigual. En el primero, los autores llegan a expresiones analíticas para el equilibrio en la sección transversal, pero no en el segundo. A continuación se presenta sólo el segundo caso, que es también aplicable al primero.

Dado el valor de las componentes verticales del campo de tracciones bajo y sobre el HBE del nivel  $i$ , se calcula la tensión vertical en los puntos inferior ( $i$ ) y superior ( $i+1$ ) del alma, usando la fórmula (2-30):

$$\sigma_{yi} = \frac{\omega_{ybi}}{t_w} \quad (2-30)$$

Luego, se supone una variación lineal de la tensión vertical entre dichos puntos:

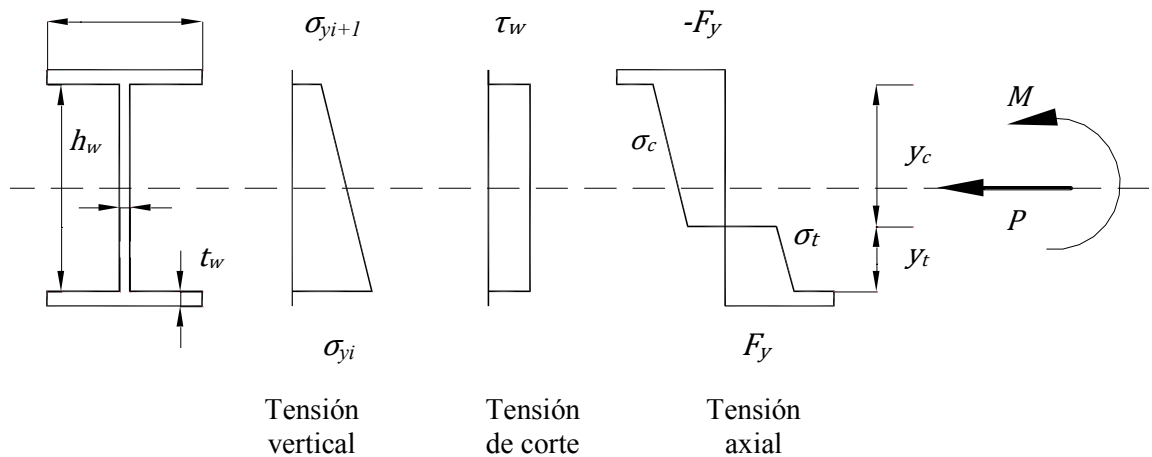
$$\sigma_y(y) = \sigma_{yi} \left(1 - \frac{y}{h_w}\right) + \sigma_{yi+1} \left(\frac{y}{h_w}\right) \quad (2-31)$$

En la ecuación (2-31), “y” es una coordenada vertical dentro de la sección transversal ( $y = 0$  en la base del alma e  $y = h_w$  en la parte más alta de ésta) y  $h_w$  es la altura del alma (altura total menos espesor de ambas alas). Con esto se logra una expresión para  $\sigma_x$ , que es variable a través de la altura del HBE, al reemplazar (2-31) en (2-29). De esta forma, las tensiones máximas de tracción y compresión axiales posibles de desarrollar en el alma de la viga, pueden escribirse de la siguiente manera:

$$\sigma_t(y) = \frac{1}{2}\sigma_y(y) + \frac{1}{2}F_y \sqrt{4 - 3\left(\frac{\sigma_y(y)}{F_y}\right)^2 - 12\left(\frac{\tau_w}{F_y}\right)^2} \quad (2-32)$$

$$\sigma_c(y) = \frac{1}{2}\sigma_y(y) - \frac{1}{2}F_y \sqrt{4 - 3\left(\frac{\sigma_y(y)}{F_y}\right)^2 - 12\left(\frac{\tau_w}{F_y}\right)^2} \quad (2-33)$$

Notar que, en general, de las expresiones anteriores resulta que:  $\sigma_t \geq |\sigma_c|$ . Estas relaciones permiten establecer el equilibrio de fuerza axial y de momento en la sección transversal de un elemento de borde. Tomando como dato la carga axial, calculada según las fórmulas (2-21) y/o (2-22), se determina el momento plástico que se puede alcanzar en dicha sección. Antes de pasar al cálculo de éste, se observa que el valor del momento plástico depende del sentido que éste tenga. Se define como momento positivo al momento que genera compresión en la fibra con la menor componente vertical del campo de tracciones en el HBE. La Figura 2-23 esquematiza esto:



**Figura 2-23.** Distribución de tensiones en sección transversal de HBE para momento plástico positivo (adaptada de [42]).

En la Figura 2-23,  $y_c$  e  $y_t$  indican la porción del alma que está en compresión y tracción, respectivamente.  $\tau_w$  corresponde a la fuerza de corte actuando en la sección, dividida por el área transversal del alma ( $h_w t_w$ ).  $P$  y  $M$  son las resultantes de carga axial y momento en la sección.

Los autores observan que los valores del momento plástico positivo tienden a ser mayores que el negativo. Considerando esto y con la intención de desarrollar un procedimiento de cálculo más simple, proponen usar un valor constante para la tensión vertical, pero con valores distintos según se trate de momento positivo o negativo. Dicha constante es la siguiente se calcula según la fórmula (2-34).

$$\sigma_{y-un} = \begin{cases} \frac{1}{4}\sigma_{yi} + \frac{3}{4}\sigma_{yi+1} & \text{si momento es positivo} \\ \frac{3}{4}\sigma_{yi} + \frac{1}{4}\sigma_{yi+1} & \text{si momento es negativo} \end{cases} \quad (2-34)$$

La elección anterior, según se explica en el estudio, corresponde al punto medio entre el mínimo y el promedio entre  $\sigma_{yi}$  y  $\sigma_{yi+1}$ , para el momento positivo y al punto medio entre el promedio anterior y el máximo, para el caso negativo. Los autores encuentran buena correlación entre los resultados provenientes de considerar la variación lineal y los que entrega este último procedimiento simplificado. El cálculo simplificado se usó en este trabajo.

Lo que sigue son ecuaciones de equilibrio en la sección transversal de un perfil doble T. Se usa la siguiente notación:

- $t_f$  : espesor de ala
- $t_w$  : espesor de alma
- $b_f$  : ancho de ala
- $d$  : altura
- $h_w$  : altura del alma =  $d - 2t_f$
- $y_c$  : porción del alma en compresión ( $y_c \geq 0$ )
- $y_t$  : porción del alma en tracción ( $y_t = h_w - y_c$ )
- $x$  : porción del espesor de ala en tracción o compresión, según corresponda ( $x \geq 0$ )

El término  $M_{flange}$ , que figura en las ecuaciones de más abajo, es la contribución de las alas de la sección al momento plástico:

$$M_{flange} = F_y b_f t_f (d - t_f) \quad (2-35)$$



- **Caso 1:** Eje neutro en el alma.

$$y_c = \frac{P - \sigma_t t_w h_w}{t_w (\sigma_c - \sigma_t)} \quad (2-36)$$

$$M_{web} = \sigma_t t_w y_t \left( \frac{h_w}{2} - \frac{y_t}{2} \right) - \sigma_c t_w y_c \left( \frac{h_w}{2} - \frac{y_c}{2} \right) \quad (2-37)$$

$$M = M_{flange} + M_{web} \quad (2-38)$$

- **Caso 2:** Eje neutro en el ala y compresión axial.

$$x = t_f + \frac{P - \sigma_c t_w h_w}{2F_y b_f} \quad (2-39)$$

$$M = F_y b_f x (d - t_f) \quad (2-40)$$

- **Caso 3:** Eje neutro en el ala y tracción axial.

$$x = t_f + \frac{-P + \sigma_t t_w h_w}{2F_y b_f} \quad (2-41)$$

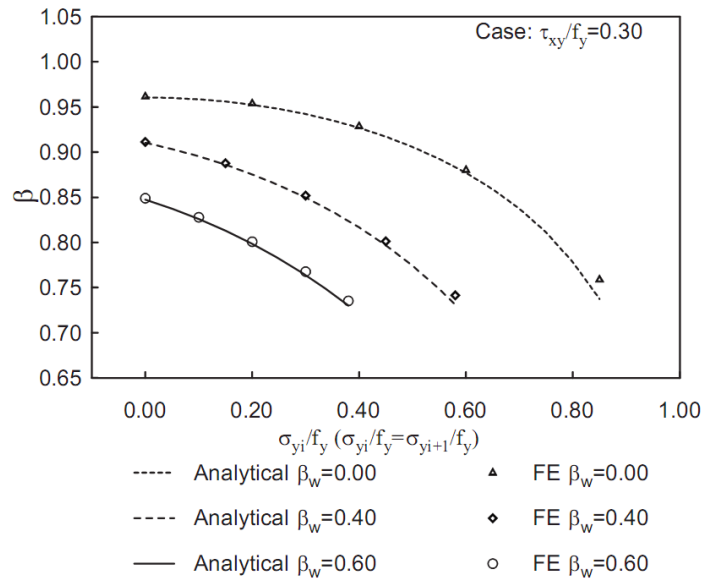
$$M = F_y b_f x (d - t_f) \quad (2-42)$$

En cualquiera de los casos, el factor de reducción es el siguiente:

$$\beta = \frac{M}{F_y Z} \quad (2-43)$$

La estimación del momento plástico reducido para un HBE ha sido resumida aquí, pero se ha mantenido el formato que los autores plantean en su estudio, es decir, considerar la reducción por medio de un factor que modifica al momento plástico nominal de la sección del HBE. En la práctica se encuentra que este último paso, dado por la fórmula (2-43), es innecesario si la capacidad es calculada para cada extremo de cada elemento previsto en el diseño. Otra opción, más práctica, puede ser el generar curvas para  $\beta$ , en función de los distintos parámetros del que éste depende. Esto último puede resultar conveniente en etapas de prediseño. En la Figura 2-24 se incluye un gráfico como el descrito. En éste los autores muestran los valores del factor de reducción para 3 niveles de compresión axial (0%, 40% y 60% de la capacidad axial de fluencia del alma del perfil seleccionado), en que  $\beta_w = P/h_w t_w$  y para una tensión de corte del 30% de la tensión de fluencia del material. En el eje vertical se tienen los respectivos valores que adquiere  $\beta$  en función de distintos porcentajes de tensión vertical. El caso de la Figura 2-24 corresponde a un HBE con igual campo de tracciones bajo y sobre él. En ésta, además, incluyen puntos

correspondientes a resultados de un modelo de elementos finitos de un HBE, etiquetados como *FE*, usado para validar su investigación.



**Figura 2-24.** Factor de reducción del momento plástico de la sección [43].

### 2.1.5.2.5 Prevención de rótula plástica al interior del vano de un HBE

Para asegurar el buen desempeño de un HBE diseñado a partir de las fuerzas calculadas según las secciones anteriores, los autores de [43] proponen un criterio con el cual examinar si es probable que se generen rótulas plásticas al interior del vano del HBE. En la sección 2.1.5.2.1 de este trabajo de título se describió un requerimiento de módulo plástico mínimo, el cual fue ideado para asegurar que se produzcan rótulas plásticas sólo en los extremos del elemento de borde, pero se comentó que el uso de un factor  $\beta_{RBS} < 1$ , en la ecuación (2-13) que define el criterio mencionado, implica el desplazamiento del punto de máximo momento desde el extremo izquierdo del HBE hacia su interior. Este punto en que se produce el máximo momento en el HBE considerado, es parte del desarrollo analítico hecho en [55] y conduce a dicho requerimiento. El considerar una capacidad en flexión reducida en los extremos tiene un efecto similar al de usar  $\beta_{RBS} < 1$ , en las ecuaciones de las que se deriva la fórmula (2-13). Es debido a esto que se utilizó esta verificación adicional para el desarrollo de este trabajo. Ésta consiste en el cálculo explícito de la ubicación del punto  $x_{span}$  de momento máximo a lo largo del HBE. Si  $x_{span}$  resulta negativo, significa que no se generarían rótulas plásticas en el interior de la viga. Si resulta positivo, entonces se debe evaluar el momento en  $x_{span}$  y compararlo con la resistencia que presenta el perfil estructural. La ecuación (2-44) define  $x_{span}$ .

$$x_{span} = \frac{L_h}{2} - \left[ \frac{M_{pL} + M_{pR}}{(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1})L_h} \right] \quad (2-44)$$

La fórmula (2-44) es deducida a partir de una expresión analítica para el momento  $M(x)$  en la posición  $x$  dentro del HBE. Tal expresión, como se comentó antes, proviene del estudio de mecanismos de colapso plástico de una viga aislada. Ésta no es aplicada directamente en este trabajo. Puede ser vista en [43] ó [55].

En la ecuación (2-44), los términos  $M_{pL}$  y  $M_{pR}$  corresponden al momento en los extremos izquierdo y derecho del HBE, respectivamente, y se obtienen usando el factor  $\beta$  definido en la sección anterior. Los autores de [43] evalúan en forma analítica el valor del momento máximo,  $M(x_{span})$  y desarrollan una expresión para establecer el valor mínimo que debe satisfacer el módulo plástico de la sección transversal del HBE, en el caso en que  $x_{span}$  resulta positivo. Tal expresión es equivalente a comparar  $M(x_{span})$  con la resistencia en una sección transversal ubicada en  $x_{span}$ , al interior del HBE y es la que se muestra a continuación:

$$Z_{min} = \frac{(\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1})L_h^2}{4F_y} \frac{1}{\beta_{1R} + \sqrt{\beta_{1R}^2 - \beta_{2R}^2}} \quad (2-45)$$

$$\beta_{1R} = \beta_s + \frac{\beta_R - \beta_L}{2} \quad (2-46)$$

$$\beta_{1R} = \frac{\beta_R + \beta_L}{2} \quad (2-47)$$

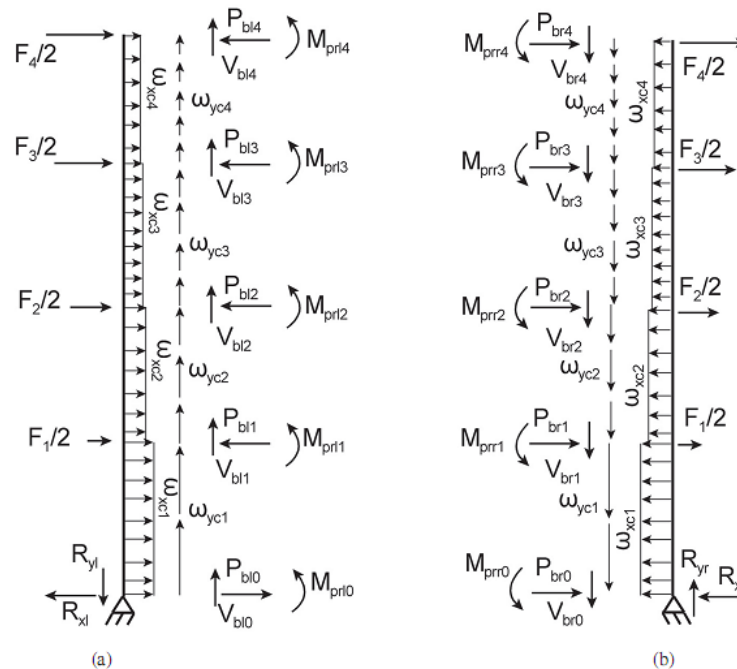
Los términos  $\beta_s$ ,  $\beta_L$  y  $\beta_R$  en las fórmulas anteriores corresponden a los factores de reducción del momento plástico para las secciones transversales del HBE ubicadas en  $x_{span}$  y en la zona de rótula plástica en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente. Si  $x_{span}$  resulta positivo, se debe comparar el módulo plástico del HBE con el valor que entrega la ecuación (2-45), si es mayor que éste último, entonces se considera aceptable el diseño, si no lo es, entonces se debe seleccionar otra sección transversal.

### 2.1.5.3 Diseño de elementos de borde verticales

Se describe a continuación el método de diseño por capacidad de elementos de borde verticales, propuesto en [12]. El método consiste en calcular las fuerzas que actúan sobre un VBE cuando un mecanismo uniforme se ha desarrollado (Figura 2-17). Los autores del método hacen notar que el diseño

de VBEs a partir de las fuerzas encontradas para un mecanismo de falla como el descrito entregará un resultado conservador, pues para tal mecanismo, las placas de relleno y los elementos horizontales de borde han desarrollado su capacidad completa y por lo tanto, las fuerzas sobre los elementos verticales son máximas. Los autores manifiestan además, basándose en análisis dinámico de modelos inelásticos, que la fluencia de las placas en todos los pisos es una condición que no necesariamente ocurre ante un evento sísmico, sobre todo para edificios de mediana a gran altura.

El método consiste, en términos prácticos, en determinar las fuerzas desarrolladas en el mecanismo de colapso uniforme, las cuales son posteriormente aplicadas a cada VBE (izquierdo y derecho). El diseño de éstos se realiza entonces, considerando un diagrama de cuerpo libre de las columnas, con todas las cargas aplicadas. Estas cargas se muestran en la siguiente figura esquemática, para los VBEs de un muro de 4 pisos:



**Figura 2-25.** Fuerzas actuando sobre VBEs, (a) columna izquierda, (b) columna derecha [12].

Los términos usados en la figura anterior, para un determinado piso, corresponden a los siguientes:

- $\omega_{xc_i}$   $\omega_{yc_i}$  : componentes horizontal y vertical del campo de tracciones de la placa del piso  $i$
- $P_{bl_i}$   $P_{br_i}$  : carga axial en extremos izquierdo y derecho de los HBE del piso  $i$
- $M_{pr_{li}}$   $M_{pr_{ri}}$  : momento plástico reducido en extremos izquierdo y derecho de los HBE del piso  $i$

- $V_{brl}, V_{brr}$  : corte esperado en extremos izquierdo y derecho de los HBE del piso
- $F$  : fuerza lateral externa, que provoca el mecanismo de colapso supuesto
- $R_{xl}, R_{xr}$  : reacción horizontal en apoyo izquierdo y derecho
- $R_{yl}, R_{yr}$  : reacción vertical en apoyo izquierdo y derecho

En su artículo [12], los autores proporcionan ecuaciones para calcular todas las fuerzas indicadas anteriormente. Sin embargo, las cargas distribuidas debido a la fluencia de las placas y las fuerzas que los HBEs transmiten a las columnas ya han sido definidas, por lo que aquí se muestran las fórmulas que permiten estimar las fuerzas restantes, según la Figura 2-25.

### Fuerzas laterales externas

Las fuerzas laterales que provocan el mecanismo de colapso supuesto, son estimadas usando un principio de igualdad de trabajos virtuales, entre los trabajos realizados por las cargas externas y los desarrollados por los esfuerzos internos, en la situación de falla. La ecuación que los autores proponen para encontrar las fuerzas  $F$ , es la siguiente:

$$\sum_{i=1}^{N_s} F_i H_i = \sum_{i=0}^{N_s} M_{prLi} + \sum_{i=0}^{N_s} M_{prRi} + \sum_{i=1}^{N_s} (t_{wpi} - t_{wpi+1}) F_{yp} H_i \sin(2\alpha_i) \quad (2-48)$$

En que:

- $N_s$  : número de pisos (piso cero corresponde al nivel basal)
- $H_i$  : altura del piso  $i$ , medida desde el nivel basal
- $F_{yp}$  : tensión de fluencia de las placas de relleno

Para resolver (2-48), se requiere una relación entre los términos  $F_i$ ,  $i = 1, \dots, N_s$ . Esta relación puede fijarse en un patrón de cargas sísmicas provisto por la norma sísmica aplicable o por la forma modal del modo predominante de la estructura, si un análisis modal puede llevarse a cabo.

### Reacciones en apoyos

El corte basal (que desencadena el mecanismo plástico uniforme) se calcula como la suma de las fuerzas laterales encontradas en el punto anterior y las reacciones horizontales se estiman como la suma entre la mitad de dicho corte basal y las cargas axiales de los HBEs. Las reacciones verticales pueden

estimarse utilizando el momento volcante que se genera con el patrón de cargas  $F$  y la distancia entre ejes de VBE. En otras palabras:

- Corte basal: 
$$V_b = \sum_{i=1}^{N_s} F_i \quad (2-49)$$

- Momento volcante: 
$$M_b = \sum_{i=1}^{N_s} H_i F_i \quad (2-50)$$

- Reacciones: 
$$R_{xl} = -\frac{V_b}{2} + P_{s0L}$$
  

$$R_{xr} = -\frac{V_b}{2} - P_{s0R} \quad (2-51)$$

$$R_{yl} = \frac{M_b}{L}$$

$$R_{yr} = -R_{yl}$$

Los términos  $P_{s0L}$  y  $P_{s0R}$  en (2-51) equivalen a la reacción horizontal debido a las fuerzas axiales en los extremos de los elementos horizontales de borde, que tributan sobre los VBEs izquierdo y derecho, respectivamente. Con todas las fuerzas calculadas, se procede a completar un diagrama de cuerpo libre (DCL) de los VBEs izquierdo y derecho. De este DCL se extraen diagramas de esfuerzos internos, para poder realizar el diseño. Una manera sencilla de lograr este DCL es aplicar estas cargas sobre un modelo lineal y elástico de los VBEs. Para ello debe modificarse el esquema de Figura 2-25 (pues es un mecanismo equilibrado por las fuerzas aplicadas) para lograr al menos una estructura isostática con cada columna y además aplicar cargas opuestas a las reacciones adicionales que se generen.

Deben agregarse otras cargas presentes en los elementos, como las gravitacionales, las que simplemente se pueden sumar a las cargas de flexión y corte de los HBEs y a las verticales de los VBEs.

Una condición recurrente en la literatura relacionada a SPSW es el de rigidez mínima requerida para los elementos de borde verticales. Se necesita que los elementos de borde sean bastante rígidos, para que la placa de relleno desarrolle completamente el campo de tracciones. Estudios analíticos y experimentales [6] han llevado a recomendar un valor mínimo para la inercia de los VBEs, entregado por la siguiente ecuación:

$$I_c \geq \frac{0.00307th^4}{L} \quad (2-52)$$

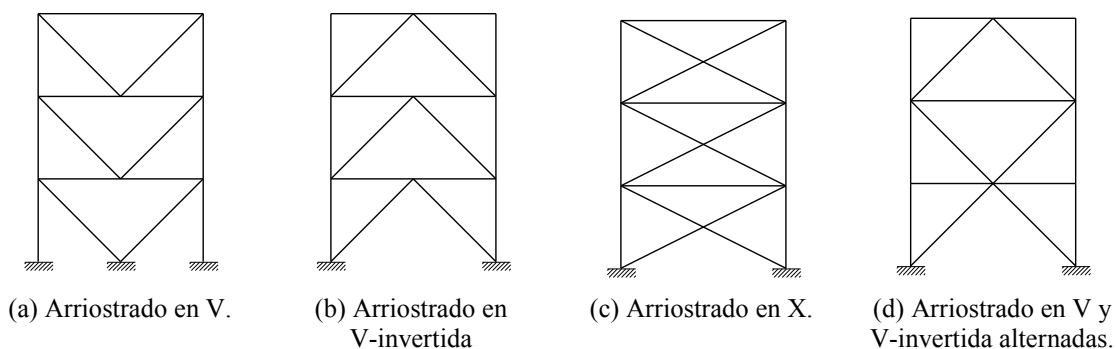
En [42] se muestra la derivación de este requerimiento, el cual proviene de un factor de flexibilidad elaborado para cuantificar esta característica en las alas de una viga alta. Dicho factor es limitado basándose en consideraciones empíricas sobre el comportamiento de los elementos de borde de ciertos especímenes experimentales de SPSW. En este trabajo no se profundiza más en esta limitación, pues el diseño de VBEs, como se ve en el capítulo siguiente, queda gobernado por las fuerzas que el método de diseño por capacidad descrito genera y no por el requerimiento anterior.

## 2.2 Marcos arriostrados concéntricamente

Parte de los objetivos de esta memoria consiste en realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un sistema resistente hecho con SPSW en relación al comportamiento de un sistema estructural en acero usado en Chile. Para ello se eligió el sistema de marcos arriostrados concéntricamente (CBF). Si bien en la práctica nacional no es frecuente encontrar edificios habitacionales de este tipo, dicho sistema es admitido en la versión actual de NCh433, luego el potencial para su uso existe. En esta sección se incluyen los criterios aplicados en el diseño de CBF para este trabajo.

### 2.2.1 Comportamiento estructural

Un marco con arriostramiento concéntrico resiste cargas laterales principalmente mediante fuerzas axiales en sus miembros y en menor grado, acciones de flexión en zonas de conexión viga-columna y/o arriostramiento-viga. En la Figura 2-26 se ilustran distintas configuraciones que pueden adoptar los arriostramientos en este sistema resistente, aplicables en un contexto de diseño sísmico [26].



**Figura 2-26.** Algunas configuraciones de CBF.

Una cualidad distintiva de este sistema es su alta rigidez elástica, comparada con otros sistemas (como marcos de momento por ejemplo), la cual permite satisfacer restricciones normativas de desplazamiento lateral máximo, en forma eficiente [19]. En contraste a lo anterior, éste es considerado como un sistema menos dúctil, si se compara con marcos de momento nuevamente u otro similar, principalmente por la posibilidad de que se produzca concentración de deformaciones inelásticas en un piso, durante un evento sísmico, lo que puede llevar a la estructura a desarrollar un mecanismo de colapso de piso blando. Dicha concentración de deformaciones es originada por el descenso repentino de la rigidez de un determinado piso, a causa del pandeo prematuro de las diagonales en compresión dispuestas en éste,



antes que en otros niveles, por lo que pasa a comportarse como un aislador sísmico para los pisos superiores a él [11].

En un marco arriostrado concéntricamente, sometido a ciclos crecientes de deformación lateral, ocurrirá eventualmente el pandeo de las diagonales en compresión y la fluencia, e incluso rotura, de los elementos en tracción. Los arriostramientos que sufren pandeo experimentan una degradación progresiva de su resistencia, esto conlleva a un desbalance entre la resistencia de los elementos en tracción y compresión. En el caso de los arriostramientos en V o V-invertida, tal desbalance de resistencia impone una fuerza vertical adicional en las vigas interceptadas por diagonales, la cual no aparece en un análisis lineal elástico, en que los elementos en compresión y tracción reciben fuerzas en igual proporción. Configuraciones como el arriostramiento en X o V y V-invertida alternadas, son usadas para evitar o disminuir la magnitud del desbalance de fuerzas que recae sobre las vigas [19].

## **2.2.2 Criterios de diseño**

En este trabajo se contempla el uso de arriostramiento tipo V y V-invertida alternadas, por las razones expuestas en el párrafo anterior. El criterio de diseño que se siguió es el de diseño por capacidad descrito en [19] y [26]. Consiste en proveer resistencia suficiente a vigas, columnas y elementos de conexión, de manera que puedan permanecer elásticos cuando los arriostramientos alcanzan su capacidad y se deforman de manera inelástica. Para lo anterior se considera la capacidad en tracción y compresión residual de las diagonales actuando sobre vigas y columnas, y a partir de ello se obtienen las respectivas fuerzas de diseño, que por lo tanto, consideran una redistribución de fuerzas posterior al pandeo de las diagonales.

### **2.2.2.1 Fuerzas para diseño de arriostramientos**

Las dimensiones de los arriostramientos son determinadas usando fuerzas axiales provenientes de un modelo lineal y elástico de la estructura que se quiere diseñar. Dichas fuerzas corresponden a una combinación de cargas gravitacionales y la sollicitación sísmica que se especifica en la norma de diseño sísmico que aplica (el aspecto normativo del diseño será precisado en un capítulo siguiente).

### 2.2.2.2 Fuerzas para diseño de vigas

Como se indicó antes, las vigas se diseñan considerando la diferencia que existe entre la resistencia a tracción y la resistencia residual a compresión (post-pandeo) que poseen los arriostramientos concurrentes a ella. Dada la configuración escogida para las diagonales, se identifican 2 casos posibles para los arreglos de fuerzas actuando en una viga, uno en que las fuerzas concurren al punto medio de la viga y otro en que actúan en los extremos de ésta.

La Figura 2-27 ilustra estos casos. Se ha supuesto un conjunto de fuerzas externas actuando de izquierda a derecha sobre la estructura, similar a lo hecho antes con SPSW. Los términos  $C_i$  y  $T_i$  se refieren a la resistencia residual a compresión y a la capacidad en tracción de los arriostramientos respectivos (del nivel  $i$ ). Los términos  $P$  y  $V$  corresponden a la fuerza axial y de corte presente en la viga, para las situaciones descritas.

La capacidad residual en compresión de los arriostramientos fue fijada en 30% de su resistencia nominal a compresión, según se sugiere en [25].

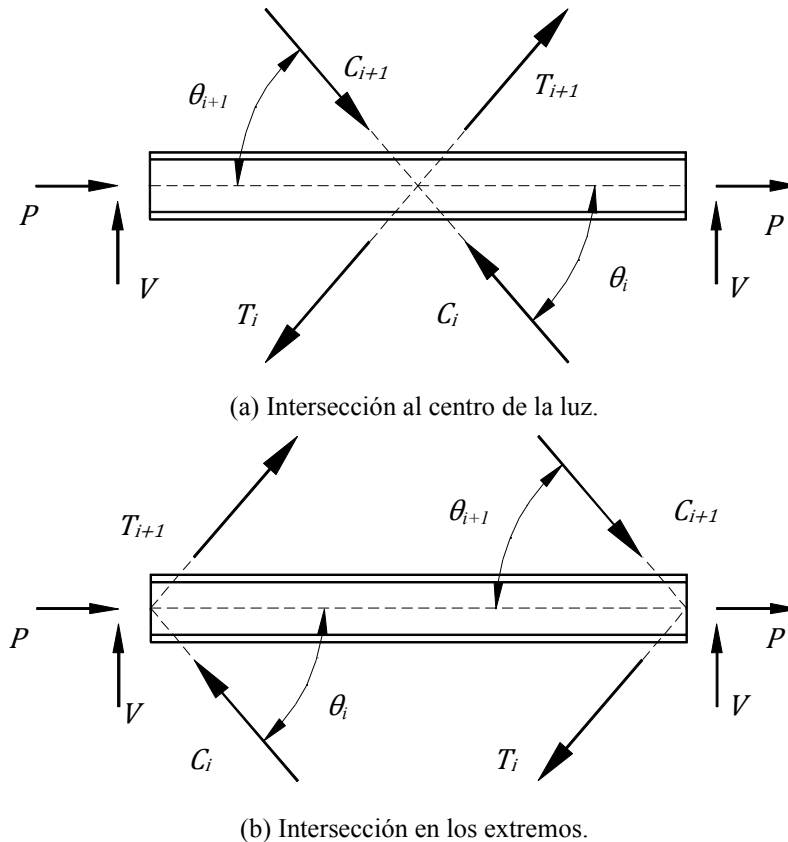


Figura 2-27. Fuerzas axiales concurrentes en vigas de CBF (adaptada de [19]).

En ambos casos de la Figura 2-27, las fuerzas axial y de corte en los extremos se obtienen planteando el equilibrio horizontal y vertical de fuerzas, respectivamente (se asume además que la inclinación de los arriostramientos es la misma en los niveles inferior y superior a la viga (es decir,  $\theta_i = \theta_{i+1} = \theta$ ), que es el caso de las estructuras que se diseñarán en este trabajo):

$$P = \frac{1}{2}(T_i - \lambda T_{i+1}) \cos \theta + \frac{1}{2}(C_i - \lambda C_{i+1}) \cos \theta \quad (2-53)$$

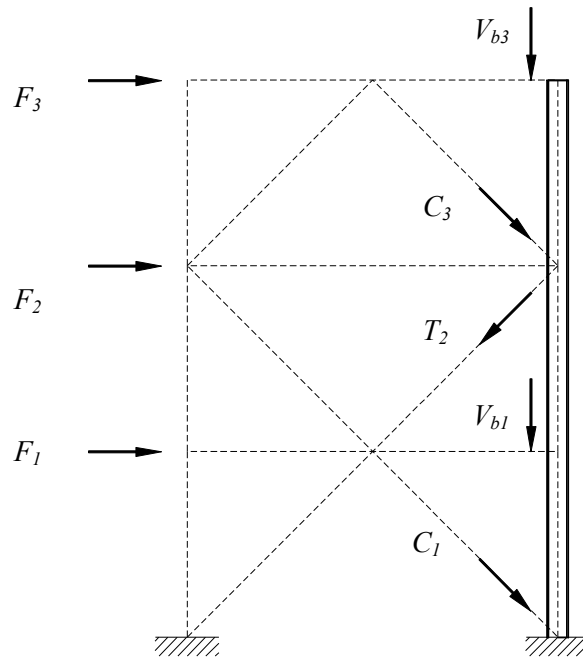
$$V = \frac{1}{2}(T_i - \lambda T_{i+1}) \sin \theta - \frac{1}{2}(C_i - \lambda C_{i+1}) \sin \theta \quad (2-54)$$

El factor  $\lambda$  en las fórmulas de arriba permite considerar un valor inferior a la capacidad total de los arriostramientos en el nivel  $i+1$ , esta es una sugerencia, para el diseño de vigas, presente en [19], la que indica que es posible que las diagonales de pisos adyacentes no alcancen su capacidad simultáneamente. El valor de  $\lambda$  es especificado en 0.75. El corte calculado según (2-54) produce flexión al interior de la viga ( $V$  es considerado puntual al centro de la luz).

Las solicitaciones anteriores deben combinarse con otras presentes, como cargas gravitacionales.

### 2.2.2.3 Fuerzas para diseño de columnas

Para el cálculo de las fuerzas de diseño de las columnas que son parte de un CBF, se sigue un procedimiento análogo al utilizado para estimar fuerzas sobre las vigas. Se sigue el delineamiento planteado en [25], en el que se propone estimar las máximas fuerzas axiales de compresión y tracción en cada columna, sumando la capacidad en tracción y compresión (residual) de los arriostramientos de los pisos superiores al de la columna que se quiere diseñar, junto a las cargas transmitidas por las vigas y las cargas gravitacionales presentes. La Figura 2-28 muestra un esquema de las fuerzas a considerar para calcular la fuerza de compresión en la columna del primer piso de un CBF de 3 pisos.



**Figura 2-28.** Carga axial en columna comprimida en CBF (adaptada de [25]).

Siguiendo el esquema de Figura 2-28, la carga de compresión en la base de la columna del primer piso se determina según la ecuación (2-55).

$$P = \sum_{i \text{ impares}} C_i \sin \theta_i + \sum_{i \text{ pares}} T_i \sin \theta_i + \sum_{i \text{ impares}} V_{bi} \quad (2-55)$$

La notación usada en la ecuación (2-55), de índices pares e impares, es sólo descriptiva y corresponde únicamente al caso de la figura. La suma que define a la carga  $P$  se hace sobre los elementos que tributan sobre la columna en cuestión.

## **2.3 Comentario respecto a fuerzas para realizar diseño por capacidad**

En las secciones anteriores se han descrito procedimientos en los que se utiliza la capacidad de determinados elementos (típicamente aquellos seleccionados para incurrir en el rango de deformaciones inelásticas durante un sismo severo) como un dato para calcular las fuerzas de diseño sobre otros elementos estructurales, a los cuales los primeros están conectados. En el ámbito particular de este trabajo, a través del diseño se quiere lograr que vigas, columnas y conexiones sean más resistentes o “fuertes” que la placa de relleno, en el caso de SPSW o que los arriostramientos, en el caso de CBF. Por lo tanto la capacidad de éstos debe representar la resistencia máxima que es posible de alcanzar, para lo cual debe considerarse la resistencia real o probable de los materiales usados. Para efectos de este trabajo, se asume que dicha capacidad está dada por la resistencia nominal de los elementos (calculada según la norma de diseño pertinente), para un determinado estado límite, multiplicada por un factor que considera la sobrerresistencia del material del cual está fabricado tal elemento. Entonces, en el diseño de HBEs y VBEs en SPSW, el valor de la tensión de fluencia de la placa de relleno debe ser multiplicado por el factor de sobrerresistencia del acero especificado para la placa, para usarlo en el cálculo de las componentes ortogonales del campo de tracciones. Para el diseño de VBEs, además, debe utilizarse la tensión de fluencia multiplicada por el correspondiente factor de sobrerresistencia del acero de los HBEs, para obtener el valor máximo de momento plástico que debe resistir el VBE. De manera análoga se procede en el diseño de vigas y columnas de CBF.

El valor del factor de sobrerresistencia del acero fue usado de acuerdo a la norma AISC 341 [2] y es precisado en el capítulo 3, en que se aborda el diseño de las estructuras.

## **2.4 Normas de diseño**

En esta sección se señalan los aspectos regulativos que rigen el diseño de las estructuras dimensionadas para este trabajo. Dichas regulaciones se agrupan en 2 categorías: normativa aplicable al cálculo de solicitaciones y normativa aplicable al diseño de elementos estructurales. En la primera categoría se distinguen las solicitaciones de origen estático, que para efectos de este trabajo corresponden a las cargas gravitacionales debido al peso propio de la estructura y su contenido y a la sobrecarga de uso o carga viva, y las de origen sísmico. En la segunda categoría también se tiene una separación, entre elementos considerados estáticos o sistema resistente a cargas gravitacionales y los elementos que forman parte del sistema resistente a cargas laterales.

A continuación se especifican las normas que aplican en el proceso de diseño, en función de las categorías descritas arriba.

Se observa que, en general, una descripción detallada de las normas que se indican más abajo no está entre los objetivos de este trabajo, por lo que está fuera de su alcance. Las regulaciones que imponen dichas normas constituyen una herramienta de diseño, la cual se usó con el fin de obtener estructuras de proporciones razonables y que obedecen a las exigencias de uso y requerimientos sísmicos del emplazamiento considerado. Sin embargo, sí se hace una mayor detención para las disposiciones de diseño sísmico de SPSW.

### **2.4.1 Solicitación estática**

Las cargas gravitacionales que actúan sobre las estructuras a diseñar, que se consideran en este trabajo, son las cargas muertas debido al peso propio de la estructura y de elementos no estructurales, junto a las cargas vivas o sobrecargas de uso pertinentes para estructuras de uso habitacional. El valor de estas cargas es determinado según lo dispuesto en la norma chilena NCh1537 [31]. De esta norma se extrae el o los valores de sobrecarga de uso que debe usarse para edificios habitacionales. También se usa la información sobre peso nominal de materiales, disponible en esta misma norma, para la estimación de las cargas de peso propio.

## 2.4.2 Solicitación sísmica

Las solicitaciones de origen sísmico, para el diseño de los edificios, provienen de la norma chilena NCh433 [32]. Se utilizó la versión de esta norma modificada en el año 2007. Hasta la fecha en que se escribe este trabajo, dicha modificación no es oficial, sin embargo, el cálculo de fuerzas para el diseño sísmico, tal como figura en esta versión modificada, no ha sufrido alteraciones con respecto a la versión que sí es oficial actualmente (NCh433.Of96). La adopción de esta revisión no oficial surgió como una recomendación hecha por el profesor Ricardo Herrera (profesor guía en esta memoria de título), con la idea de precisar de mejor manera las fuerzas sísmicas que se aplican en las estructuras, pues la modificación a la norma incluye factores de reducción (de las fuerzas sísmicas,  $R$ ) específicos para el sistema estructural de marcos arriostrados concéntricamente, lo cual no se tiene en NCh433.Of96, en que figura un mismo factor de reducción para sistemas resistentes en acero, ya sean pórticos o sistemas arriostrados. El factor  $R$  asignado a los sistemas tipo CBF es menor al asociado a los sistemas de marcos de momento, en la modificación del 2007, lo que es consecuente con las normas de diseño específicas del material, que deben aplicarse según NCh433. Por lo anterior es que en este trabajo se utilizó la modificación señalada.

En la norma NCh433 no se contempla el sistema SPSW entre los sistemas resistentes. Los parámetros de diseño sísmico que se requieran para hacer uso del sistema, usando esta norma, fueron determinados mediante la homologación de los parámetros de diseño presentes en esta norma y los contenidos en ASCE/SEI 7-05 [8], en la cual sí se identifica dicho sistema estructural.

Los métodos de análisis que propone NCh433 son dos, uno estático y otro modal espectral, y deben ser aplicados en un modelo lineal elástico de la estructura. Tanto para el diseño de los edificios provistos de SPSW, como para los provistos de CBF, se usó el análisis estático en la estructura de 3 pisos, y el análisis modal espectral para las otras (de 9 y 15 pisos).

### 2.4.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga consideradas son las indicadas en el Anexo B de NCh433, para método *LRFD*:

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

La notación usada es la que sigue:

- $D$  : carga muerta
- $E$  : carga sísmica
- $F$  : carga debido a los líquidos con presiones y alturas máximas bien definidas
- $H$  : carga debido a la presión lateral de tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel
- $L$  : carga viva
- $Lr$  : carga viva de techo
- $R$  : carga de lluvia
- $S$  : carga de nieve
- $T$  : fuerzas internas
- $W$  : carga de viento

En el comentario de ASCE 7-05 [8] se encuentra una descripción para las cargas  $T$ , las cuales se refieren a las fuerzas internas en la estructura, generadas por cambios de temperatura, de humedad, fluencia lenta del hormigón y asentamientos diferenciales. En este trabajo se asume que NCh433 supone la misma definición. No obstante, sólo se consideran relevantes los estados de carga  $D$ ,  $L$  y  $E$  en el diseño aquí realizado.

A partir de lo expuesto en el párrafo anterior, y dada la magnitud relativa entre carga viva y muerta, encontradas en el diseño, se tiene que las combinaciones de carga que gobiernan son la N° 2, para los elementos que sólo resisten cargas gravitacionales y las combinaciones N° 5 y 7, para los elementos sismorresistentes.



## 2.4.4 Diseño de elementos estructurales

El dimensionamiento de los elementos estructurales de acero se realiza según las regulaciones de la AISC 360 [4]. Se utiliza el método *LRFD*. Como complemento de la norma anterior, se aplican también las recomendaciones sísmicas de AISC 341 [2]. Para efectos de este trabajo, se acepta una razón máxima de 1.05 entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño, para los elementos en los distintos estados límite aplicables.

A continuación se resumen las recomendaciones de diseño sísmico contenidas en AISC 341, aplicables a muros de corte de placas acero y de manera más concisa, las aplicables a marcos arriostrados concéntricamente.

### 2.4.4.1 Disposiciones sísmicas de AISC para SPSW

En las recomendaciones sísmicas de AISC 341, capítulo 17, el sistema es reconocido como *Special Plate Shear Walls* y presenta regulaciones apropiadas para zonas de elevado riesgo sísmico. Se considera el uso de placas relativamente esbeltas y sin atiesadores. También se incluye un sistema compuesto, en un capítulo distinto de la norma, en el que la placa central es cubierta por hormigón. En este trabajo sólo se considera el primer sistema.

La norma indica que bajo las solicitaciones provenientes del sismo de diseño, se espera que las deformaciones inelásticas se concentren en el alma del SPSW, que es la denominación que recibe la placa de relleno en esta especificación. Los elementos de borde deben permanecer elásticos bajo las fuerzas desarrolladas por la fluencia de la placa, aunque se admite la generación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos horizontales de borde.

#### 2.4.4.1.1 Resistencia al corte del alma (Artículo 17.2a)

La resistencia nominal al corte, de un panel de SPSW, es determinada con la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha) \quad (2-56)$$

Donde:

- $V_n$  : resistencia nominal
- $t_w$  : espesor del alma
- $L_{cf}$  : distancia entre alas de los VBEs

El resto de los términos han sido definidos en secciones anteriores. La ecuación (2-56) corresponde a (2-5), pero reemplazando el largo  $L$  (entre centroides de los VBEs) por  $L_{cf}$  (distancia libre entre alas de los VBEs). El factor 0.42 corresponde a  $\frac{1}{2}$  dividido por un factor de sobrerresistencia, estimado en 1.2, como se indicó antes. La norma provee también una ecuación para estimar el ángulo de inclinación del campo de tracciones, que es exactamente la ecuación (2-1). Para calcular la resistencia de diseño se usa un factor de reducción  $\phi = 0.9$ .

#### 2.4.4.1.2 Relación de aspecto del panel (Artículo 17.2b)

Se impone una limitación a las dimensiones de la placa (distancia a ejes de columnas y vigas):

$$0.80 < \frac{L}{h} \leq 2.50 \quad (2-57)$$

Muros con placas de una extensión muy grande en planta, no han sido propiamente estudiados. Esta limitación previene su uso. Por otro lado, los valores para la esbeltez,  $L_{cf}/t_w$ , usados en estudios, varían entre 300 y 800. Teóricamente, no hay un límite superior para este valor, pero se reconoce que consideraciones de desplazamiento lateral máximo impondrán una restricción [3].

#### 2.4.4.1.3 Aberturas en el alma (Artículo 17.2c)

Si se proyectan aberturas en la placa de relleno (cuando se necesite el traspaso de ductos e instalaciones similares, por ejemplo), éstas deben estar enmarcadas por HBEs y VBEs, los que deben extenderse completamente a lo largo del vano y desde el piso hasta el techo del nivel correspondiente, respectivamente. Un diseño más liberal puede ser justificado mediante análisis apropiados.

#### 2.4.4.1.4 Conexión del alma a elementos de borde (Artículo 17.3)

Se especifica que la resistencia requerida para la conexión entre el alma y los elementos de borde, deberá igualar a la capacidad de fluencia de la placa de relleno, es decir, la resistencia provista por el campo diagonal de tracciones.

#### 2.4.4.1.5 Resistencia requerida en elementos de borde (Artículo 17.4a)

Los VBEs deben cumplir con el requisito general (Artículo 8.3) de resistencia de columnas de esta norma. Adicionalmente, la resistencia requerida debe basarse en la capacidad de fluencia de la placa. En este contexto, el comentario de AISC 341 señala 3 procedimientos, a partir de los cuales pueden obtenerse fuerzas para diseñar las columnas:

- a. **Procedimiento estático no lineal de análisis** (o pushover). Éste ha mostrado ser una herramienta que entrega resultados razonables para las fuerzas en los elementos de borde, al ser efectuado sobre el modelo de franjas. Puede alcanzarse un diseño por capacidad si se considera el espesor real a usar en cada placa central y el valor esperado de la tensión de fluencia. Sin embargo, el método consume bastante tiempo e iteraciones son requeridas para lograr el objetivo del diseño por capacidad [12].
- b. **Combinación de programa lineal elástico y el concepto de diseño por capacidad.** También considera el uso del modelo de franjas. El procedimiento se detalla en 4 pasos:
  1. Aplicar las cargas laterales, de acuerdo a la norma sísmica imperante, en el modelo de franjas. Para este efecto, los elementos que representan la placa no deben tomar esfuerzos verticales.
  2. Aplicar cargas gravitacionales en el modelo. Se excluyen en este caso los miembros que representan la placa.
  3. Diseñar los elementos de borde, según combinaciones de fuerzas encontradas en los pasos 1 y 2. No considerar ningún tipo de sobrerresistencia.
  4. Chequear el diseño por capacidad de los elementos de borde. Se verifica el elemento de borde para la máxima carga axial posible debido a momento volcante junto a la máxima capacidad de los elementos de la placa.
- c. **Enfoque de diseño por capacidad indirecto.** El método plantea que es posible encontrar las fuerzas para los VBE combinando cargas gravitacionales y cargas sísmicas amplificadas por

un factor  $B$ , el cual corresponde a la razón entre la resistencia esperada en el nivel más bajo del muro y la fuerza sísmica lateral (mayorada).

Ninguno de los 3 métodos anteriores se usó en este trabajo. Las fuerzas sobre las columnas se determinaron usando el método de diseño por capacidad expuesto en la sección anterior. Los autores de dicho procedimiento observan que las alternativas b y c de arriba, no siempre permitirán alcanzar el objetivo de diseño por capacidad perseguido, debido a problemas en su formulación. En el caso b, existe una inconsistencia al aplicar las cargas de fluencia de las placas sobre el marco, sin considerar las cargas externas que producen la fluencia y esto entrega un diagrama de momento incorrecto. En el caso c, no se considera la sobrerresistencia de los pisos superiores, lo que podría implicar la subestimación de las fuerzas sobre los VBEs. Señalan además, que el procedimiento propuesto por ellos [12], podría figurar en el comentario de AISC 341 (bajo el nombre de *Análisis Plástico y Lineal Combinados*), reemplazando el método b [45].

La norma pide que la resistencia requerida para las vigas sea la mayor entre las fuerzas que se desprenden de la fluencia de las placas y aquellas fuerzas determinadas por las combinaciones de carga que se especifiquen en la norma sísmica aplicable

También se debe satisfacer el criterio de viga débil/columna fuerte, indicado para marcos especiales de momento (Artículo 9.6). El diseño por capacidad elegido para las columnas considera que éstas deben resistir la capacidad en flexión de las vigas, por lo que directamente incluye la satisfacción de este criterio.

#### **2.4.4.1.6 Conexiones entre HBEs y VBEs (Artículo 17.4b)**

Estas conexiones deben satisfacer los mismos requerimientos especificados para las conexiones viga-columna en marcos de momento corrientes (Artículo 11.2). Adicionalmente, la conexión debe ser diseñada para resistir la fuerza de corte que se produce cuando la viga desarrolla su máxima capacidad en flexión en los extremos, junto al corte que genera la componente vertical del campo de tracciones sobre dicha viga.

#### 2.4.4.1.7 Limitaciones de esbeltez de los perfiles de acero (Artículo 17.4c)

Las secciones transversales destinadas para HBEs y VBEs deben satisfacer los criterios de compacidad sísmica que impone el artículo 8.2b de esta norma.

#### 2.4.4.1.8 Arriostramiento lateral (Artículo 17.4d)

Se debe prescribir el arriostramiento lateral de ambas alas para los HBEs, en las intersecciones con VBEs y en espaciamientos no mayores que  $L_d$ .

$$L_d = 0.086r_y \frac{E}{F_y} \quad (2-58)$$

En la fórmula (2-58),  $r_y$  es el radio de giro de la sección transversal del HBE con respecto al eje débil de ésta (asumiendo que la flexión ocurre en el eje fuerte). Se exige que la resistencia requerida para el arriostramiento lateral sea al menos un 2% de la resistencia nominal del ala ( $F_y b t_f$ ). La rigidez mínima de los arriostramientos laterales debe ser aquella de la ecuación A-6-8 del Apéndice 6 de AISC 360, escrita a continuación:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left( \frac{10M_r C_d}{L_b h_0} \right) \quad (2-59)$$

En la ecuación (2-59),  $L_b$  es la separación entre arriostramientos y  $h_0$  es la distancia entre los centroides de las alas de la sección transversal del HBE. Deben usarse los siguientes valores:

- $\phi$  : 0.75
- $M_r$  :  $R_y Z F_y$
- $C_d$  : 1.0

#### 2.4.4.1.9 Empalmes en VBEs (Artículo 17.4e)

Se debe cumplir con los requerimientos del artículo 8.4 de AISC 341, sobre empalmes de columnas que son parte del sistema resistente lateral de la estructura.

#### 2.4.4.1.10 Zonas de panel (Artículo 17.4f)

La zona de panel en la conexión HBE-VBE debe cumplir con los requerimientos del artículo 9.3. Este requerimiento se exige sólo para las conexiones con HBEs de anclaje.

#### 2.4.4.1.11 Rigidez de VBEs (Artículo 17.4g)

La sección transversal de un VBE debe poseer un momento de inercia tal que satisfaga la ecuación (2-52) (inercia con respecto a un eje perpendicular al plano de la placa de relleno).

#### 2.4.4.2 Marco arriostrado concéntricamente corriente

La norma AISC 341 incluye 2 niveles de requerimientos para sistemas del tipo CBF, el especial (SCBF, capítulo 13) y el corriente (OCBF, capítulo 14). Para este trabajo se adoptan los requerimientos del tipo corriente. En lo que sigue, se describen brevemente algunas consideraciones que esta norma impone sobre OCBF.

Se indica que los marcos arriostrados corrientes están pensados para soportar una cantidad limitada de deformaciones inelásticas (en relación a sistemas más dúctiles, como los marcos arriostrados especiales o los muros de corte de placas de acero) frente a las fuerzas desarrolladas por el sismo de diseño. Se requiere que los elementos de arriostramiento cumplan con límites de compacidad sísmica, pues se espera que en ellos se concentren las deformaciones inelásticas que puedan ocurrir. También se pide cumplir con un límite de esbeltez global para los elementos de arriostramiento, como sigue:

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2-60)$$

En configuraciones especiales de diagonales, tipo V o V-invertida, se requiere que las vigas que cruzan la unión de los arriostramientos, sean continuas en ese tramo y que sean capaces de resistir el desbalance de fuerzas, que se origina por la degradación de la resistencia a compresión, entre las diagonales concurrentes a dicha viga.

## 2.5 Plataforma OpenSees

Los procedimientos de análisis estructural no lineal, que son requeridos para este trabajo, fueron ejecutados usando OpenSees. OpenSees es el acrónimo de *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, y corresponde a un entorno computacional diseñado para la modelación y simulación de sistemas estructurales y geotécnicos [39]. Es de uso gratuito en actividades con fines educacionales y académicos. Una descripción detallada de las características, capacidades y modo de uso de este programa, está fuera del alcance de este trabajo. Fue usado como una herramienta de análisis, por lo tanto, sólo se describen aspectos particulares de los procedimientos ejecutados, en secciones posteriores.

## 2.6 Modelos para estudio del desempeño

### 2.6.1 General

En este trabajo se evalúa el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas. Para cumplir con este objetivo se recurre a 2 métodos de análisis:

- Análisis estático no lineal (NSA o pushover)
- Análisis dinámico no lineal (NDA, RHA, historia de respuesta o tiempo-historia)

Los tipos de análisis anteriores, se ejecutaron sobre modelos bidimensionales de las estructuras, en los cuales se incorpora el comportamiento inelástico que los sistemas resistentes diseñados pueden experimentar en un evento sísmico.

En general, los modelos que se usaron en este trabajo, para el propósito de evaluación, son representaciones de un determinado eje resistente (SPSW o CBF), de cada una de las estructuras diseñadas. Esto se hace por simplicidad, ya que por la simetría de los edificios diseñados (como se ve en el capítulo 3), se espera que los resultados a partir estos modelos bidimensionales no disten demasiado de lo que resultaría si un modelo tridimensional fuera usado.

## 2.6.2 Modelo no lineal para muros de corte de placas de acero

El modelo que se describe a continuación es aquel propuesto en [48], que a su vez sintetiza un trabajo más extenso [47]. Este modelo está basado en el *modelo de franjas*, introducido en la sección 2.1.3.1 y, según la opinión de los autores, constituye un refinamiento de varios parámetros que no han sido precisados con claridad en investigaciones anteriores (que han usado este modelo como herramienta analítica), y que influyen en los resultados analíticos obtenidos con la modelación de franjas. El modelo es calibrado a partir de la comparación entre una curva tipo *fuerza vs desplazamiento lateral*, obtenida a través de análisis pushover y la envolvente de los ciclos de carga y descarga de 1 ensayo de SPSW a escala. Los autores señalan que la validación de este modelo se hizo usando datos experimentales disponibles en la literatura, sobre ensayos de otros especímenes, algunos con características geométricas similares al primero y otros distintos, con menor espesor de placa y elementos de borde más flexibles. En el artículo incluyen sólo uno de los casos usados en la validación, debido a las diferencias que este posee respecto al ensayo usado para la calibración. Sobre esto se comenta más adelante en esta sección.

En general, los elementos que usa el modelo propuesto son elementos con plasticidad concentrada, para los cuales se necesita calibración de las propiedades que definen su comportamiento, que en el caso específico presentado en el artículo, son rótulas plásticas puntuales, axiales (para las franjas) y de flexión (para elementos de borde).

En el artículo se define el *modelo de franjas detallado*, el cual posee todos los refinamientos que proponen los autores, y luego se sugieren y validan ciertas simplificaciones a estos parámetros refinados, con el fin de facilitar la implementación práctica del modelo, pero manteniendo razonablemente la exactitud obtenida con el primer enfoque. El modelo que sigue tales simplificaciones es denominado *modelo de franjas modificado*.

En lo que sigue, considerando el modelo de franjas, tal como fue introducido anteriormente (página 20), se precisan los siguientes parámetros de éste: zonas de panel, rótulas plásticas, puntal de compresión, rótula con deterioración y distribución de franjas, los que definen el *modelo de franjas detallado*. Sin embargo, se describe sólo la implementación simplificada propuesta por los autores, pues es la que se usará en este trabajo. Los investigadores sostienen que las diferencias que las simplificaciones implican, en relación a la versión detallada del modelo y a la curva experimental, son despreciables y además entregan una estimación conservadora de la capacidad de los muros estudiados.



### 2.6.2.1 Zona de panel

Los autores constatan que las deformaciones inelásticas en esta zona, observadas en el espécimen experimental “de calibración”, mostraron una baja magnitud durante todo el proceso de carga cíclica, e incluso, que las deformaciones fueron elásticas hasta que se desarrolló el máximo de capacidad lateral del espécimen. Basándose en lo anterior, proponen el arreglo de elementos que se muestra en la Figura 2-29, para representar la zona de panel. Los elementos contenidos al interior de dichas zona son barras elásticas rígidas (con una rigidez 1000 veces mayor que la de los elementos viga y columna usados). Las rótulas plásticas se ubican en los nodos denominados *de panel*, los cuales están ubicados a una distancia igual a la mitad de la altura de la sección transversal del elemento, a partir del eje centroidal de éste.

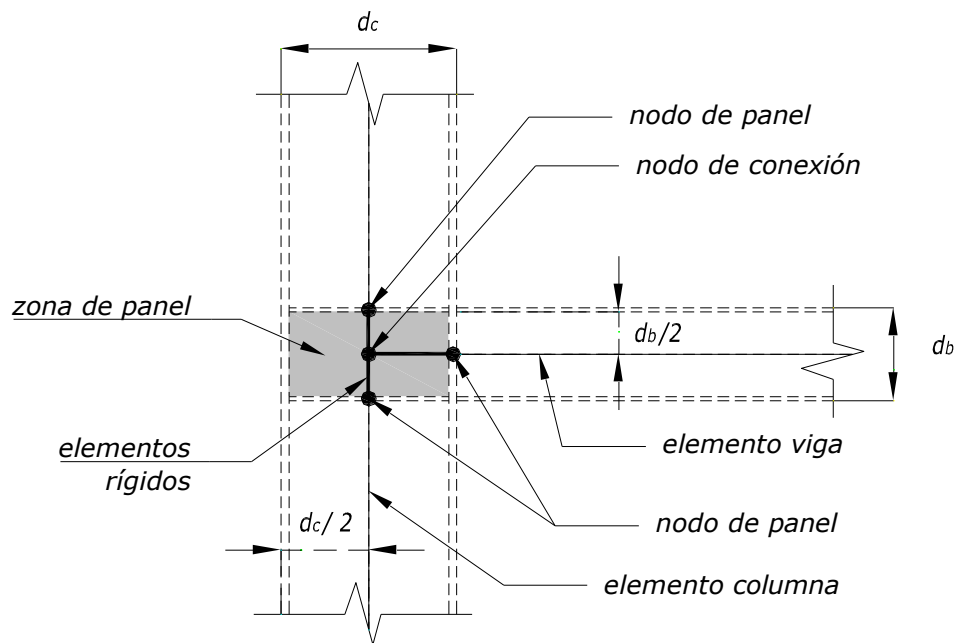


Figura 2-29. Arreglo de elementos y nodos para modelar zona de panel (adaptado de [48]).

### 2.6.2.2 Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas necesarias para construir el modelo son de 2 tipos: rótulas axiales, definidas para las franjas y rótulas de flexión, definidas para el marco circundante a la placa. Las primeras son ubicadas en el punto medio de cada franja y las segundas son ubicadas en los nodos de panel, según se ilustra en la Figura 2-29. Además, se incluye una rótula en la base de la columna del piso 1, a una distancia igual a la mitad de la altura de la sección transversal de ésta. Esto último debido a que el espécimen con el cual se calibró este modelo contaba con una conexión rígida en la base de cada columna.

En el artículo [48] se propone definir la relación *fuerza-elongación axial y momento-rotación* de cada rótula como una relación rígida-plástica, es decir, deformación nula en la rótula hasta un punto en que el elemento donde se incluye ésta alcance (de manera elástica) una deformación característica y a partir de esto, la deformación ocurre de manera plástica (es decir con rigidez nula). Las deformaciones características deben ser determinadas a partir del comportamiento uniaxial del material que se está considerando. Se indica que la rotación para la cual se activa una rótula flexural puede ser calculada mediante la integración de la curvatura de las secciones contenidas en un largo igual a la altura de la sección transversal del elemento. Suponen curvatura constante en dicha longitud y de un valor tal que produce una deformación unitaria igual a la de fluencia en las fibras extremas de la sección. Se propone además, modificar el momento plástico asignado a las rótulas que se ubican en las columnas ( $M_{pc}$ ), para considerar los efectos de la carga axial, usando la siguiente ecuación:

$$M_{pc} = 1.18 ZF_y \left( 1 - \frac{P}{A_c F_y} \right) \quad (2-61)$$

En que  $Z$  = módulo plástico de la sección,  $A_c$  = área transversal de la sección y  $P$  = carga axial en la sección. Sin embargo, los autores no indican cuál es el valor de la carga  $P$  que usaron ni proveen alguna recomendación para su estimación. En este trabajo de título no se entra en más detalles con respecto a lo anterior, pues como se indica más adelante, los elementos que se ocuparán para modelar el marco circundante a la placa, incluyen en su formulación la interacción entre flexión y carga axial.

Para el caso de las rótulas axiales, no proveen mayores detalles, sin embargo, se considera apropiado usar la deformación axial de una determinada franja (deformación ingenieril) y junto a la deformación de fluencia del material, determinar la elongación que se requiere en dicha franja para que se active la correspondiente rótula.

### 2.6.2.3 Puntal de compresión

Este elemento es incluido para capturar la contribución de la resistencia en compresión de la placa de relleno, a la rigidez y resistencia del muro. Este puntal corresponde a una biela extendida entre las esquinas opuestas de un panel, orientada en una dirección como la que se ilustra en la Figura 2-32. La relación entre el área transversal de este puntal ( $A_{CS}$ ), el espesor de la placa de relleno y las dimensiones del panel, es la misma que indica la ecuación (2-2). La resistencia del puntal está dada por el producto del área  $A_{CS}$  y la tensión de compresión limitante  $F_{yCS}$ . Los autores proponen fijar  $F_{yCS}$  en un 8% de la tensión de fluencia de la placa de relleno. Este valor fue considerado adecuado, basándose en evidencia empírica.

No se ha profundizado en la racionalidad detrás de la elección del anterior porcentaje como un valor límite, porque este elemento no fue incluido en los análisis. Según lo descrito en el artículo, el efecto de dicho puntal es proveer una rigidez y una capacidad lateral un poco mayores que las que predice el modelo sin puntal, y en el caso del modelo usado para la calibración, este incremento de rigidez y resistencia permite una mejor estimación de la curva experimental. Sin embargo, al comparar las curvas del modelo con puntal y la experimental del ensayo usado para validación, mencionado en un párrafo anterior, se encontró una sobreestimación de la rigidez inicial, y un máximo de capacidad ocurriendo a una deformación lateral menor que la registrada experimentalmente. Por otro lado, el modelo sin puntal predijo una rigidez inicial muy similar a la experimental, pero una subestimación de la capacidad. Debido a esto los autores plantean que se pueden ejecutar 2 análisis, uno sin y otro con puntal, para obtener una respuesta más aproximada, en términos de rigidez inicial y resistencia, considerando uno u otro análisis, según corresponda. Se optó por no incluir tal elemento en el desarrollo de este trabajo, ya que la formulación del puntal de compresión es empírica. Además, la subestimación de la capacidad (que en el caso recién descrito es de un 6.1% [48]) provee una estimación conservadora de ésta.

#### 2.6.2.4 Rótula con deterioro

Durante el ensayo usado en la calibración, se observó degradación de la resistencia del muro, y fue atribuida a la propagación de rasgaduras en la placa de relleno. Estas rasgaduras aparecieron principalmente en las esquinas de la placa (no se especifica si en todos los pisos o sólo algunos). Para modelar el efecto de deterioro en la placa de relleno, proponen incluir rótulas plásticas que posean una ductilidad limitada, como la mostrada en la Figura 2-30.

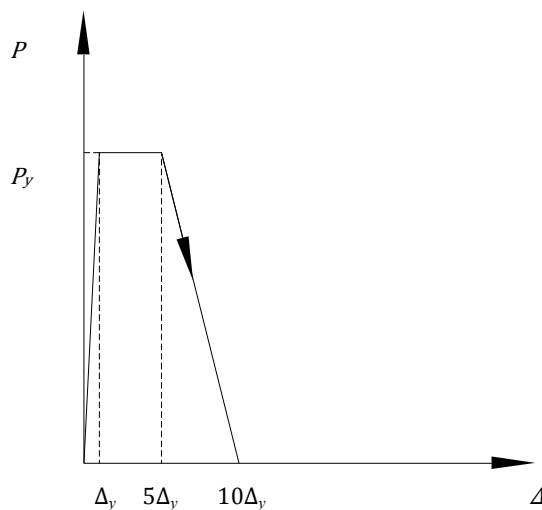


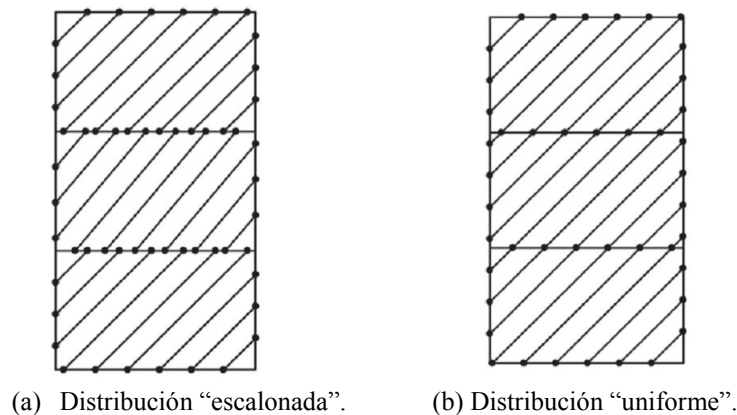
Figura 2-30. Esquema de rótula con deterioro (adaptada de [47]).

El esquema en la Figura 2-30 no corresponde a una rótula rígida-plástica, como las descritas anteriormente, sin embargo, los puntos que definen la relación fuerza-deformación sí corresponden a los propuestos por los autores (una rótula rígida-plástica marcaría el comienzo de la deterioración en una deformación de  $4\Delta_y$ , llegando a fuerza nula en  $9\Delta_y$ ). La deformación de 5 veces la deformación de fluencia, para la cual comienza la deterioración, es propuesta a partir de lo observado en el ensayo y los valores de deformación en las franjas del modelo correspondiente al espécimen estudiado, en el instante que se detecta la primera aparición de una rasgadura. El valor en que la resistencia de la rótula es nula,  $10\Delta_y$ , es recomendado basándose igualmente en lo registrado durante el ensayo. La rótula con estas propiedades debe asignarse a las franjas que estén más próximas a “conectar” las esquinas opuestas del panel.

Se indica en el artículo que a pesar de ser la tasa de propagación de las rasgaduras una función de las cargas cíclicas aplicadas sobre aquel espécimen en particular, se considera que éste fue un caso severo y por lo tanto, la relación propuesta para la rótula con deterioración es conservadora.

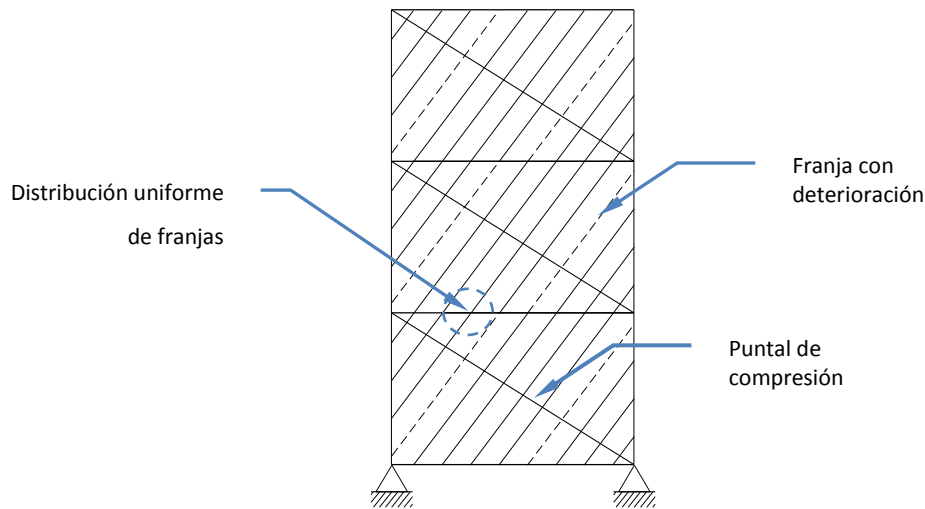
### 2.6.2.5 Distribución de franjas

Una recomendación presente en la literatura ([3] y [6]), para ubicar los nodos en que se conectan franjas y vigas en el modelo, es dividir los elementos horizontales en segmentos de largo  $\Delta_x = l/n [L+h \tan(\alpha)]$ , siendo  $n$  el número de franjas que se quiere usar. Esto trata a cada panel por separado, y en la práctica se obtendría un modelo en el que no necesariamente los nodos de un piso coinciden con los de pisos adyacentes, como se ilustra en la Figura 2-31(a).



**Figura 2-31.** Distribución de franjas [6].

Se propone una distribución simplificada [48], en la que se usa el promedio de los ángulos  $\alpha$  de todos los pisos, como inclinación constante para las franjas de todo el muro. El trazado de las franjas puede ser visto entonces como “achurar” el interior del marco circundante. Los autores no encontraron diferencias apreciables entre los resultados de las configuraciones (a) y (b) en la Figura 2-31. Por lo tanto, recomiendan la segunda opción.



**Figura 2-32.** Esquema del modelo de franjas simplificado.

En el artículo referenciado, además de la descripción del modelo, están los resultados de un estudio paramétrico, en el cual los autores analizan mediante pushover, los modelos de varias estructuras (hipotéticas), usando el modelo simplificado. Uno de los parámetros de estudio es el ángulo  $\alpha$ . Concluyen que la resistencia que predicen los modelos varía muy poco, dentro del rango que consideraron para  $\alpha$  ( $38^\circ$  a  $50^\circ$ ) y recomiendan usar un valor constante e igual a  $40^\circ$  durante el proceso de diseño. Observan además que la ecuación usada para calcular la resistencia al corte de un panel, (2-56), es un tanto insensible al valor del ángulo de inclinación del campo de tracciones y sugieren reemplazar el término “ $\sin(2\alpha)$ ” por  $\sin(2 \times 40^\circ) = 0.985 \approx 1.0$ .

Los parámetros anteriores permiten construir el modelo de franjas simplificado (ver Figura 2-32), como es descrito en [48]. Éste permite aproximar la respuesta de un SPSW considerando cargas laterales actuando sólo en un sentido. Para considerar efectos en 2 sentidos, se puede usar la misma configuración de franjas confeccionada en un sentido, pero “reflejada” respecto a un eje vertical [6]. Tal modelo se denomina *modelo dual*.

### **2.6.3 Modelo no lineal para marcos arriostrados concéntricamente**

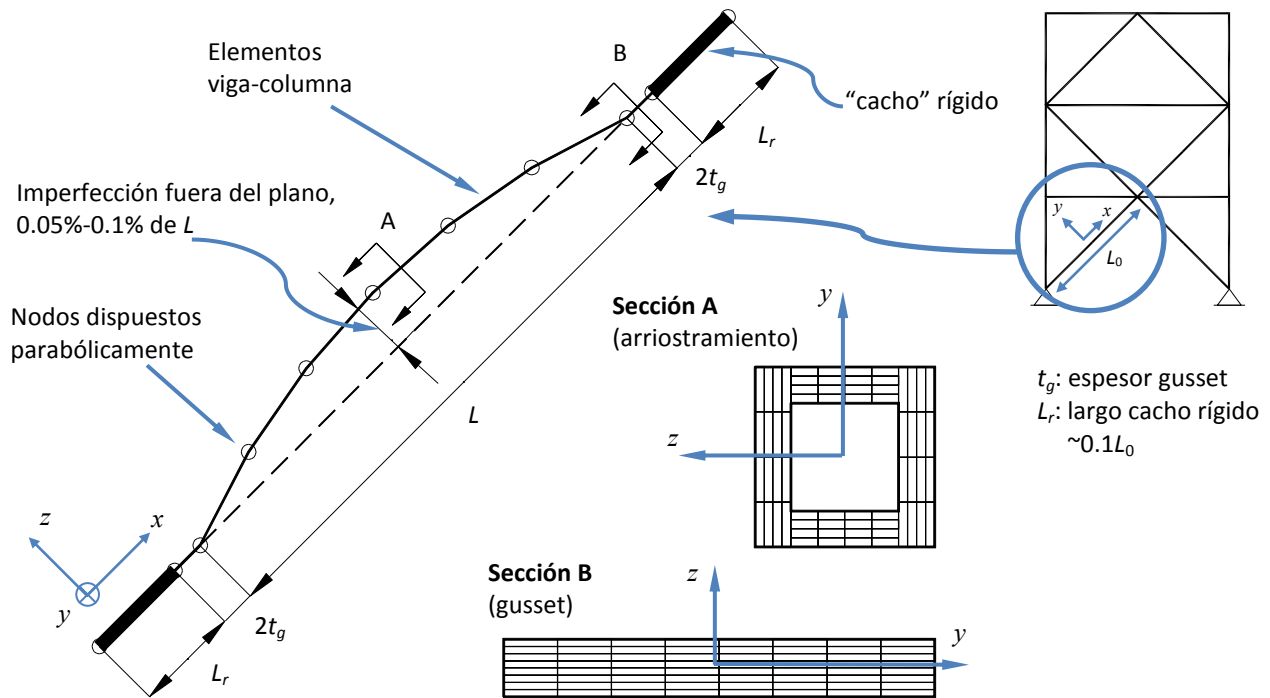
El modelo que se describe a continuación es propuesto en [50] y fue usado por sus autores para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras provistas de marcos arriostrados concéntricamente especiales, entre otros tipos de estructuras. Corresponde a un modelo tridimensional de barras, el cual utiliza elementos con secciones de fibras y permite representar el pandeo global en arriostramientos y columnas, junto a la degradación de la resistencia debido a la fatiga de pocos ciclos.

#### **2.6.3.1 Modelo de arriostramiento de acero**

Este modelo fue implementado en OpenSees y permite aproximar el comportamiento cíclico de arriostramientos que experimentan pandeo global [51]. Cada arriostramiento es modelado utilizando elementos viga-columna con secciones de fibra. Cada fibra está asociada a un material uniaxial con propiedades no lineales de tensión-deformación. Deben usarse al menos 2 elementos, pues se requiere proveer un desplazamiento transversal (imperfección) a algún nodo ubicado al interior del arriostramiento, con respecto a la cuerda que define la posición inicial de éste. También se requiere considerar la configuración deformada del elemento en cada paso del análisis. En OpenSees, esto último es logrado mediante el uso de una transformación de coordenadas (para llevar al elemento desde el sistema básico de coordenadas al sistema global) denominada “corrotacional”, para los elementos de barras. Se considera comportamiento lineal en torsión, para lo cual se usa un resorte, desacoplado de las otras respuestas de la sección, con un valor de rigidez elástica calculado a partir de las propiedades geométricas de la sección modelada.

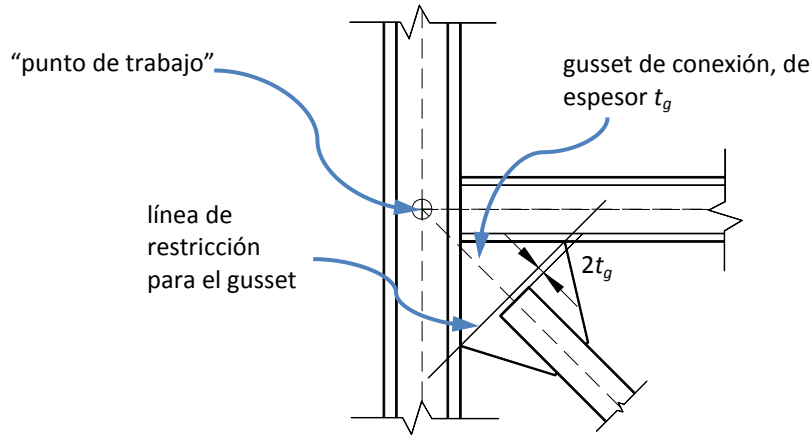
La Figura 2-33 muestra un dibujo esquemático de este modelo. En este esquema, un arriostramiento de sección transversal tubular es modelado usando 6 barras conectadas a nodos colineales dentro del plano que contiene al arriostramiento, pero con un desfase fuera del plano tal que describen una parábola.

La disposición espacial entregada a los nodos (ver Figura 2-33) permite simular la imperfección inicial que puede presentar el elemento estructural y es necesaria para inducir el pandeo en este modelo (pandeo que genera flexión en torno al eje local “y” en el esquema anterior) [51]. Sus autores recomiendan que el máximo desplazamiento fuera del plano (inicial), sea del orden de 0.05% a 0.1% del largo del arriostramiento.



**Figura 2-33.** Esquema del modelo de arriostramiento.

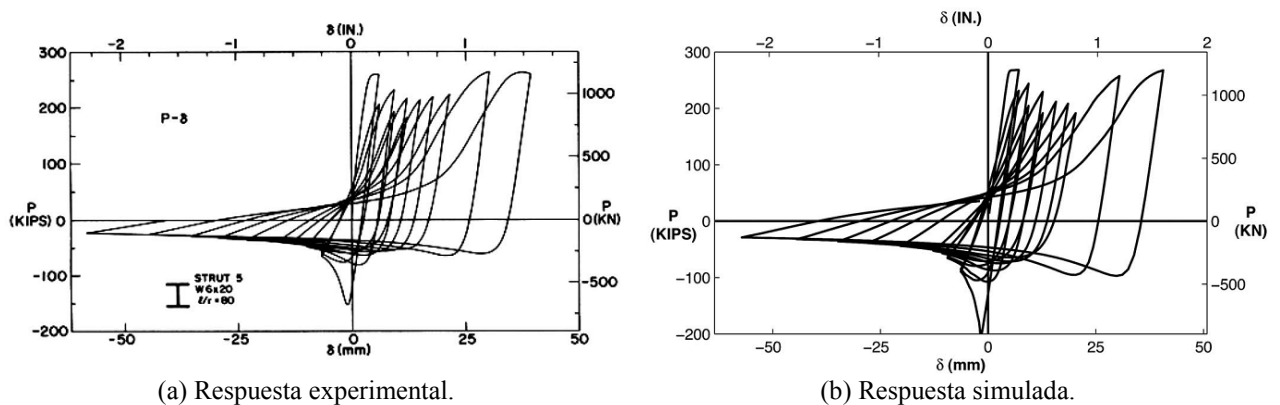
En el esquema de la Figura 2-33 se muestra la sección transversal del arriostramiento (sección A), discretizada usando 4 fibras a través del espesor de pared de la sección y 4 fibras en el alto y ancho de ésta (16 fibras en cada pared). También se muestra la sección transversal que representa el gusset de conexión del arriostramiento (sección B), dividida en 8 fibras a través del espesor y 8 fibras en el ancho de ésta. Lo anterior supone que la conexión entre el arriostramiento y la estructura efectivamente se hace mediante un gusset de conexión. Se indica en la Figura 2-33 que el largo de los 2 elementos que representan el gusset de conexión es igual a 2 veces el espesor de éste ( $t_g$ ). Esto obedece a una condición de diseño de la conexión, en la cual se especifica una separación de  $2t_g$  entre la línea que restringe los desplazamientos del gusset, debido a la conexión con vigas y columnas, y el extremo conectado del arriostramiento. La Figura 2-34 ilustra esta consideración. Las barras rígidas (cacho rígido) que se muestran en la Figura 2-33 corresponden a la zona de conexión entre viga, columna y arriostramiento, y se extienden desde la intersección de los ejes centroidales de los elementos (señalado como “punto de trabajo” en la Figura 2-34) hasta la línea de restricción que se asume para el gusset.



**Figura 2-34.** Línea de restricción para gusset de conexión.

La curva del material especificado en cada fibra de las secciones A y B (Figura 2-33) corresponde al modelo de acero de Menegotto-Pinto, con una razón de endurecimiento igual a 0.3% [51]. Este material está implementado en OpenSees, y en este trabajo se usaron los mismos parámetros seleccionados por los autores de esta modelación, para especificar la curva de dicho material.

El modelo fue validado mediante comparaciones con resultados de ensayos experimentales de arriostramientos aislados, disponibles en la literatura. La Figura 2-35 corresponde a uno de los casos presentados en el artículo original [51], en el que se compara la reproducción analítica de un determinado ensayo con los resultados experimentales. Los autores afirman que el resultado obtenido es excelente.



**Figura 2-35.** Comparación entre ensayo experimental y simulación a partir del modelo de arriostramiento [51].

En el esquema de la Figura 2-33 se muestran 6 barras para ilustrar la forma parabólica indicada por los autores del modelo, sin embargo ellos recomiendan usar sólo 2 elementos con 3 puntos de integración (secciones de control) en cada uno, para obtener una buena aproximación de la respuesta del



arriostramiento, en términos globales. Esta recomendación se basa en un estudio paramétrico realizado por los mismos.

La validez de la modelación, tal como ha sido descrita, se remite a arriostramientos que no se ven afectados por pandeo local de las paredes del perfil, o al menos no de forma importante. Tampoco permite reproducir fallas frágiles, como la rotura en la sección neta del arriostramiento.

Los autores de [50] implementaron un método (para su uso en OpenSees también) que, junto al modelo anterior, permite incluir el efecto de la fatiga de pocos ciclos durante el análisis.

Esta característica no se incluyó en los modelos usados en esta memoria de título, pues si bien fue implementada en OpenSees para disponibilidad de los usuarios, ésta requiere calibración con datos experimentales, lo cual está fuera de los alcances de este trabajo.

### **2.6.3.2 Modelo de marco arriostrado**

Los modelos de marcos arriostrados usados para la evaluación del desempeño de edificios presentada en [50], se basan en el uso de elementos viga-columna no lineales para modelar el marco resistente y el uso del modelo descrito en la sección anterior para representar los arriostramientos. Vigas y columnas fueron modeladas con elementos del mismo tipo que los usados en los arriostramientos (con secciones de fibras) y con gran rigidez (elástica) en torsión. Se incluyeron barras rígidas (cacho rígido) en las uniones entre vigas, columnas y arriostramientos. Las columnas fueron modeladas utilizando 2 elementos y un desplazamiento fuera del plano en el nodo central, para considerar el posible pandeo global de éstas. Se impusieron restricciones de desplazamiento fuera del plano en las intersecciones entre vigas y columnas.

En la referencia [50] se muestra la comparación hecha entre los resultados del ensayo de un espécimen de marco arriostrado especial de 2 pisos y las simulaciones numéricas efectuadas posteriormente. Dichas simulaciones se realizaron con distintos niveles de sofisticación para la modelación, y se destacan 2 de estos niveles, los que corresponden a los proporcionados por el modelo de arriostramiento descrito, con y sin efectos de fatiga de pocos ciclos. Concluyen que el modelo que considera el efecto de fatiga entrega la mejor aproximación a los resultados experimentales y que la respuesta dada por el modelo sin fatiga refleja el comportamiento ideal de un marco arriostrado

concéntricamente especial, en el que sus arriostramientos no experimentan fallas frágiles, las cuales sí fueron observadas en el ensayo estudiado.

## 2.7 Metodología para evaluar factores de desempeño sísmico de edificios

Para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras diseñadas con SPSW, se utilizó la metodología contenida en FEMA P695 [10], desarrollada para la evaluación de factores de desempeño sísmico de edificios. Este documento propone una metodología, la cual supone ser un enfoque racional para evaluar (de manera objetiva) el comportamiento sísmico de un determinado conjunto de estructuras con características similares entre sí. Tal evaluación tendría por objetivo el establecer parámetros de diseño sísmico de edificios, para su uso dentro de un contexto normativo, a partir de información cuantitativa sobre el comportamiento que dicho grupo de estructuras podría tener durante un evento sísmico [10].

La descripción hecha en el párrafo anterior es de carácter general. Después de haber revisado la metodología, es posible precisar ciertos aspectos:

- Los factores de desempeño sísmico que se pretende cuantificar, corresponden a parámetros usados en el diseño sísmico de edificios, estos son  $R$  = factor de reducción de la sollicitación sísmica,  $\Omega_0$  = factor de sobrerresistencia del sistema estructural y  $C_d$  = factor de amplificación de desplazamientos. Estos factores se usan junto a métodos lineales de análisis sísmico, de acuerdo a una determinada norma de diseño.
- El primer objetivo para el cual se desarrolló la metodología, es el de disponer de un procedimiento que permita determinar los factores ( $R$ ,  $\Omega_0$ ,  $C_d$ ) asociados a nuevos sistemas estructurales, de manera que éstos provean un nivel de seguridad equivalente al que poseen sistemas estructurales cuya respuesta es mejor conocida.
- El nivel de seguridad asociado al sistema estructural, es cuantificado en términos de probabilidad de colapso ante sollicitaciones sísmicas de una magnitud equivalente a la del sismo máximo considerado ( $MCE$ ), según es definido en la norma ASCE 7-05.

Para lograr lo anterior, se debe seguir una serie de pasos, definidos en la metodología, los cuales se listan a continuación:

1. Desarrollar concepto del sistema estructural
2. Reunir la información suficiente para poder establecer requerimientos de diseño sobre el sistema. Estos requerimientos deben ser compatibles con ASCE 7-05.
3. Caracterizar el comportamiento. Se deben estudiar las posibilidades de aplicación que el sistema permite y, si es necesario, fijar límites para éstas. Las posibilidades revisadas se materializan en la creación de *arquetipos* estructurales.
4. Desarrollar modelos analíticos para los arquetipos creados.
5. Analizar los modelos construidos, usando análisis no lineal estático y dinámico.
6. Evaluar el desempeño.
7. Tomar una decisión acerca de la aceptabilidad del desempeño evaluado.

Se destaca que en el paso N° 3, la creación de arquetipos estructurales implica realizar diseños usando el sistema estructural. Por lo tanto, se deben asumir ciertos valores para los parámetros de diseño sísmico que se quieren determinar usando la metodología, en consecuencia, el proceso es iterativo.

A pesar de que la metodología está muy arraigada en las normas de diseño estadounidenses, se consideró factible aplicarla en este trabajo y se piensa que los resultados son válidos para la práctica nacional. Para lo anterior se debió realizar una modificación al procedimiento. En términos simples, la modificación consistió en evaluar el desempeño de las estructuras diseñadas, de acuerdo a un escenario de *sismo máximo creíble* para el territorio chileno. Esto será precisado más adelante.

En lo que sigue, se describen los pasos brevemente señalados en los párrafos anteriores. La forma en que fueron abordados para efectos de esta memoria se expone en el capítulo 4, junto a los resultados obtenidos.

Se destaca que fue posible aplicar la metodología gracias al supuesto de que la mayor parte del trabajo que involucra aplicarla ya está hecha y corresponde a la información, experimental, analítica y normativa, disponible para el sistema SPSW. Cabe mencionar que el uso de esta metodología constituye una labor exhaustiva, ya que requiere reunir una cantidad de información suficiente para definir aspectos constructivos, procedimientos de diseño, rangos de aplicación, modelos para la predicción del comportamiento inelástico, entre otros posibles requerimientos, y posteriormente enmarcar todo en el contexto de un código de diseño, que en este caso es la norma ASCE 7-05.

La manera de usar la metodología, para la evaluación de las estructuras que se diseñaron en este trabajo, fue simplificada.

## **2.7.1 Concepto del sistema estructural**

La metodología plantea que debe elaborarse un concepto bien definido del sistema estructural, el cual debe cubrir aspectos generales de la estructuración que es posible adoptar con él, el rango de aplicación para el que ha sido concebido y el comportamiento esperado para sus distintos componentes durante un sismo.

## **2.7.2 Información requerida**

La metodología requiere información detallada, de carácter experimental y analítica, que permita lograr lo siguiente:

- Una predicción confiable de la respuesta del sistema estructural ante solicitaciones sísmicas.
- Procedimientos de diseño estandarizados que aseguren el comportamiento previsto para las estructuras dotadas del sistema.

Para lo anterior, como un mínimo de información se pide:

- Una descripción completa del sistema, que abarque las posibles estructuraciones que se pueden adoptar, el tipo de estructuras para el que está pensado o las características arquitectónicas que son aptas para la inclusión de éste, sistemas resistentes gravitacionales posibles de combinar con el sistema sismorresistente y el comportamiento inelástico que se permite.
- Requerimientos de diseño y especificaciones técnicas. Se deben considerar limitaciones de uso e información pertinente para la cuantificación de estados límite de diseño, requisitos de rigidez y resistencia y propiedades de los materiales.
- Información experimental que respalde los puntos anteriores.

Una característica importante de la metodología, es que intenta cuantificar explícitamente la incertidumbre que existe en el proceso de evaluación, mediante la calificación de la información generada en las distintas etapas que deben seguirse. A grandes rasgos, si la información es de buena calidad, ésta generará un índice de incertidumbre bajo, que tendrá por lo tanto, un bajo impacto en la valoración del desempeño de las estructuras. Sin embargo, la valoración asociada a la calidad de la información depende en gran parte de la opinión de quienes aplican la metodología.

A continuación se incluye una traducción para la escala de valoración de la calidad de los requerimientos de diseño que sean propuestos para un determinado sistema estructural. El formato de dicha escala, es el mismo que se usa en la calificación de la información que se genera en las otras etapas de la metodología (calidad de los datos experimentales y calidad de los modelos analíticos).

**Tabla 2-1.** Índice de calidad de los Requerimientos de Diseño.

Grado de Completitud y Robustez	Nivel de Confianza en las bases de los Requerimientos de Diseño		
	Alto	Medio	Bajo
<b>Alto</b>	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$
<b>Medio</b>	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$
<b>Bajo</b>	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$	-

(Traducción de Tabla 3-1 de FEMA P695 [10])

El factor  $\beta_{DR}$  es el término usado para cuantificar la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño, es por ello que tiene un valor más bajo en niveles más altos de confianza y robustez.

La completitud y robustez de los requerimientos de diseño tienen que ver con qué tan exhaustivos son éstos, en el sentido de si abarcan todas las posibilidades de falla que se pueden presentar. Un grado *Alto* es atribuido a un conjunto de requerimientos de vasta extensión, en que se han considerado resguardos para prevenir todos los modos de falla indeseados y definen una jerarquía para los modos de falla admisibles. En el otro extremo, un grado *Bajo* indica una jerarquía de fallas vagamente definida, si es que es provista del todo, donde es bastante probable la ocurrencia de modos de falla imprevistos.

El nivel de confianza asociado a los requerimientos de diseño se relaciona con la fidelidad que se cree que éstos poseen al representar el comportamiento real de las estructuras. Un nivel *Alto* es sinónimo de una gran confianza, basada en ensayos de laboratorio y/o evidencia histórica, en que las propiedades de los materiales, los criterios de diseño y las ecuaciones de diseño permitirán que el sistema se comporte como es esperado. Por el contrario, un nivel *Bajo* implica que se cuenta con poca evidencia para sustentar las predicciones hechas para el sistema.

La información pertinente a los ensayos requeridos también es calificada. La Tabla 2-2 contiene los índices para este propósito.

**Tabla 2-2.** Índice de calidad de los Datos Experimentales.

Grado de Completitud y Robustez	Nivel de Confianza en los resultados de los ensayos		
	Alto	Medio	Bajo
<b>Alto</b>	(A) Superior $\beta_{TD} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$
<b>Medio</b>	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$
<b>Bajo</b>	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$	-

(Traducción de Tabla 3-2 de FEMA P695 [10])

La completitud y robustez de los datos experimentales se refiere al grado en que aspectos relevantes para el comportamiento del sistema, han sido probados en algún programa experimental, ya sea de ensayos específicos desarrollados para validar el sistema de interés o ensayos extraídos de otras fuentes, pero debidamente justificados. En [10] se entrega una amplia lista que sugiere aspectos a considerar en un programa experimental. A continuación se señalan algunos de los puntos de dicha lista, sin entrar en detalles, para poner en un contexto más concreto lo que se acaba de describir.

Aspectos generales para considerar en ensayos experimentales:

- **Efectos del daño acumulado.** Se indica que el historial de carga o desplazamiento en el ensayo de componentes estructurales, debe ser representativo de lo que podría experimentar dicha componente en la realidad, siendo parte de un sistema resistente.
- **Efectos de la escala.** Los ensayos debieran ejecutarse en especímenes a escala real, a menos que se demuestre mediante teoría y experimentos, que la reducción de las dimensiones no afecta significativamente el comportamiento estudiado.
- **Condiciones de borde.** Éstas deben ser representativas de las condiciones que experimentaría en la realidad la componente o espécimen ensayado. También deben ser condiciones de borde suficientemente generales para extrapolar las observaciones hacia otras configuraciones (dentro de las permitidas en los requerimientos de diseño). Además no deben considerarse efectos benéficos, que no necesariamente se tengan en estructuraciones comunes.
- **Experiencias pasadas.** Se plantea que debe beneficiarse (en la calificación) a aquellos sistemas que han sido probados en uso, durante sismos reales.
- **Configuración de especímenes.** Deben testearse una cantidad de especímenes con configuraciones distintas posibles de usar en la realidad, que permitan reconocer diferencias en las respuestas. Debe enfatizarse la detección de modos de falla que impliquen deterioración de la capacidad.

Entonces, un grado *Alto* de completitud y robustez es asignado a un conjunto de datos que integre cabalmente prácticamente todos los aspectos experimentales importantes, como los listados más arriba, de manera que el sistema sea entendido en varios niveles (material, componentes, sistema). Un grado *Bajo* es atribuido a un programa experimental que pasó por alto importantes características del sistema, por lo que su entendimiento no es completo.

La confianza asociada a los resultados experimentales intenta cuantificar la confiabilidad de los ensayos. Se relaciona también con la corroboración de los resultados obtenidos, con respecto a ensayos similares. Un alto nivel de confianza significa que el programa experimental entregó resultados confiables, con resultados comparables a los de otros ensayos similares, y que una cantidad suficiente de resultados fue obtenida, de modo que la variación estadística pueda ser valorada. Como es de esperarse, un nivel *Bajo* será asociado a un conjunto de datos con resultados dudosos, que no se relacionan con los de ensayos parecidos y en general con datos insuficientes para observar posibles variaciones.

Se reitera que en este trabajo se aplicó la metodología descrita. Examinar y discutir el marco teórico y/o la validez de caracterizaciones como la anterior, está fuera del alcance de esta memoria, así como una descripción exhaustiva del procedimiento. La publicación original [10] contiene indicaciones detalladas sobre qué aspectos requieren atención durante el proceso de recolección y calificación de la información, pero que pretenden ser guías en el proceso, dejando a criterio de los usuarios de la metodología, decidir si se requiere o no una investigación más profunda (que cubra más aspectos que los indicados en el documento).

### **2.7.3 Caracterización del comportamiento**

En la metodología, el concepto de *arquetipo estructural* es definido como una representación (prototipo) del sistema estructural que se está estudiando. Todas las configuraciones posibles de obtener utilizando tal sistema conforman el *espacio de diseño*. Este espacio de diseño es descrito usando las denominadas *configuraciones arquetípicas índice* o *arquetipos índice*, los cuales pueden definirse como estructuraciones particulares del sistema, pero que contienen características claves en el desempeño sísmico de éste. El espacio de diseño es dividido en *grupos de desempeño*, que corresponden a arquetipos índice con comportamiento similar o con ciertas características comunes. Estas características comunes pueden ser el nivel de carga gravitacional para el que es diseñado el sistema, la categoría de ocupación para la que se diseña, la importancia de la estructura o el rango en que el período fundamental de la estructura se ubica.

Este es uno de los aspectos en los que la metodología aplicada en este trabajo se desvía notoriamente de la “original”. La metodología, tal como es propuesta, implica abarcar el espacio de diseño que genera el sistema estructural que se está evaluando, por lo que involucra el estudio de un número considerable de arquetipos índice. En ella se indica que esto permite cubrir el “salto” que existe entre la evaluación del desempeño sísmico de una estructura en particular y la evaluación del desempeño de un sistema estructural, la cual debe generar conclusiones aplicables dentro de un rango permitido.

Lo anterior indica que las conclusiones que se deriven de los resultados de esta parte del trabajo realizado, son aplicables en un rango mucho menor de lo que se esperaría normalmente, al usar esta metodología. Tal rango está definido entonces por el tipo de estructuración, la categoría de diseño sísmico y el tipo de estructuras que se consideran en esta memoria.

#### **2.7.4 Desarrollo de modelos**

La metodología provee direcciones que encaminan al usuario en el desarrollo de modelos para análisis no lineal, a partir de la información requerida del sistema. Según se indica, idealmente los modelos deben simular todos los mecanismos de deterioro, tanto de rigidez como de resistencia, que puedan desencadenarse en el sistema sismorresistente, ya que la evaluación del desempeño se hace en función de la capacidad de colapso que predicen dichos modelos, la cual, según se menciona en [10], está directamente relacionada con dichos modos de deterioro. Si ciertas formas de falla o mecanismos de degradación no pueden ser simulados directamente en los análisis, deben elaborarse procedimientos que permitan detectar la aparición de éstos, a partir de la salida de los análisis (en la metodología son denominados *modos de falla no simulados*).

Una vez que los modelos han sido definidos, corresponde utilizar los requerimientos de diseño para diseñar estructuras correspondientes a los arquetipos índice y posteriormente, construir modelos de tales arquetipos.

Los modelos que se usen en los análisis no lineales también deben ser calificados, de la misma forma que los requerimientos de diseño y datos experimentales. La Tabla 2-3 contiene la escala de calificación para los modelos.



**Tabla 2-3.** Índice de calidad de modelos de arquetipos índices.

Representación de Características de Colapso	Exactitud y Robustez de los modelos		
	Alto	Medio	Bajo
<b>Alta</b>	(A) Superior $\beta_{MDL} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$
<b>Media</b>	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$
<b>Baja</b>	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$	-

(Traducción de Tabla 5-3 de FEMA P695 [10])

La representación de las características de colapso varía de *Alto* a *Bajo*, según qué tan bien es cubierto el espacio de diseño, a partir de los arquetipos índices y sus respectivos modelos. La calificación es *Alta*, si el espacio de diseño es completamente cubierto, incluyendo arquetipos índices de variadas alturas, configuraciones estructurales y en general, representativos de cualquier variable que sea considerada importante. Si el espacio de diseño no es bien representado por los arquetipos definidos o si incluso, tal espacio no fue bien definido, la calificación será *Baja*.

La exactitud y robustez de los modelos es calificada en función de hasta qué punto éstos permiten simular todos los mecanismos de deterioro que se consideren relevantes en la evaluación del desempeño. *Alta* exactitud y robustez es asignada a un conjunto de modelos que logre representar todos los mecanismos inelásticos predominantes en la respuesta sísmica y que además sean analizados utilizando algoritmos computacionales tales que la respuesta pueda trazarse hasta el instante de colapso de la estructura, sin problemas de convergencia. Si los modelos no son capaces de incluir formas de deterioro de rigidez o resistencia, la calificación que éstos reciben es *Baja*.

## 2.7.5 Análisis de modelos

Los modelos creados para cada arquetipo índice (*modelo arquetipo*) son analizados mediante análisis estático y dinámico no lineal. Estos análisis deben ejecutarse según lo descrito a continuación.

### 2.7.5.1 Análisis estático no lineal

De los resultados de este procedimiento, se obtienen valores para los parámetros de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y ductilidad ( $\mu_T$ ). Los siguientes puntos resumen los pasos a seguir:

1. Ejecutar análisis pushover. Utilizar patrón de carga lateral proporcional al producto entre la matriz de masa del modelo y el vector modal, asociado al modo predominante.
2. Extraer el valor de la capacidad máxima de la estructura,  $V_{max}$ , a partir de la curva del análisis pushover (corte basal vs desplazamiento de techo).
3. Calcular el factor de sobrerresistencia (del arquetipo particular que es analizado) como el cociente entre  $V_{max}$  y el valor del corte basal de diseño del arquetipo,  $V$ :

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (2-62)$$

4. Calcular el factor de ductilidad (del arquetipo particular analizado) o *ductilidad basada en el período*,  $\mu_T$ , como es denominado en la metodología. Se utilizan las fórmulas que siguen:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}} \quad (2-63)$$

$$\delta_{yeff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \max(T, T_1)^2 \quad (2-64)$$

$$C_0 = \phi_{1r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1x}^2} \quad (2-65)$$

En que:

- $\delta_u$  : desplazamiento lateral a nivel de techo cuando se ha alcanzado un 20% de reducción en la capacidad (ver Figura 2-36)
- $\delta_{yeff}$  : desplazamiento (de techo) de fluencia efectivo
- $C_0$  : factor que relaciona los desplazamientos del modo fundamental con los desplazamientos del nivel de techo
- $W$  : peso de la estructura, tributario al elemento resistente analizado
- $g$  : aceleración de gravedad
- $T$  : período fundamental de vibración,
- $T_1$  : período del modo fundamental, proveniente de análisis de frecuencias propias del sistema
- $m_x$  : masa del modelo del edificio en el nivel  $x$
- $\phi_{1x}$  : desplazamiento lateral del nivel  $x$ , en el modo fundamental del modelo

El período  $T$  anterior es calculado según la siguiente ecuación:

$$T = C_u T_a = C_u C_t h_n^x \geq 0.25 \text{ s} \quad (2-66)$$

En la ecuación (2-66),  $h_n$  es la altura del edificio,  $C_u$  se obtiene de la tabla 12.8-1 de ASCE 7-05 y los coeficientes  $C_t$  y  $x$  se obtienen de la tabla 12.8-2 de dicha norma. El período  $T$ , según se manifiesta en [10], es una estimación conservadora (cota inferior) del período fundamental de un edificio, basada en estadísticas de edificios reales.

Para la determinación de  $V_{max}$  no se consideran modos de colapso no simulado (para obtener estimación conservadora del factor de sobrerresistencia), pero sí para determinar  $\delta_u$ , para el cálculo del término de ductilidad,  $\mu_T$ .

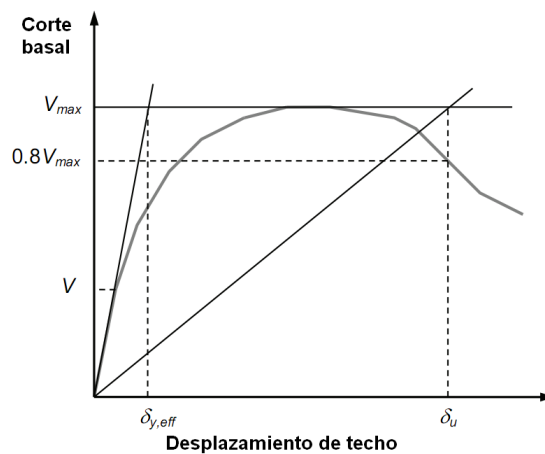


Figura 2-36. Esquema de curva de análisis pushover (adaptada de [10]).

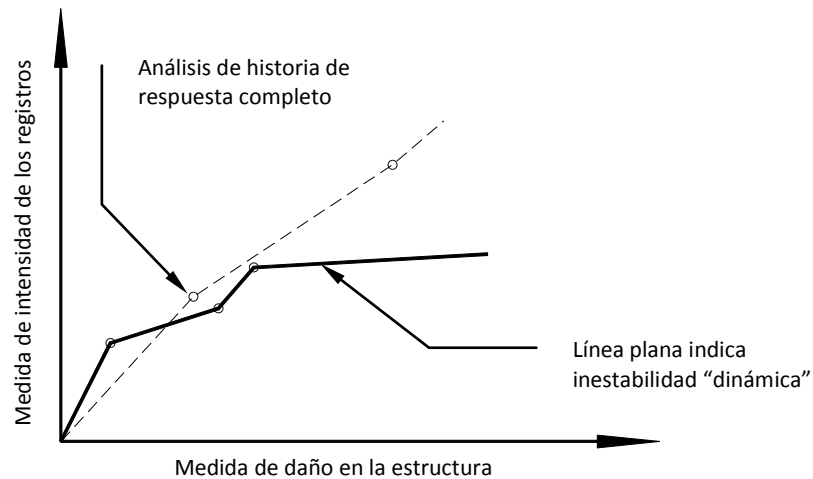
### 2.7.5.2 Análisis Dinámico No Lineal

Los resultados de este análisis son los que finalmente se utilizan para determinar la aceptabilidad del desempeño sísmico de las estructuras consideradas. El procedimiento se basa en el uso del *Análisis Dinámico Incremental* o IDA, en el cual, un modelo estructural es sometido al análisis de un registro sísmico escalado a distintos niveles de intensidad. La Figura 2-37 muestra un esquema de los resultados de IDA. Se ilustran 2 curvas, una tal que su segmento final es plano, el que se denomina inestabilidad “dinámica” [54] y otra que mantiene una pendiente positiva. La variable que se ubica en el eje horizontal corresponde a un parámetro que permita medir el daño sufrido por la estructura, durante cada análisis tiempo-historia. En este trabajo se usó el máximo, en valor absoluto, de los desplazamientos de entre piso (máximo sobre todos los pisos, normalizado por la altura del piso), como medida del daño en la estructura. Esta elección se basa en recomendaciones hechas en [53] y [54]. La variable ubicada en el eje vertical

corresponde a una medida de la intensidad que posee el registro sísmico, cuando es escalado a un cierto nivel. En la metodología se indica que esta medida de intensidad debe ser el valor de aceleración espectral (para un sistema lineal-elástico de 1 grado de libertad con amortiguamiento viscoso del 5%) que el espectro del registro posee para el periodo fundamental (elástico) de la estructura. Se usa la notación  $S_a(T_1, 5\%)$  o  $S_a$ , para acortar. Una curva de IDA está asociada a una estructura y a un registro escalado a varios niveles de  $S_a$ .

El segmento de la curva etiquetado como inestabilidad dinámica, marca el valor de intensidad a partir del cual un pequeño incremento en intensidad significa un incremento desproporcionado en la respuesta de la estructura [54].

En el contexto de IDA, la metodología pide analizar cada modelo arquetípico para un conjunto específico de registros de sismos reales (2 componentes horizontales de 22 registros, que implica analizar un total de 44 acelerogramas, cada uno amplificado a distintos valores de  $S_a$ ). Sin embargo, no se requiere generar la curva IDA completa de cada registro, sólo se requiere determinar un parámetro denominado “capacidad mediana de colapso” o  $\hat{S}_{CT}$ . Para ello se propone en la metodología, escalar conjuntamente todos los registros a un mismo valor de  $S_a$ , de manera incremental, de esta forma, el valor de  $S_a$  tal que se identificó el colapso del modelo para la mitad de los registros que se requieren estudiar, corresponderá a  $\hat{S}_{CT}$ .



**Figura 2-37.** Curvas esquemáticas de IDA.

Respecto a la identificación del colapso, éste puede corresponder a los puntos de inestabilidad dinámica [10] o a modos de colapso no simulados. Otra forma de colapso se manifiesta en problemas de convergencia durante el análisis [53].

Como se indicó antes, la seguridad de las estructuras es evaluada en términos de la intensidad sísmica correspondiente al *MCE*. Se observa que cada modelo arquetípico está asociado a una categoría de diseño sísmico, pues corresponde a la representación de un diseño estructural, a partir de un arquetipo índice. A partir de esto se define el término “margen de colapso” o *CMR*, como la razón entre la capacidad mediana de colapso y la aceleración espectral correspondiente al *MCE* ( $S_{MT}$ ) asociada a la categoría sísmica para la que fue diseñada la estructura analizada, es decir:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2-67)$$

Este término es modificado por otro factor (mayor que 1) para considerar un fenómeno denominado “efecto de la forma espectral”. El usar este factor implica reconocer (o aceptar) que ciertos sismos poseen un contenido de frecuencias que causa menos daño que otros, en la estructura. Esta modificación no fue considerada en este trabajo, por 2 razones: (1) no se usó el conjunto de registros propuestos en la metodología, para el cual han sido determinados factores de corrección por efecto de la forma espectral, y (2) es un enfoque más conservador el no usarlo.

## 2.7.6 Evaluación del desempeño

La evaluación del desempeño se realiza una vez que se tienen los resultados de los análisis NSA y NDA. En términos generales, en este paso se evalúa si el factor *R* que se supuso en un principio, para efectuar los diseños arquetípicos, es adecuado o no, basándose en la *aceptabilidad* del margen de colapso, calculado para los distintos modelos usados.

Los puntos a seguir son los siguientes [10]:

1. Calcular factor de incertidumbre asociado a la variabilidad entre registros:

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \in [0.20, 0.40] \quad (2-68)$$

2. Calcular incertidumbre total del sistema:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2} \quad (2-69)$$

3. Si el margen de colapso obtenido a partir de los análisis es mayor al mínimo tabulado (tabla 7-3 de FEMA P695), para el valor de  $\beta_{TOT}$  calculado, entonces se considera aceptable dicho margen, y

por lo tanto, el factor  $R$  propuesto inicialmente también es aceptable. Si no se obtiene una evaluación favorable para  $R$ , existen 2 opciones. La primera puede ser mejorar la calidad de la información requerida del sistema y/o los modelos usados en los análisis, para que reciban un factor de incertidumbre menor (mejor calificación), lo que llevaría a un menor valor para la incertidumbre total del sistema y consecuentemente, a un margen de colapso de mejor aceptabilidad. El otro camino a seguir es rediseñar las estructuras, siguiendo un procedimiento más conservador y repetir el procedimiento.

El factor  $\beta_{RTR}$  guarda relación con las variaciones en la respuesta de un modelo estructural analizado para distintos registros sísmicos. La relación que se provee para estimarlo (2-68), en función del parámetro  $\mu_T$ , proviene del análisis estadístico de resultados de estudios analíticos, sobre el comportamiento de modelos estructurales analizados para distintos registros [10]. Este es otro aspecto en que la metodología aplicada en este trabajo difiere de lo que es propuesto en el documento, pues se entiende que la extensión sobre la cual es válida la caracterización que se tiene de  $\beta_{RTR}$  no necesariamente abarca las estructuras analizadas en esta memoria, ni tampoco al conjunto de registros sísmicos que se usaron para la evaluación, pues no son los mismos (esto se precisa en el capítulo 4).

La fórmula (2-69), para estimar el valor de la *incertidumbre total en el sistema*, es válida bajo una consideración planteada en [10]. Ésta consiste en suponer que la capacidad de colapso de una estructura,  $S_{CT}$ , corresponde a una variable aleatoria, definida de la siguiente forma:

$$S_{CT} = \hat{S}_{CT} \lambda_{TOT} \quad (2-70)$$

$$\lambda_{TOT} = \lambda_{DR} \lambda_{TD} \lambda_{MDL} \lambda_{RTR} \quad (2-71)$$

En que  $\lambda_{DR}$ ,  $\lambda_{TD}$ ,  $\lambda_{MDL}$  y  $\lambda_{RTR}$  son variables aleatorias independientes, con distribución lognormal, mediana igual a 1 y desviación estándar lognormal igual a  $\beta_{DR}$ ,  $\beta_{TD}$ ,  $\beta_{MDL}$  y  $\beta_{RTR}$ , respectivamente [10].

Considerando válida la suposición anterior, la aceptabilidad del *CMR* consiste en evaluar si la probabilidad de que la capacidad de colapso de la estructura sea inferior a la intensidad espectral  $S_{MT}$ , supera o no un valor límite. La metodología propone aceptar los valores de *CMR* que impliquen un valor de 10% o menor para dicha probabilidad.

Para la evaluación del desempeño de un sistema estructural, la metodología hace uso de la denominada *curva o función de fragilidad* de la capacidad de colapso de los modelos arquetipo, obtenida a partir del análisis dinámico incremental. De la manera en que son descritas en el documento [10], éstas

corresponden a un gráfico en el cual, en el eje horizontal se disponen los puntos de capacidad de colapso determinados por análisis y en el eje vertical se tiene la probabilidad de colapso asociada a cada punto. Sin embargo, para la evaluación del desempeño, y en forma particular, para el cálculo de probabilidad de colapso para la intensidad  $S_{MT}$ , se asume que la función de fragilidad es descrita por la variable aleatoria  $\lambda_{TOT}$ , como se mencionó antes, la que permite modificar los parámetros de incertidumbre considerados en la evaluación.

## 2.8 Capacidad de deriva entrepisos

En la sección anterior se señaló que el colapso de un modelo durante un análisis de tiempo historia estaría descrito por la inestabilidad dinámica observada en la curva IDA obtenida. Sin embargo, las curvas que provienen de este análisis no siempre muestran una zona plana [54], por ello se requiere otra alternativa que defina la inestabilidad de la estructura, a partir de los análisis efectuados. Se optó por usar la definición que se encuentra en el Apéndice A de FEMA 350 [27]. Si bien ésta se basa también en el análisis dinámico incremental, es más restrictiva que el criterio de inestabilidad dinámica. Dada una curva IDA (teniendo como medida del daño en la estructura al ángulo máximo de deriva entre pisos), el punto de colapso será aquel en que la pendiente de la curva sea igual o inferior al 20% de la pendiente elástica de la misma. El valor del ángulo de deriva entre pisos que corresponde al punto señalado será la capacidad global de deriva, si es que este valor es menor que 0.1, de lo contrario, 0.1 se debe definir como la capacidad. Se deben generar al menos 10 curvas. La capacidad global de deriva entre pisos, asociada a la estructura, se define como la mediana de las capacidades obtenidas para cada curva individual. La pendiente elástica de la curva corresponde a la pendiente inicial, la cual conecta 2 puntos de análisis en los que la estructura se mostró en el rango lineal y elástico de deformación.

Adicionalmente, se considera apropiado usar un criterio para evaluar la capacidad de colapso local de las estructuras. Para esto se utilizó uno de los límites de deriva de piso que se definen en FEMA 350 [27], asociados a límites para la rotación plástica que se puede desarrollar en extremos de vigas. La Tabla 2-4 contiene dichos valores. En este trabajo se consideró el valor de 0.064 [rad] (valor asociado al objetivo de prevención de colapso) para representar un colapso no simulado, en la manera que esto fue descrito en la sección anterior.

**Tabla 2-4.** Ángulo límite de deriva entre pisos para conexiones WUF-W [27].

Tipo conexión	Ocupación Inmediata	Prevención de Colapso
WUF-W	0.020 [rad]	0.064 [rad]

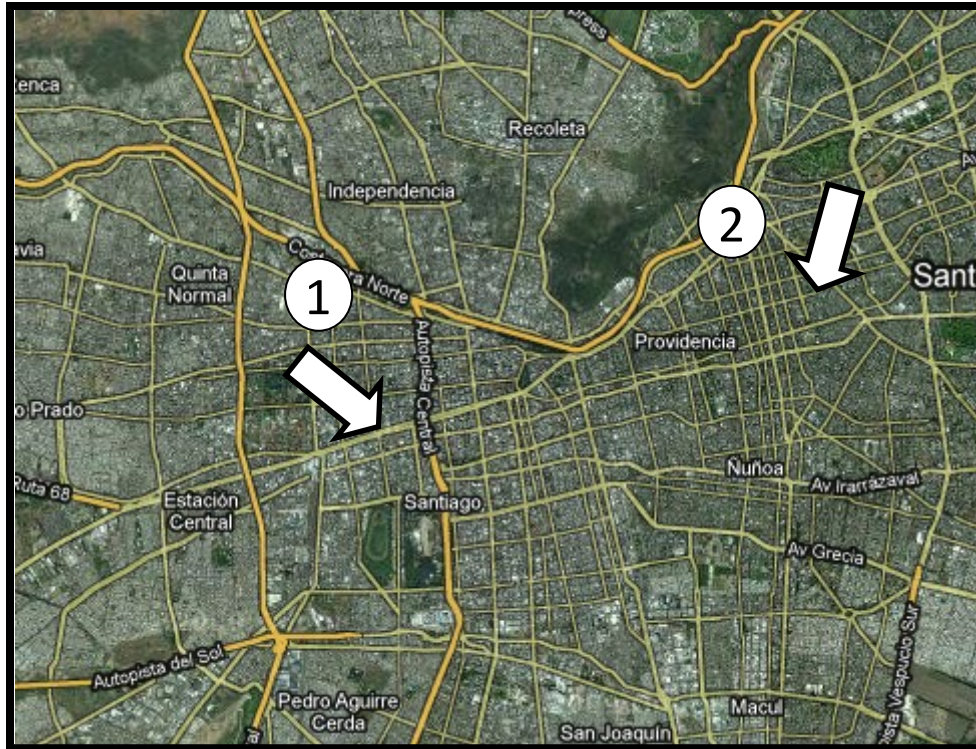
## 2.9 Caracterización del peligro sísmico en Santiago

La evaluación del desempeño sísmico de una estructura implica conocer el nivel de peligro sísmico al que se encuentra sometida, dada su ubicación. Las estructuras que se diseñaron en este trabajo, suponen una posible ubicación en la ciudad de Santiago o alrededores. Corresponde, por lo tanto, usar estimaciones del peligro sísmico asociado a esta zona.

En un artículo recientemente publicado [34], se presenta la evaluación del peligro sísmico probabilístico para parte de la zona central de Chile, comprendida aproximadamente entre los 33° -34°S y 70°-72°O. Los autores plantean la necesidad de incorporar los efectos de 3 fuentes sismogénicas que, según indican, son las principales que afectan la zona central. Estas fuentes son el contacto interplaca, intraplaca de profundidad intermedia e intraplaca superficial o cortical [34]. Entre los resultados de esta investigación se destacan los mapas de peligro sísmico obtenidos, pues se piensa que tienen una aplicación directa en la evaluación del desempeño de estructuras, al menos en el contexto dentro del que se enmarca esta memoria. Estos mapas están asociados a una probabilidad de excedencia, durante un determinado lapso de tiempo, de algún parámetro sísmico. Concretamente, en [34] se incluyen mapas que indican valores de aceleración máxima del suelo (PGA) con probabilidades de excedencia de 10% y 5%, durante lapsos de tiempo de 50 y 100 años, para la zona central.

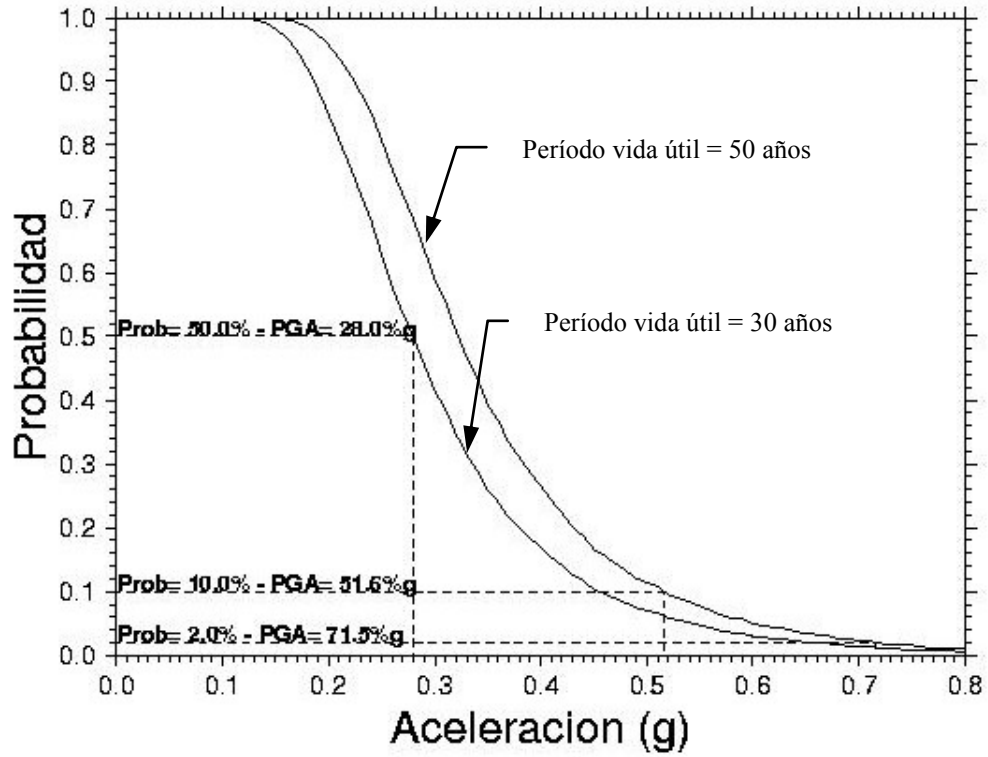
A través de una comunicación privada con el profesor Felipe Leyton [33], uno de los autores del artículo referenciado, se obtuvo información particular para 2 puntos en Santiago, los que son señalados con flechas en la Figura 2-38. La elección de estos puntos se hizo teniendo como objetivo el seleccionar ubicaciones que se puedan considerar representativas de la zona. El punto 1 está ubicado en Santiago centro, en el *Barrio Universitario* y el punto 2 está cerca de la comuna de Providencia; en ambas zonas es factible encontrar edificios habitacionales. Las curvas de peligro sísmico para estos 2 lugares se muestran en la Figura 2-39.



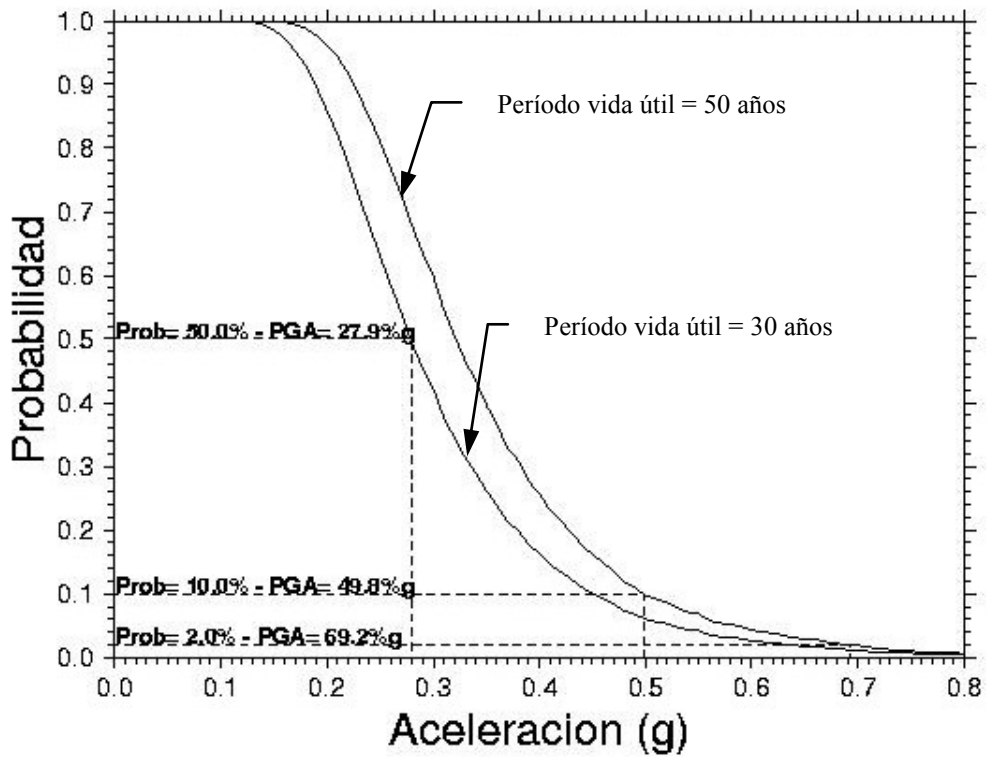


**Figura 2-38.** Ubicación de puntos "representativos del peligro sísmico" en Santiago [29].

La información destacada en la Figura 2-39 se resume en la Tabla 2-5. En ella se encuentra el valor de PGA con determinada probabilidad de excedencia durante una determinada cantidad de años. Se encuentra que no hay diferencia prácticamente, entre los valores de PGA en uno u otro de los puntos. La metodología usada por los investigadores en [34] no considera efectos particulares de amplificación según las condiciones locales del suelo (efecto de sitio). Por lo anterior, no se dirá que el peligro sísmico asociado a ambos lugares es el mismo, aun cuando para los efectos de este trabajo no hay diferencia.



(a) Ubicación en Santiago Centro.



(b) Ubicación en Santiago Oriente

Figura 2-39. Curvas de peligro sísmico para Santiago [33].

**Tabla 2-5.** Escenarios de peligro sísmico para 2 puntos al interior de Santiago.

Punto	Latitud	Longitud	50% / 30 años	10% / 50 años	2% / 50 años
			PGA [g]	PGA [g]	PGA [g]
1 - Santiago centro	33°26'58"S	70°40'8"O	0.280	0.516	0.715
2 - Santiago oriente	33°25'20"S	70°34'34"O	0.279	0.498	0.692

Los pares de probabilidad de excedencia/vida útil pueden asociarse a un período de retorno:

- 50% de probabilidad de excedencia en 30 años ↔ período de retorno de 43 años
- 10% de probabilidad de excedencia en 50 años ↔ período de retorno de 475 años
- 2% de probabilidad de excedencia en 50 años ↔ período de retorno de 2475 años

Con esta información pueden elaborarse objetivos de desempeño sísmico, como los que siguen a continuación ([27], [58]):

- Prevención de colapso para sismo con 2% de probabilidad en 50 años.
- Ocupación inmediata para sismo con 10% de probabilidad en 50 años.

Para aplicar la metodología FEMA P695 (ver sección 2.7) en este trabajo, se utilizó el valor de PGA con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. Éste se consideró apropiado, por ser similar a la definición de *máximo sismo considerado (probabilístico)* que se encuentra en FEMA 450 [20], la cual difiere en el parámetro sísmico, que en este último caso es  $S_a$ .

En el capítulo 4, cuando se alude a la intensidad correspondiente al *MCE*, se hace referencia a la intensidad descrita en el párrafo anterior, para el territorio chileno.

## **CAPÍTULO 3: DISEÑO DE EDIFICIOS**

Este capítulo contiene las características más relevantes de las estructuras diseñadas para este trabajo. Se provee de una descripción general de los sistemas resistentes y se incluyen los parámetros usados tanto en el diseño frente a cargas estáticas como sísmicas. El detalle de los elementos dimensionados se adjunta en el Anexo A.

### **3.1 Características generales de los edificios**

Se realizó el diseño de 3 edificios destinados a uso habitacional. La planta de éstos es simétrica en 2 direcciones horizontales ortogonales e igual en todos los pisos. Los edificios se diferencian entre sí en la cantidad total de niveles que poseen. Las dimensiones de esta planta estructural han sido tomadas a partir de lo observado en un trabajo similar al aquí realizado [52] y se considera adecuado su uso.

Para todos los edificios se supuso una ubicación al interior de la ciudad de Santiago, en la Región Metropolitana. Se usaron los requerimientos sísmicos de NCh433 para zona sísmica 2 y suelo tipo II.

#### **3.1.1 Planta genérica**

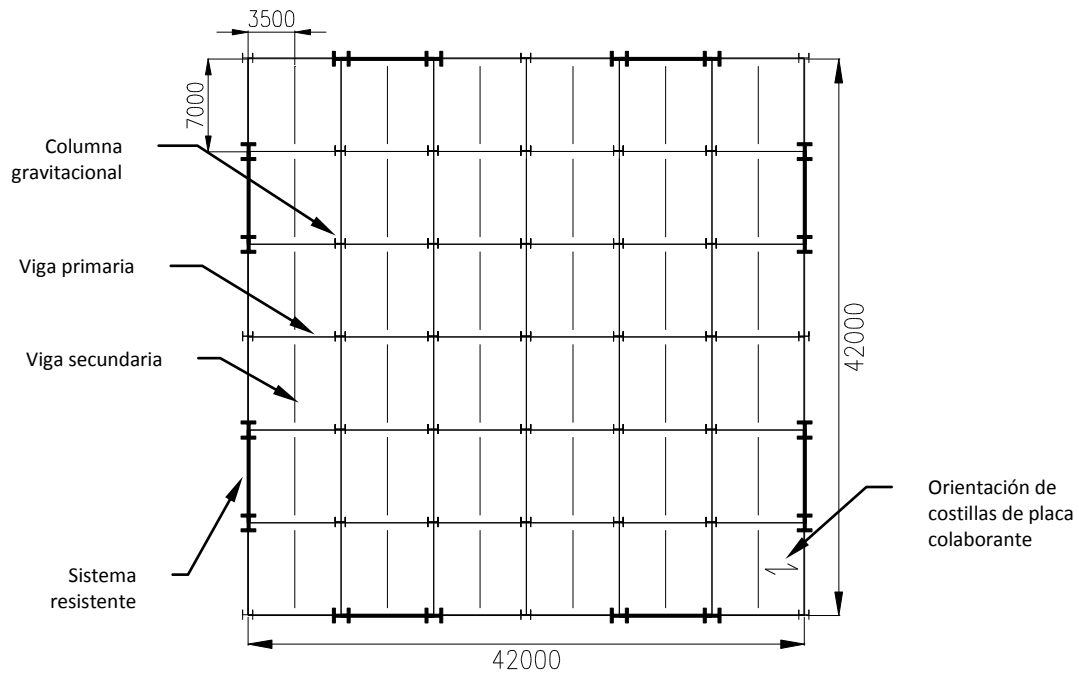
La planta genérica considerada en el diseño corresponde a una rectangular de 42 m × 42 m, con módulos libres de 7 m entre columnas. En la Figura 3-1 se muestra un esquema de la planta descrita.

El sistema de piso está conformado por una losa de hormigón armado con placa colaborante y un entramado de vigas metálicas de perfil doble T. En la Figura 3-1 se señalan las vigas primarias, que cubren un vano de 7 m entre columnas gravitacionales y reciben en el centro de su luz a las vigas secundarias, que cubren un vano de 7 m también.

La orientación de las costillas de la placa colaborante es paralela a la dirección horizontal en la Figura 3-1.

El sistema resistente para cargas laterales se señala en la Figura 3-1. Se contempló el uso de 4 elementos resistentes (SPSW u OCBF) en 2 direcciones perpendiculares de la planta de cada edificio. Cada uno de estos elementos resistentes cubre un vano completo y se extiende verticalmente en toda la altura del edificio. La disposición en planta de los elementos sismorresistentes se basó en algunos

ejemplos presentes en la literatura relacionada a SPSW [6]. Esta disposición de ejes resistentes es modificada según los requerimientos sísmicos sobre la estructura.



**Figura 3-1.** Planta genérica (dimensiones en mm).

### 3.1.2 Configuración en altura

Se consideró una altura de piso idéntica para todos los niveles, igual a 3.5 m. Se diseñaron edificios de 3, 9 y 15 pisos, usando SPSW y OCBF como sistema resistente.

## 3.2 Parámetros de NCh433 para el diseño

Según el sitio designado para las estructuras, se tienen los siguientes parámetros de diseño sísmico, de acuerdo a NCh433 (se usa la misma notación que en la norma):

1. Aceleración efectiva del suelo,  $A_0 = 0.3g$  (zona sísmica 2)
2. Parámetros del suelo,  $S = 1.0$ ,  $T_0 = 0.3s$ ,  $T' = 0.35s$ ,  $n = 1.33$  y  $p = 1.5$  (suelo tipo II)
3. Coeficiente de importancia,  $I = 1.0$  para edificio categoría C (habitacional)

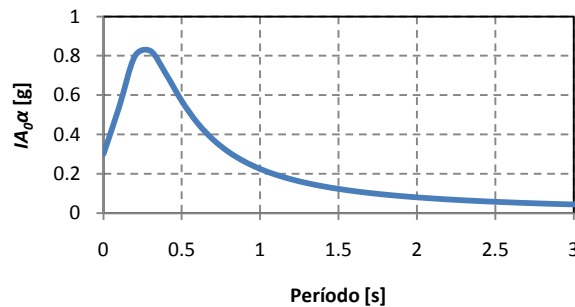
Con estos parámetros se construye el espectro de diseño (artículo 6.3.5), para su uso en el método modal espectral de análisis. Éste se muestra en la Figura 3-2 (considerando  $R^* = 1$ ).

Los factores de reducción aplicados en los diseños son los contenidos en la Tabla 3-1:

**Tabla 3-1.** Factores de reducción  $R$ , para uso según NCh433.

Sistema	$R$ (Análisis estático)	$R_\theta$ (Análisis modal espectral)
SPSW	6	10
OCBF	3	5

Los factores  $R$  y  $R_\theta$  asociados a OCBF son los que prescribe NCh433 en la tabla 5.1 de la misma. Los asociados a SPSW han sido supuestos, pero observando que el sistema de marcos de vigas enrejadas (STMF) y el de marcos arriostrados excéntricos (EBF) tienen asignado un valor de  $R = 6$  en NCh433. El valor de  $R$  para éstos en ASCE7-05 es de 7. Como el factor  $R$  de SPSW en ASCE7-05 es también 7, se optó por asignarle un valor de 6 para su uso con NCh433. Durante la etapa de diseño de este trabajo se asumió válida esta elección.



**Figura 3-2.** Espectro "elástico" de NCh433 para zona 2, suelo II y categoría C.

### 3.3 Materiales

#### 3.3.1 Hormigón estructural

Se considera un hormigón grado H25 para la losa de piso. Las propiedades nominales usadas en el diseño son:

- Resistencia a la compresión:  $f'_c = 20 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 21019 \text{ MPa}$

El módulo de elasticidad ha sido calculado según lo permite ACI 318-05 [1] en el artículo 8.5.

### 3.3.2 Acero estructural

Para el diseño de vigas primarias, secundarias y columnas gravitacionales, se usa acero A240ES. En el diseño de los elementos que forman parte del sistema sismorresistente, se consideró el uso de grados de acero según denominación ASTM. Esta elección permite utilizar los factores de sobrerresistencia que figuran en AISC 341 (tabla I-6-1 de la norma), pues para este trabajo no se cuenta con información semejante respecto a los aceros según la graduación chilena y es requerida en el contexto de diseño por capacidad. Para placas de relleno y arriostramientos se usa acero ASTM A36 y para vigas y columnas se usa acero ASTM A572 Gr. 50. Las propiedades nominales de éstos se resumen en la Tabla 3-2.

**Tabla 3-2.** Propiedades nominales de aceros estructurales.

Grado del acero	Uso	$F_y$ [MPa]	$F_t$ [MPa]	$R_y$	$R_t$
A36	Placas	248	345	1.3	1.2
A572 Gr. 50	Placas	345	448	1.1	1.2
A572 Gr. 50	Perfiles laminados	345	448	1.1	1.1

En la Tabla 3-2,  $F_y$  y  $F_t$  corresponden a las tensiones nominales de fluencia y de rotura, respectivamente. Los factores  $R_y$  y  $R_t$  son los factores de sobrerresistencia asociados a las tensiones de fluencia y de rotura, respectivamente.

Los perfiles que se usan en el sistema resistente gravitacional son perfiles soldados. En el caso de los elementos sismorresistentes, se considera el uso de perfiles laminados en caliente para columnas y el de perfiles soldados para vigas. Todos los anteriores son perfiles doble T. Los arriostramientos en OCBF fueron diseñados usando perfiles tubulares rectangulares o *cajón*, soldados.

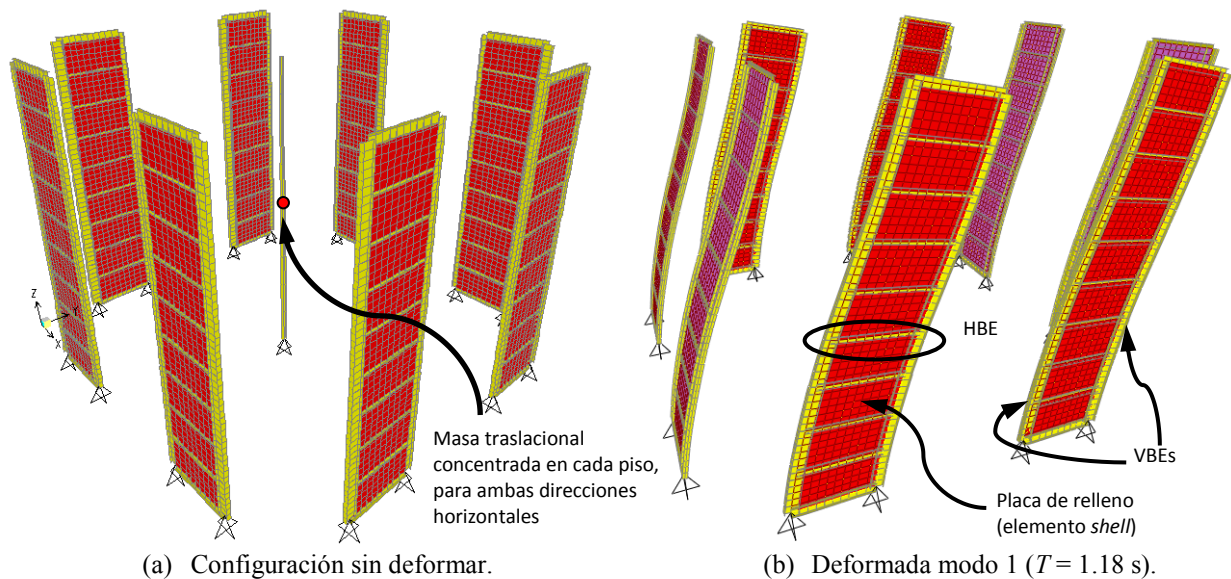
### 3.4 Modelos usados para el diseño de edificios

Los elementos estáticos (losas, vigas secundarias y primarias, columnas gravitacionales) fueron dimensionados en base a consideraciones de área tributaria.

Las cargas para el diseño de los elementos sismorresistentes fueron obtenidas a partir de un modelo lineal elástico de cada edificio, en el que se aplican las sollicitaciones sísmicas según NCh433. Para este análisis se usó el programa comercial *SAP2000*, versión 10 [23]. Los modelos usados se describen en forma general en los siguientes puntos:

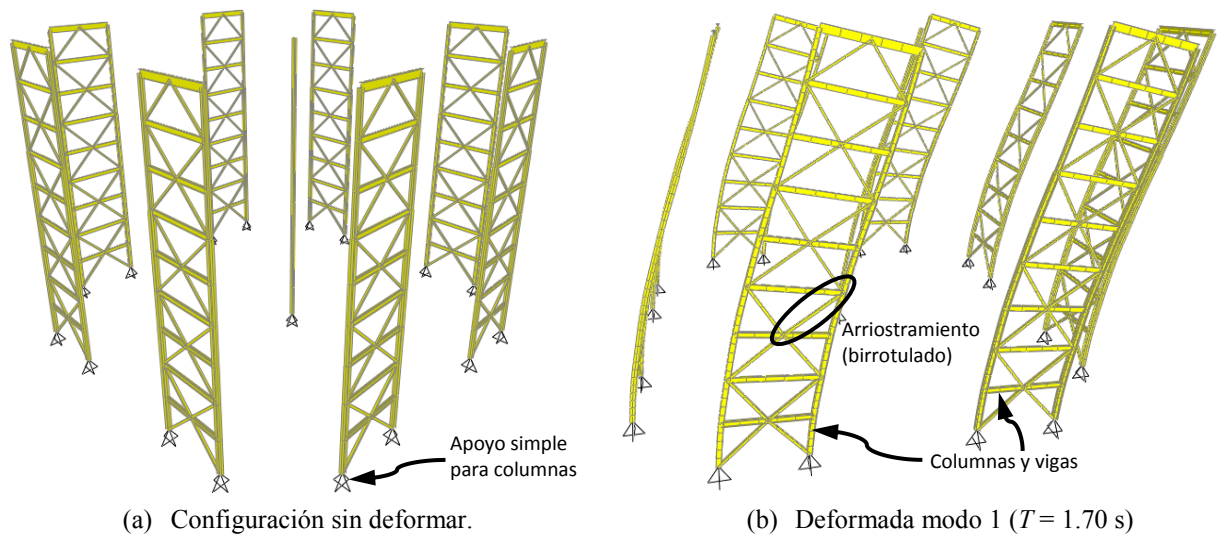
1. Disposición tridimensional de elementos resistentes (SPSW o CBF).
2. Masas traslacionales (en 2 direcciones perpendiculares) concentradas en un nodo situado al centro de cada piso. También se incluye inercia rotacional. Estas masas traslacionales y rotacionales se alinean verticalmente y corresponden a los extremos de un elemento viga, rotulado en su base, que no aporta rigidez lateral, ubicado al centro de la planta.
3. Elementos estáticos no son parte del modelo.
4. Restricción de diafragma rígido en cada piso.
5. Cargas gravitacionales sobre vigas y columnas sismorresistentes son aplicadas según consideraciones de área tributaria, en forma de cargas uniformemente distribuidas en vigas y cargas puntuales en columnas. El peso propio de estos elementos también es considerado.
6. Elementos resistentes se consideran fijos en la base del primer piso. Se consideran apoyos simples para las columnas.
7. Los nodos en que se concentran las masas de pisos son desplazados del centro de ésta, para considerar efectos de torsión accidental, en la magnitud que especifica NCh433.

La Figura 3-3 y Figura 3-4 muestran dos vistas del modelo hecho para el diseño del edificio de 9 pisos con los sistemas SPSW y CBF, respectivamente. Una es la configuración no deformada (Figura 3-3(a) y Figura 3-4(a)) y la otra corresponde a la estructura deformada según la primera forma modal (Figura 3-3(b) y Figura 3-4(b)).



**Figura 3-3.** Vistas del modelo para el diseño de edificio de 9 pisos con sistema SPSW, construido en SAP2000.





**Figura 3-4.** Vistas del modelo para el diseño de edificio de 9 pisos con sistema CBF, construido en SAP2000.

La norma NCh433 estipula que el análisis usado para determinar fuerzas internas debido a la acción sísmica debe basarse en el comportamiento lineal y elástico de la estructura. Consecuente con esto, no se incorporan efectos de segundo orden,  $P-\Delta$ , en el análisis computacional hecho en esta etapa. Sin embargo, este efecto sí es considerado en el diseño, mediante el coeficiente de estabilidad,  $\theta$ , definido en FEMA 450 [20] como:

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{V_x h_{sx}} \quad (3-1)$$

En la definición anterior, los términos corresponden a los siguientes:

- $P_x$  : peso de los pisos sobre y en el nivel  $x$
- $\Delta_x$  : desplazamiento lateral relativo, entre niveles  $x$  y  $x-1$ , producto de la acción sísmica de diseño, y calculado en el centro de masas de los pisos
- $V_x$  : corte sísmico de diseño, actuando inmediatamente bajo el nivel  $x$
- $h_{sx}$  : distancia vertical entre los niveles  $x$  y  $x-1$  (altura del piso bajo nivel  $x$ )

En FEMA 450 se indica además que los efectos  $P-\Delta$  pueden despreciarse si el coeficiente de estabilidad resulta menor que 0.1. Se chequeó la magnitud de  $\theta$  en todos los casos. Las fuerzas de corte en cada piso fueron amplificadas por el siguiente factor, el cual figura en el comentario de FEMA 450, como un método que incorpora efectos de segundo orden a la modelación que se está usando.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - \theta} \quad (3-2)$$

### 3.5 Sistema resistente a cargas gravitacionales

Se describe a continuación el diseño efectuado para los componentes que forman el sistema resistente gravitacional o también llamados elementos estáticos. El diseño se ha efectuado en forma relativamente simplificada. No se verifican condiciones que aseguren la compatibilidad entre los desplazamientos de éste y el sistema sismorresistente (frente a movimientos sísmicos).

#### 3.5.1 Losa estructural

Los ítems listados en Tabla 3-3 son considerados para el cálculo de la losa de piso.

**Tabla 3-3.** Peso de losa y elementos no estructurales.

	<b>Elemento</b>	<b>Peso [kPa]</b>
a.	Peso propio de losa	3
b.	Peso de sobrelosa de 1.5 cm de espesor	0.35
c.	Peso de revestimiento contra incendios	0
d.	Peso de cielo falso	0.3
e.	Peso de ductos*	0.19
f.	Terminación de pisos	0.24
g.	Tabiquería	0.57
h.	Sobrecarga de uso	2.0
Total (sin incluir punto a)		3.65

\*Ductos de ventilación, electricidad, agua potable y alcantarillado, calefacción.

En relación a los valores presentados en la Tabla 3-3, el peso propio de la losa es un supuesto inicial (losa de 12 cm de espesor). La sobrecarga de uso de 2 kPa es el valor que indica NCh1537 para áreas de uso general en viviendas. Por simplicidad, se usará este valor en toda la planta de los edificios. Para el resto de los términos, se ha escogido un valor conservador entre la información contenida en NCh1537 y ASCE 7-05, respectiva a materiales de construcción de uso común en edificios. El peso del revestimiento contra incendios es cero pues se asume que el nivel de protección que requieren las estructuras de este tipo es provisto por el espesor de hormigón, por sobre las costillas de la placa colaborante (esta es una opción viable en la práctica, según se expone en [17]) y no se profundizará en este tema.

Con los datos anteriores se determina el espesor de hormigón requerido. Se utiliza el catálogo *Instadeck* de *Instapanel* [22], disponible en internet. Se considera usar una placa colaborante de 0.8 mm de espesor, con altura de costilla igual a 63.5 mm. El paño de losa tiene dimensiones 3.5 m × 7 m, usando

entonces la información referente a cargas admisibles según separación entre apoyos y espesor de losa, presente en el catálogo, se determina que el espesor de hormigón requerido es de 10 cm, por sobre la costilla o trapecio de la placa colaborante. Según el catálogo, dicha combinación de placa y espesor de losa, con una separación entre apoyos de 3.6 m, tiene una carga admisible de 719 kgf/m<sup>2</sup>. El peso de la placa y la losa, según indica el catálogo además, es de 332 kgf/m<sup>2</sup> (= 3.32 kPa, aproximadamente). Este último valor, sumado al total destacado en la Tabla 3-3, corresponde a 7.08 kPa, menor que la carga admisible indicada.

Lo anterior permite estimar las cargas muertas debido a la losa y a elementos no estructurales ( $w_D$ ), como sigue abajo. La carga viva o sobrecarga de uso es  $w_L$ . La carga mayorada usada en el diseño es  $w_u$ .

- $w_D = (3.32 + 3.65 - 2) \text{ kPa} \approx 5.0 \text{ kPa}$
- $w_L = 2.0 \text{ kPa}$
- $w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L \approx 9.2 \text{ kPa}$

Lo anterior se resume en la Tabla 3-4:

**Tabla 3-4.** Cargas debido a losa y elementos no estructurales.

Carga muerta	$w_D$	5.0 kPa
Carga viva	$w_L$	2.0 kPa
Carga mayorada	$w_u$	9.2 kPa

### 3.5.2 Vigas de piso

Las vigas de piso se diseñaron para esfuerzos de flexión y corte. Se consideran conexiones simples entre éstas y las columnas u otras vigas. Las cargas sobre éstas se calcularon según área tributaria, suponiendo una viga simplemente apoyada. Por simplicidad, el área tributaria de cada viga se calculó como el producto entre la luz de cada una y la mitad de la distancia libre entre vigas paralelas, a ambos costados de cada una. Por simplicidad también, se consideraron 2 casos: viga primaria y viga secundaria, según la ilustración en la Figura 3-1. En la Tabla 3-5 se incluye un resumen de los parámetros que intervienen en el dimensionamientos de estas vigas. El corte ( $V_u$ ) y momento ( $M_u$ ) de diseño fueron calculados usando la carga  $w_u$  determinada anteriormente y el ancho tributario  $a_t$ .  $C_A$  corresponde al factor de reducción de la carga viva por efectos del área tributaria sobre cada viga, de acuerdo a NCh1537.

Se consideró la acción conjunta entre la losa de hormigón y las vigas, para el diseño de éstas. Esto se hizo siguiendo el capítulo I de AISC 360, sobre elementos compuestos. Se usó el método de distribución plástica de tensiones. El término  $b_{eff}$ , en la Tabla 3-5, es el ancho efectivo del ala en compresión de la viga compuesta (controla el límite de  $1/8$  de la luz, sobre los otros 2 indicados en I3.2c de AISC 360).

**Tabla 3-5.** Fuerzas de diseño para vigas estáticas.

Tipo viga	$a_t$ [m]	$b_{eff}$ [m]	$C_A$	$V_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]
Primaria	7.0	1.75	0.61	195	341
Secundaria	3.5	1.75	0.80	105	184

Se estableció un límite de  $L/480$  para las deformaciones de las vigas estáticas [1]. Este límite se comparó con las deformaciones instantáneas sumadas a las de largo plazo, de la siguiente forma [36]:

$$\Delta = \Delta_L + \lambda_D \Delta_D + \lambda_L 25\% \Delta_L \leq \frac{L}{480} = \frac{7 \text{ m}}{480} \approx 15 \text{ mm} \quad (3-3)$$

Donde  $\Delta_D$  y  $\Delta_L$  son las deflexiones instantáneas debido a carga muerta y viva, respectivamente. Estas deflexiones se calcularon con la siguiente fórmula (deflexión de una viga elástica simplemente apoyada con carga distribuida uniforme  $\omega$ ):

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{\omega L^4}{E_s I_{eff}} \quad (3-4)$$

En que  $I_{eff}$  es el momento de inercia efectivo de la sección transformada (en acero), fijado en  $I_{eff} = 0.75I_g$ , e  $I_g$  es el momento de inercia de la sección transformada. Esto pretende considerar un caso desfavorable de acción compuesta parcial entre la viga de acero y la losa de hormigón [5].  $E_s$  corresponde al módulo de elasticidad del acero y  $L$  al largo de la viga.

Los factores  $\lambda$  corresponden al factor de amplificación de las deformaciones por efectos de fluencia lenta en el hormigón. Se especificaron los valores 1.25 y 2.0 para  $\lambda_D$  y  $\lambda_L$ , respectivamente. En (3-3) se considera que el 25% de la carga viva provoca una deformación sostenida en la losa. El valor de 1.25 asociado a las cargas muertas proviene de suponer que el contenido no estructural (para el cual el límite  $L/480$  pretende proveer protección) es colocado 2 meses después de que se retiran las alzaprimas bajo la losa, es decir, el factor 1.25 considera las deformaciones que las cargas muertas producen a partir de esos 2 meses en adelante. El valor de  $\lambda$  puede ser determinado a partir de gráficos, como el que contiene la norma ACI 318. En este trabajo se usó el gráfico correspondiente que se incluye en la referencia [36].

El criterio de deformaciones admisibles resultó más exigente que aquel de resistencia. La Tabla 3-6 contiene los perfiles destinados a vigas estáticas. El valor del factor de uso ( $FU = \text{resistencia requerida/resistencia de diseño}$ ) y de las deflexiones calculadas se encuentra en el Anexo A.

**Tabla 3-6.** Perfiles para vigas de piso.

Tipo viga	Perfil	Peso [kgf/m]
Primaria	H450×200×10×5	48.3
Secundaria	H400×150×8×5	33.9

El peso total de las vigas de un piso es estimado en 39469 kgf. Si se considera a éste como una carga distribuida en el área en planta, su contribución al término  $w_D$  en la Tabla 3-4 es pequeña, modificando este valor a  $w_D = 5.2$  kPa, aproximadamente.

### 3.5.3 Columnas gravitacionales

Las columnas que forman el sistema resistente gravitacional fueron diseñadas para esfuerzos de compresión. Se calcularon las cargas solicitantes mediante áreas tributarias a cada una. Se utilizó un factor  $K = 1.0$ , de longitud efectiva de pandeo.

En el diseño se consideraron 3 tipos de columnas, en función del área que tributa sobre ellas. Se describen según su ubicación en la planta estructural:

- C1: columna interior
- C2: columna de esquina
- C3: columna perimetral

La Tabla 3-7 contiene los perfiles estructurales escogidos. Las columnas mostradas en dicha tabla, corresponden a las del edificio de 15 pisos. En este trabajo, por simplicidad, se consideran las mismas propiedades para las columnas en los edificios de menos pisos, según las cargas que reciben. Así, por ejemplo, las columnas ubicadas entre los pisos 7 y 9 y 1 y 3 del edificio de 9 pisos, corresponden a las ubicadas entre los niveles 13 y 15 y 7 y 9 del edificio de 15 pisos, respectivamente. Las cargas de compresión estimadas, así como los factores de uso obtenidos, se encuentran en el Anexo A.

**Tabla 3-7.** Perfiles estructurales destinados a columnas estáticas.

Niveles	C1	Peso [kgf/m]	C2	Peso [kgf/m]	C3	Peso [kgf/m]
1 a 3	H400×400×32×14	237.9	H300×300×12×10	73.9	H350×350×20×12	139.1
4 a 6	H400×400×25×14	195.5	H250×250×12×10	64.8	H300×300×20×10	105.5
7 a 9	H400×400×20×10	153.9	H250×250×10×6	50.1	H300×300×16×8	92.2
10 a 12	H350×350×14×10	102.2	H250×250×10×6	50.1	H250×250×14×8	68.9
13 a 15	H250×250×10×8	50.1	H250×250×10×6	50.1	H250×250×10×6	50.1

### 3.6 Sistema resistente a cargas laterales

La Tabla 3-8 contiene el período para el modo fundamental de cada modelo estructural, entregado por SAP2000. En todos los casos el modo fundamental resulta ser el modo N°1, con un factor de participación modal cercano al 70%. Estos periodos pertenecen a los modelos finales, ya diseñados. En el caso de las estructuras de 15 pisos, fue necesaria la inclusión de 2 vanos resistentes adicionales por dirección. Estos fueron ubicados en torno al centro de la planta estructural. El único edificio cuyo diseño fue controlado por el criterio de deformaciones laterales máximas de NCh433, es el de 15 pisos, diseñado usando OCBF. El edificios de 15 pisos provisto de SPSW cuenta con 2 vanos adicionales pues se requirió disminuir las solicitaciones que el diseño por capacidad de los VBEs impuso sobre éstos, al considerar sólo 4 vanos.

En lo que sigue, cada estructura es referenciada mediante el tipo de sistema resistente y el número de pisos.

**Tabla 3-8.** Características generales de los diseños.

Modelo	$T_1$ [s]	$R$	$W$ [kN]	$w$ [kPa]	$Q_{min}$ [kN]	$Q_{max}$ [kN]	$Q_0$ [kN]	$Q_0/W$ [%]	$R_{eff}$
SPSW03	0.39	6	30351	5.9	1517	3187	3187	10.5	-
SPSW09	1.18	9.0	94179	6.0	4709	9889	4709	5.0	3.8
SPSW15	1.91	9.6	163981	6.1	8200	17220	8200	5.0	2.6
CBF03	0.43	3	29926	5.8	1500	5400	5400	18.0	-
CBF09	1.70	5.6	92253	5.9	4613	16606	4613	5.0	2.8
CBF15	2.60	5.7	158731	6.0	7937	28572	7937	5.0	2.4

En la Tabla 3-8, los términos usados son los siguientes:

- $R$  : factor de reducción de la fuerza ( $R$  y  $R^*$  de NCh433 para las estructuras de 3 pisos y 9-15 pisos, respectivamente)

- $W$  : peso sísmico del edificio (incluye total de la carga muerta y el 25% de la carga viva)
- $w$  : peso sísmico distribuido por área (mediana del valor en los pisos)
- $Q_{min}$  : corte basal mínimo de NCh433
- $Q_{max}$  : corte basal máximo de NCh433
- $Q_0$  : corte basal sísmico de diseño
- $R_{eff}$  : factor de reducción efectivo (factor de reducción que resulta al considerar las fuerzas sísmicas de diseño amplificadas para alcanzar  $Q_{min}$ )

El diseño de los edificios de 3 pisos quedó controlado por el corte máximo limitante de NCh433. Para los demás fue necesario amplificar la sollicitación sísmica para obtener el corte mínimo de diseño.

### 3.6.1 Edificios con muros de corte de placas de acero

Como se mencionó antes, la norma NCh433 estipula que la distribución de fuerzas para el diseño debe basarse en el comportamiento lineal y elástico de la estructura. Debido a esto, se descarta el uso, en esta etapa, del modelo de franjas descrito antes, ya que éste incorpora el comportamiento inelástico del SPSW modelado. Se usaron modelos elásticos, en que la placa de relleno es representada mediante elementos finitos tipo cáscara (elemento *shell* de SAP2000) y los elementos de borde, mediante barras.

Durante el diseño de SPSW, antes de confeccionar un modelo, se hizo una preselección de espesores de placa requeridos, a partir del método estático de NCh433.

La selección del espesor de placa requerido en cada piso se hizo considerando la resultante de fuerza horizontal al interior del vano del muro más sollicitado del piso. La resultante considera fuerzas sobre la placa y sobre los elementos de barra. Es decir, todo el corte tributario al muro es usado para dimensionar la placa de relleno.

Los espesores de placa disponibles comercialmente y que fueron considerados en los diseños hechos para este trabajo, son los listados en la Tabla 3-9.

**Tabla 3-9.** Espesores de placa (ASTM A36) disponibles.

Espesor [mm]	Peso [kgf/m <sup>2</sup> ]	Espesor [mm]	Peso [kgf/m <sup>2</sup> ]
2.0	16	6.0	48
2.5	20	8.0	64
3.0	24	10.0	80
4.0	32	12.0	96
5.0	40	-	-

Se listan a continuación las dimensiones de los elementos resistentes. La notación usada para los perfiles doble T es  $Hd \times b_f \times t_f \times t_w$ , con la misma convención de símbolos usada en el capítulo 2.

Cabe destacar que en este trabajo no se considera el diseño de conexiones ni de fundaciones.

**Tabla 3-10.** Espesor de placa de relleno y perfiles estructurales para HBEs en SPSW.

Nivel	Espesor de placa de relleno, $t_{wp}$ [mm]			Perfil HBE		
	Modelo SPSW03	Modelo SPSW09	Modelo SPSW15	Modelo SPSW03	Modelo SPSW09	Modelo SPSW15
0	-	-	-	H700×300×35×25	H800×350×32×30	H800×350×32×30
1	2.5	4	4	H500×200×22×10	H600×200×25×14	H400×200×18×10
2	2	3	4	H400×200×14×8	H400×200×14×8	H400×200×18×10
3	2	3	4	H700×300×28×20	H500×200×25×12	H600×250×25×16
4	-	2.5	3	-	H500×200×25×12	H400×200×14×8
5	-	2	3	-	H400×200×14×8	H500×200×25×12
6	-	2	2.5	-	H400×200×14×8	H500×200×25×12
7	-	2	2	-	H400×200×14×8	H400×200×14×8
8	-	2	2	-	H400×200×14×8	H400×200×14×8
9	-	2	2	-	H700×300×25×20	H400×200×14×8
10	-	-	2	-	-	H400×200×14×8
11	-	-	2	-	-	H400×200×14×8
12	-	-	2	-	-	H400×200×14×8
13	-	-	2	-	-	H400×200×14×8
14	-	-	2	-	-	H400×200×14×8
15	-	-	2	-	-	H700×300×25×20

**Tabla 3-11.** Perfiles estructurales para VBEs en SPSW.

Niveles	Modelo SPSW03	Modelo SPSW09	Modelo SPSW15
1 a 3	W920×449	W1000×883	W920×1191
4 a 6	-	W1000×483	W920×970
7 a 9	-	W1000×443	W1000×591
10 a 12	-	-	W1000×591
13 a 15	-	-	W1000×554



### 3.6.2 Edificios con marcos arriostrados concéntricamente

Se presentan los perfiles usados en el diseño final de las tres estructuras provistas de OCBF. Las fuerzas de diseño se encuentran tabuladas en el Anexo A. Los arriostramientos fueron diseñados usando perfiles tubulares rectangulares. La notación usada para éstos es  $\square H \times B \times t$ , siendo  $H$ ,  $B$  y  $t$  la altura, ancho y espesor de pared, respectivamente, de la sección transversal. Para vigas se usaron perfiles doble T soldados y para columnas se destinaron perfiles W norteamericanos, tal como para los diseños de SPSW.

**Tabla 3-12.** Perfiles estructurales para arriostramientos y vigas en OCBF.

Nivel	Perfil arriostramiento			Perfil viga		
	Modelo CBF03	Modelo CBF09	Modelo CBF15	Modelo CBF03	Modelo CBF09	Modelo CBF15
1	$\square 200 \times 200 \times 12$	$\square 200 \times 200 \times 12$	$\square 200 \times 200 \times 14$	H400×250×28×6	H400×250×20×6	H400×250×25×8
2	$\square 200 \times 150 \times 12$	$\square 200 \times 200 \times 12$	$\square 200 \times 200 \times 14$	H400×200×12×5	H400×200×12×5	H400×200×12×5
3	$\square 150 \times 150 \times 10$	$\square 200 \times 150 \times 12$	$\square 200 \times 200 \times 14$	H600×300×28×8	H400×250×28×6	H400×250×25×8
4	-	$\square 200 \times 150 \times 10$	$\square 200 \times 200 \times 14$	-	H400×200×12×5	H400×200×12×5
5	-	$\square 150 \times 150 \times 10$	$\square 200 \times 150 \times 12$	-	H400×250×22×6	H400×250×18×6
6	-	$\square 150 \times 150 \times 8$	$\square 200 \times 150 \times 12$	-	H400×200×12×5	H400×200×12×5
7	-	$\square 150 \times 150 \times 8$	$\square 200 \times 150 \times 10$	-	H400×250×14×6	H400×250×18×6
8	-	$\square 150 \times 150 \times 8$	$\square 200 \times 150 \times 10$	-	H400×200×12×5	H400×200×12×5
9	-	$\square 150 \times 150 \times 8$	$\square 200 \times 150 \times 10$	-	H600×300×20×8	H400×250×18×6
10	-	-	$\square 200 \times 150 \times 10$	-	-	H400×200×12×5
11	-	-	$\square 150 \times 150 \times 10$	-	-	H400×250×14×6
12	-	-	$\square 150 \times 150 \times 10$	-	-	H400×200×12×5
13	-	-	$\square 150 \times 150 \times 10$	-	-	H400×250×14×6
14	-	-	$\square 150 \times 150 \times 10$	-	-	H400×200×12×5
15	-	-	$\square 150 \times 150 \times 10$	-	-	H600×300×25×10

**Tabla 3-13.** Perfiles estructurales para columnas en OCBF.

Niveles	Modelo CBF03	Modelo CBF09	Modelo CBF15
1 a 3	W310×143	W360×314	W360×551
4 a 6	-	W360×216	W360×463
7 a 9	-	W310×107	W360×262
10 a 12	-	-	W360×216
13 a 15	-	-	W310×107

## **CAPÍTULO 4: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS**

En este capítulo se describe la forma en que se implementaron los modelos no lineales en OpenSees y se presentan los resultados de los análisis hechos.

### **4.1 Implementación de modelos en OpenSees**

#### **4.1.1 Modelo de SPSW**

Para los análisis de los edificios provistos de SPSW se utilizó el modelo de franjas descrito en el capítulo 2. A continuación se especifica la manera en que se implementó éste.

##### **Configuración geométrica**

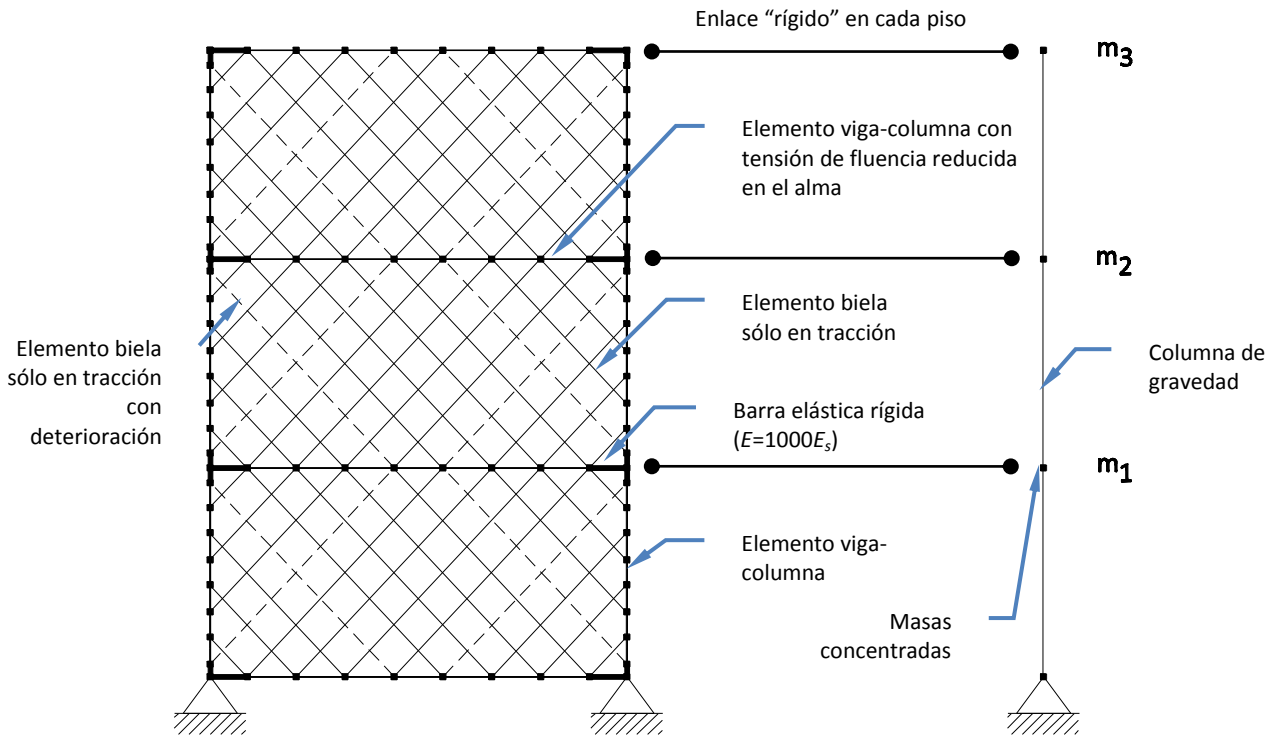
Se construyó el modelo dual, y éste fue usado tanto en análisis pushover como en análisis de historia de respuesta. Al repetir en forma simétrica la distribución uniforme de franjas, se generan nodos adicionales en el marco circundante, el que puede llegar a tener muchos elementos de distinta longitud, en una viga y/o columna. Para evitar esto, en este trabajo se prefirió determinar el valor del espaciamiento horizontal requerido entre franjas, dado un valor de  $\alpha$  (para el cual se usó el promedio sobre todos los pisos en un determinado muro) y una cantidad fija de franjas (mayor que 10), para no generar tales nodos extra. En la Figura 4-1 se observa un esquema del modelo SPSW03, donde es posible notar que los nodos que conectan a franjas con vigas son los mismos, tanto para las franjas en una y otra dirección en un piso, así como para franjas entre pisos consecutivos.

Para capturar el efecto  $P-\Delta$  de las cargas gravitacionales, se incluye una columna de gravedad como se ilustra en la Figura 4-1. Ésta corresponde a elementos tipo biela, con cargas verticales iguales a la carga gravitacional tributaria al muro modelado, pero en términos de efecto  $P-\Delta$ , es decir, 1/4 de las cargas gravitacionales de cada piso para los modelos SPSW03 y SPSW09, pues los edificios de 3 y 9 pisos se diseñaron con 4 vanos y 1/6 de la carga de cada piso para el modelo SPSW15, ya que el edificio de 15 niveles cuenta con 6 vanos resistentes (por dirección de análisis). Los elementos tipo biela mencionados para la columna de gravedad poseen el área transversal de las columnas de estáticas diseñadas, en la misma proporción en que se dividió la carga gravitacional. En OpenSees, tales elementos fueron provistos

de una transformación de coordenadas que considera el estado deformado del mismo (transformación *corrotacional*), de modo que las cargas gravitacionales aplicadas produzcan el efecto  $P-\Delta$ .

### Elementos de barras

Anteriormente se planteó una modificación del momento plástico de las rótulas destinadas a columnas, sin embargo, es claro notar que las vigas también están sujetas a carga axial en un SPSW (a partir de lo visto en secciones anteriores, sobre el cálculo de solicitaciones en HBEs), y consecuentemente, se necesita modificar las rótulas plásticas para éstas también. Para la modelación de los elementos de borde de un muro, se prefirió usar elementos viga-columna con secciones de fibras, en lugar de elementos con rótulas plásticas puntuales, las cuales necesitan calibración para incluir el efecto de la carga axial, sobre la capacidad en flexión.



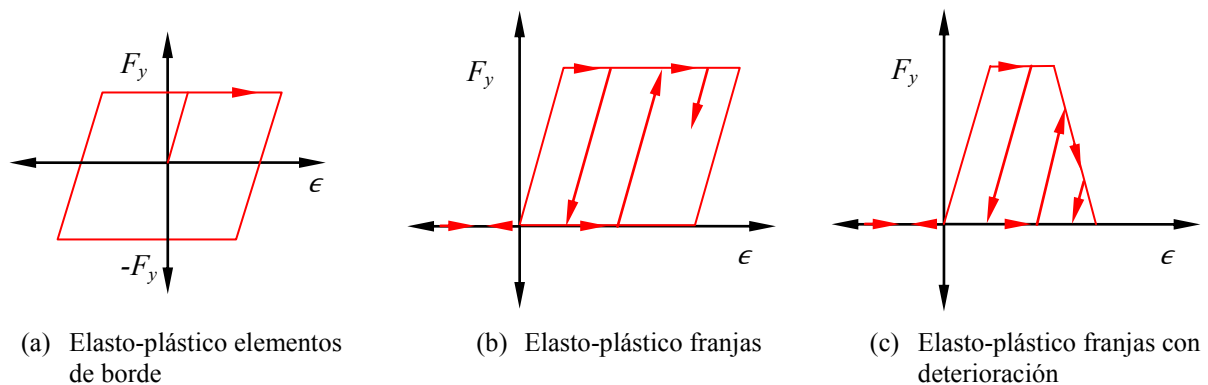
**Figura 4-1.** Esquema del modelo de franjas para análisis no lineal de SPSW.

### Materiales

El uso de elementos con secciones de fibra permite además modelar secciones transversales con distinta resistencia en distintas zonas de la misma, lo cual resulta en una mejor modelación de los elementos de borde. Esto se hace de manera consistente con el cálculo del momento plástico reducido de

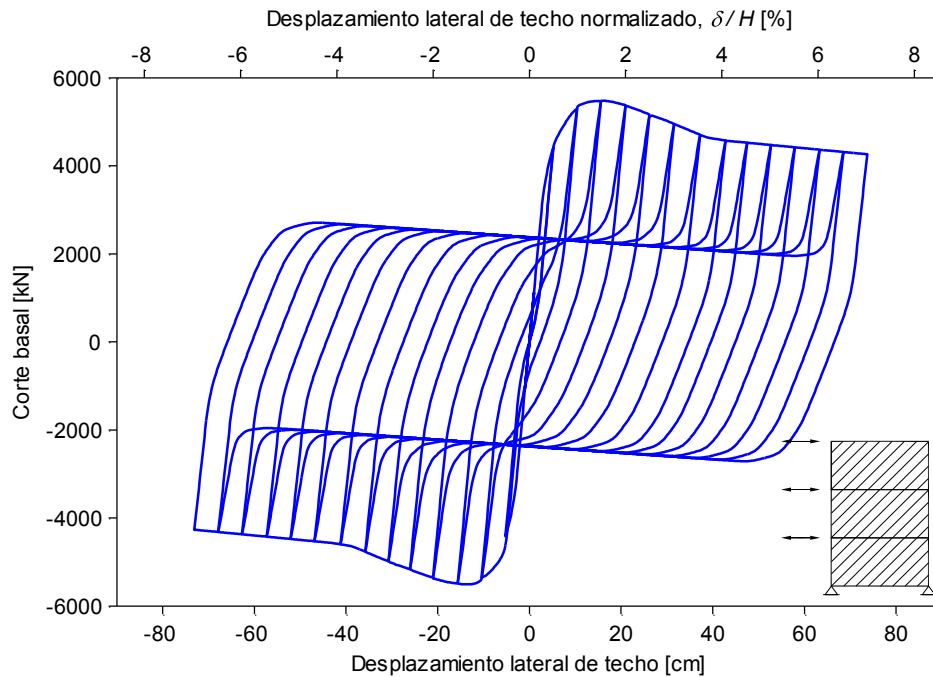
HBEs, descrito antes. Por lo tanto, las secciones de fibras usadas para los HBEs en el modelo de franjas ocupado en este trabajo, poseen un material de menor tensión de fluencia en el alma, la que se calcula según (2-32) y (2-33). El elemento tipo biela usado para representar una determinada franja, se especifica según el área transversal que se le asigna. En cualquier caso, el material asignado a fibras, en el caso de elementos de borde y a bielas, en el caso de franjas, es descrito en términos de tensión-deformación unitaria axial. Las curvas son mostradas esquemáticamente en la Figura 4-2, el material (a) asignado a las fibras de las secciones de los elementos de borde, es elástico-perfectamente plástico, el material (b) es elástico-perfectamente plástico también, pero sólo para tensiones de tracción. El material (c) es similar al (b), pero posee una envolvente descrita por la rótula con deterioro, señalada en el capítulo 2.

Los materiales (b) y (c) esquematizados en la Figura 4-2 poseen una característica adicional, la cual es que sólo recuperan su rigidez elástica una vez que se ha superado la deformación plástica remanente del ciclo de carga anterior, recomendación hecha en [6]. Los 3 materiales poseen la misma rigidez para carga y descarga (salvo el comentario anterior), la cual es el valor nominal para el módulo de elasticidad del acero, usado en el diseño (capítulo 3).



**Figura 4-2.** Curvas del material uniaxial en la modelación de SPSW.

La Figura 4-3 muestra la respuesta que se obtiene de un análisis de tipo pushover cíclico, usando el modelo SPSW03 con las cualidades anteriores.



**Figura 4-3.** Respuesta cíclica de modelo de franjas para SPSWs.

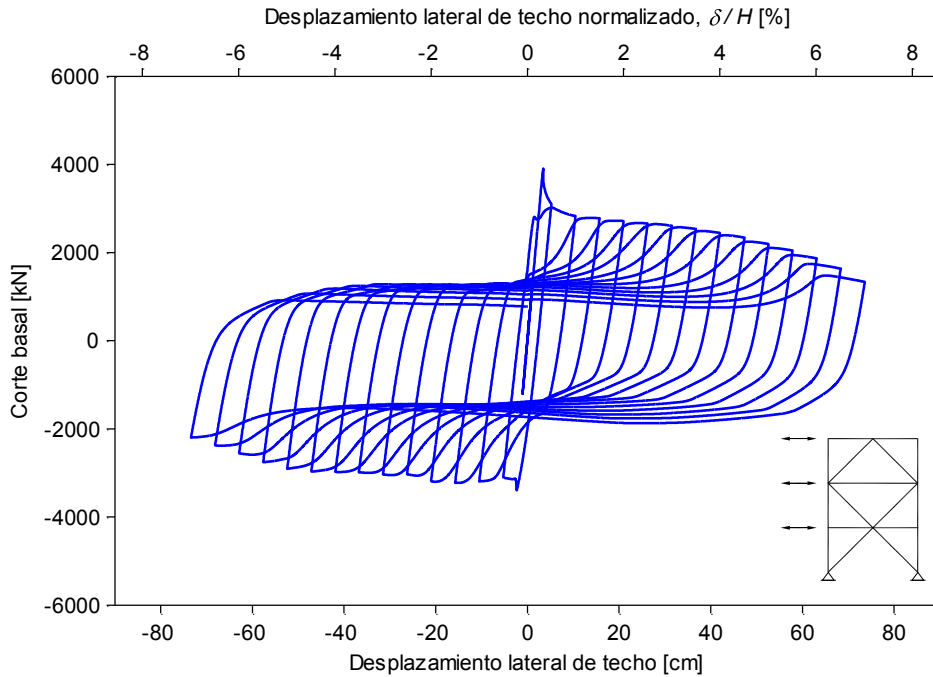
#### 4.1.2 Modelo de CBF

Para el estudio de la respuesta de los marcos arriostrados diseñados en este trabajo se utilizó el modelo descrito en la sección 2.6.3. Se usaron 2 elementos para representar cada arriostramiento, con una imperfección inicial igual a largo de éstos, dividido por 1500. Este valor representa una magnitud promedio para columnas estructurales de acero [30] y se considera apropiado su uso para este trabajo pues está dentro del rango 0.05%-0.1% del largo del elemento, sugerido por los autores del modelo de arriostramiento [51].

Se consideraron masas puntuales, ubicadas en los nodos de una columna en la que se aplican cargas gravitacionales apropiadas para considerar efecto  $P-\Delta$ , tal como se hizo con la modelación de SPSW.

No se considera el efecto de pandeo global en columnas (elementos dispuestos verticalmente, sin imperfección inicial).

La Figura 4-4 muestra el diagrama de histéresis que resulta al analizar el modelo CBF03 en un análisis pushover cíclico, de la misma forma en que se hizo con el modelo SPSW03.



**Figura 4-4.** Respuesta cíclica de modelo de marco arriostrado concéntrico.

En la Figura 4-5 se muestra la respuesta individual, carga axial vs estiramiento, de los 6 arriostramientos del modelo CBF03, para el análisis pushover cíclico. Se observa que sólo los arriostramientos N° 2 y 4 experimentan pandeo. Los arriostramientos N° 5 y 6, en el 3 piso, se mantienen elásticos. La Figura 4-6 y Figura 4-7 muestran un diagrama con la evolución del momento de flexión vs curvatura y de carga axial vs desplazamiento fuera del plano, respectivamente, en el nodo central del arriostramiento, en el que se ubica la sección donde se producen rótulas plásticas (en los arriostramientos que muestran pandeo).

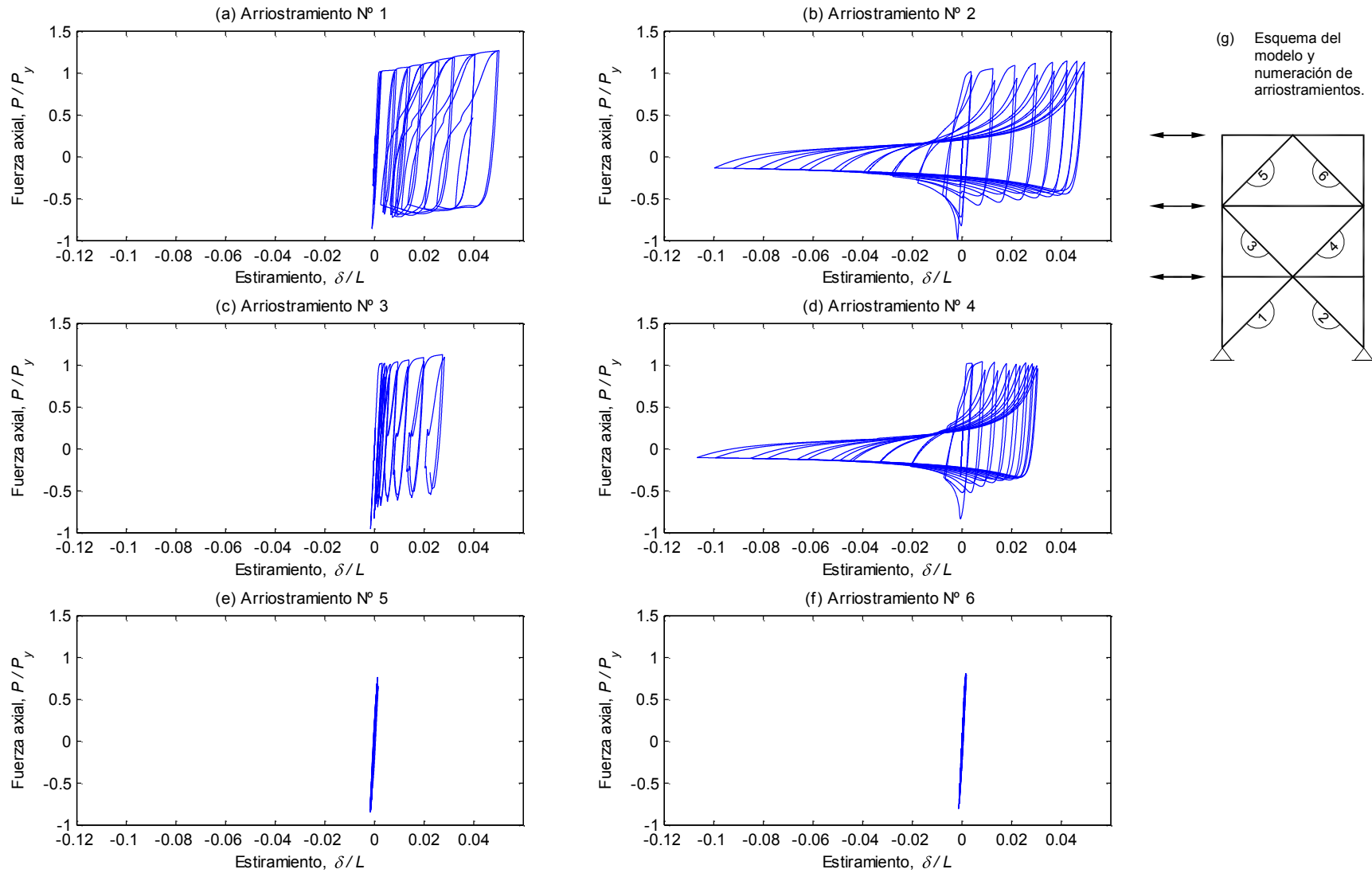
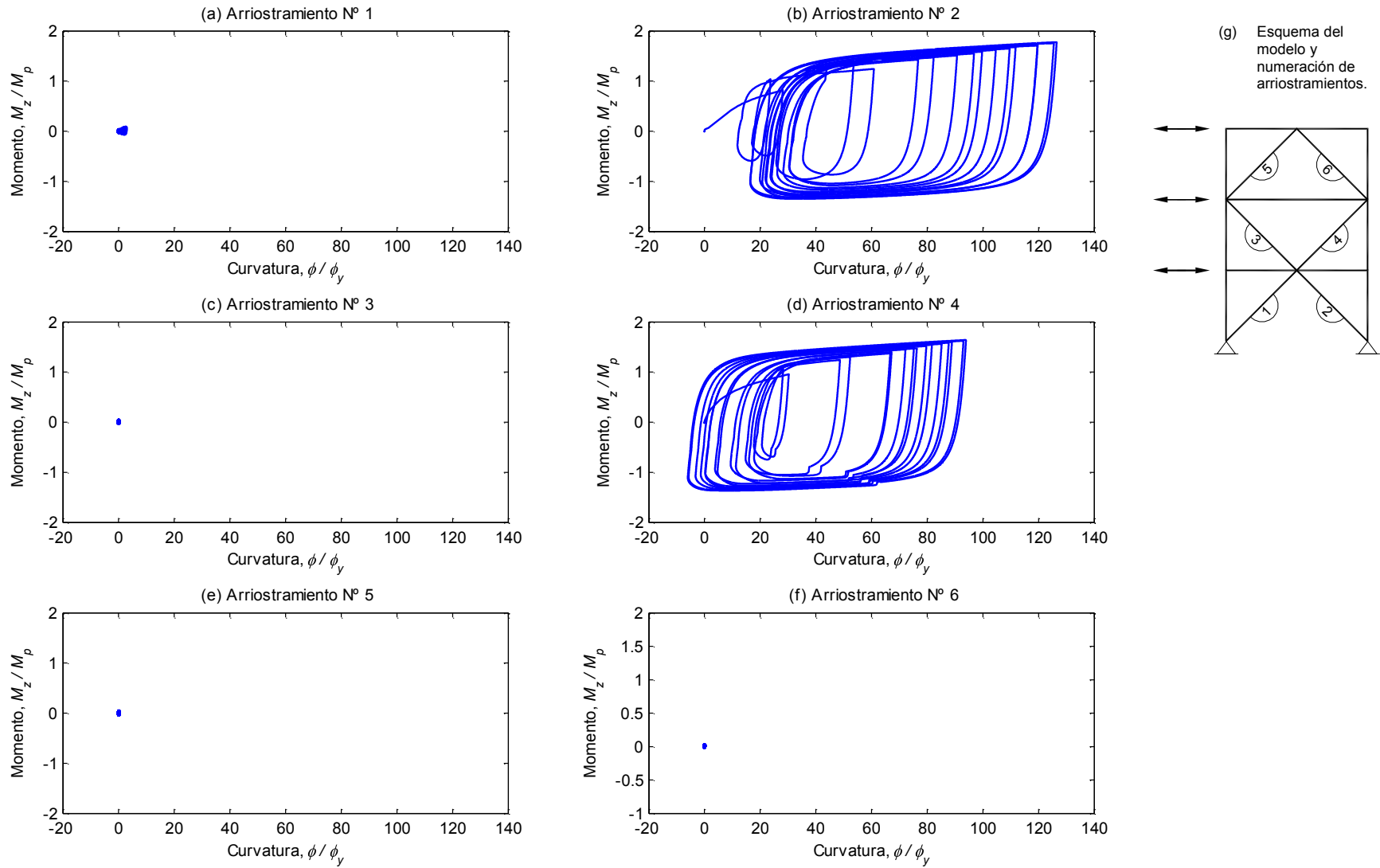
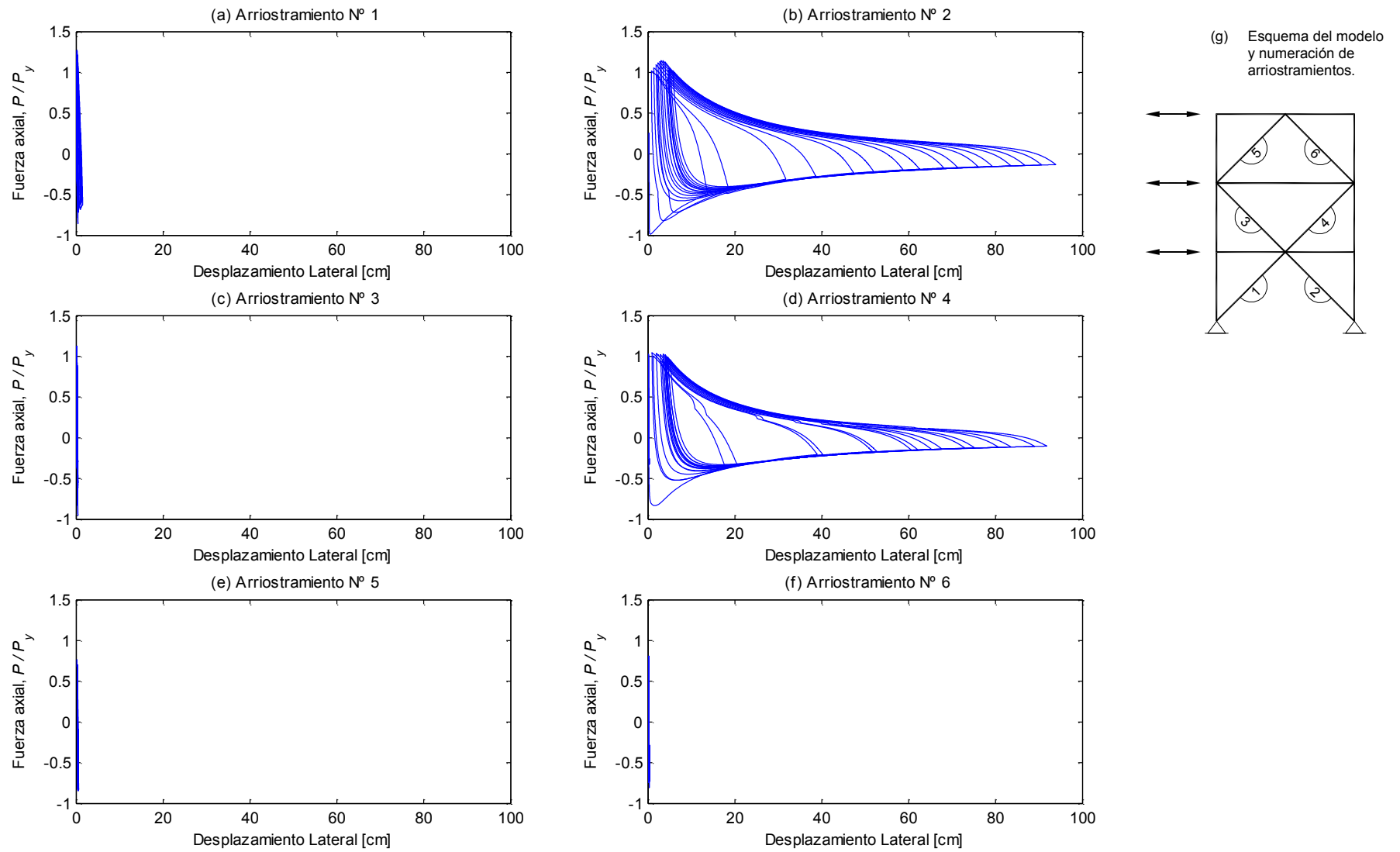


Figura 4-5. Fuerza axial vs estiramiento en arriostramientos del modelo CBF03, en análisis pushover cíclico.



**Figura 4-6.** Momento vs curvatura en rótula plástica de arriostramientos del modelo CBF03, en análisis pushover cíclico.





**Figura 4-7.** Fuerza axial vs desplazamiento fuera del plano de rótula plástica de arriostramientos del modelo CBF03, en análisis pushover cíclico.

## 4.2 Conjunto de registros de aceleración para análisis de historia de respuesta

Se utilizó un conjunto de acelerogramas correspondientes a distintos sismos ocurridos en Chile. Se incluyeron eventos originados por distintas fuentes sismogénicas, del mismo tipo de fuentes que afectan a la región metropolitana [34]. Los registros fueron facilitados por RENADIC y corresponden a registros en suelo [44], aunque no necesariamente sobre suelos de tipo similar al considerado en el diseño. Tampoco han sido registrados en zonas exclusivamente comprendidas dentro de la zona sísmica II de NCh433.

A continuación se listan los eventos sísmicos considerados, junto a sus características principales.

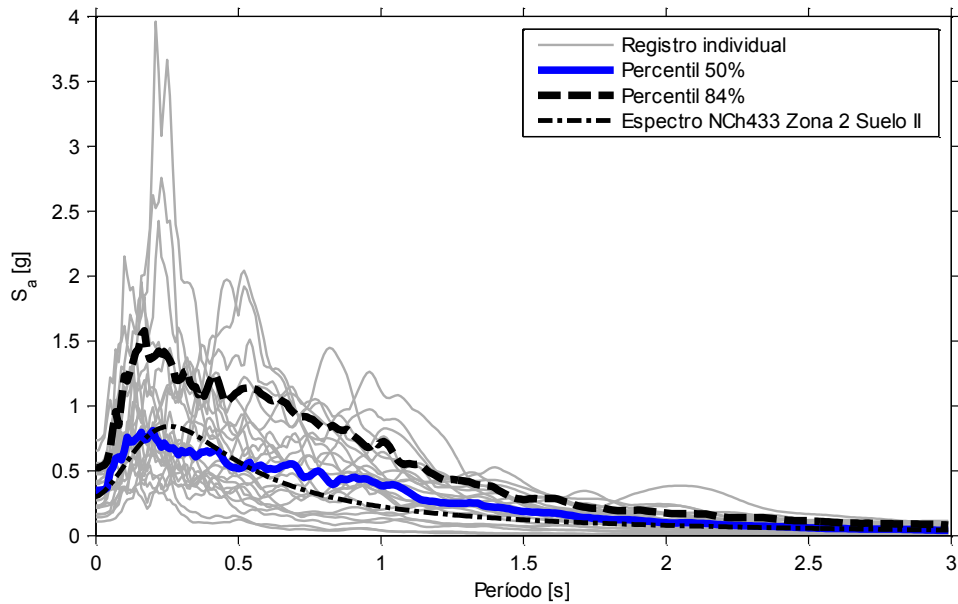
**Tabla 4-1.** Eventos sísmicos considerados para el análisis.

Lugar epicentro	Fecha	Estación	Mecanismo	Magnitud*
Valparaíso	03-03-1985	▪ Lolleo	Interplaca	7.8 (Ms)
		▪ Melipilla		
		▪ Viña del mar		
Punitaqui	14-10-1997	▪ Illapel	Intraplaca	6.8**
Curicó	25-08-2004	▪ Curicó	Cortical	6.4 (Mw)
Tarapacá	13-06-2005	▪ Pica	Intraplaca	7.9 (Mw)
		▪ Iquique 1-Etna		
Tocopilla	14-11-2007	▪ Mejillones	Interplaca	7.7 (Mw)
Cauquenes	27-02-2010	▪ CRS Maipú	Interplaca	8.8 (Mw)
		▪ Hosp. Curicó		
		▪ Viña del mar (Marga Marga)		
		▪ U. de Chile Ed. Civil		

\*magnitud según lo indica SSN [46] y RENADIC [44].

\*\*escala de magnitud no clarificada

Se utilizaron las 2 componentes horizontales registradas en cada estación que figura en la Tabla 4-1, durante cada evento, lo que suma un total de 24 registros de aceleración. El espectro elástico que cada acelerograma de este conjunto genera es mostrado en la Figura 4-8, la que además incluye los puntos correspondientes a los percentiles del 50% y 84% del conjunto y también el espectro elástico de NCh433 usado en el diseño de las estructuras de trabajo.



**Figura 4-8.** Espectro de aceleración del conjunto de registros.

Las características principales de los acelerogramas están contenidas en la Tabla 4-2. El nombre otorgado a cada registro consta de las iniciales de la estación en la cual provienen y de la componente horizontal a la cual corresponden.

Este conjunto de registros fue utilizado en análisis dinámico de 2 tipos: análisis dinámico incremental de modelos del sistema SPSW; y análisis de historia de respuesta de los modelos de SPSW y CBF. Para realizar este último, (RHA comparativo) se amplificaron los registros de manera que cada uno produjera el valor de  $S_a$  que la mediana (percentil del 50%) del conjunto tiene (en el período fundamental del modelo que se analiza), como mínimo. Esto significó amplificar cada registro según distintos factores, dependiendo de cuál es el modelo que se analiza. Estos factores se adjuntan en el Anexo B. Tal modificación a los registros se realizó con el objetivo de analizar las estructuras para acelerogramas representativos de movimientos fuertes. Si bien los datos de aceleración provienen de eventos con una magnitud importante (ver Tabla 4-1), en la Figura 4-8 se observa que en algunos casos el espectro de un registro individual está muy por debajo de la mediana del conjunto. Se consideró a la mediana de los espectros como un nivel representativo del conjunto, en términos de aceleración espectral, pues esta medida se ve menos afectada por valores extremos muy alejados del resto de los datos.

**Tabla 4-2.** Componentes de los registros de aceleración.

N° Registro	Lugar epicentro/ Fecha	Estación	Nombre	PGA [g]	Duración [s]	$\Delta t$ [s]
1		Lolleo	LLO_S80E	0.406	116	0.005
2			LLO_N10E	0.654	116	0.005
3	Valparaíso	Ventanas	VEN_NS	0.213	117	0.005
4	03-03-1985		VEN_EW	0.233	117	0.005
5		Viña del mar	VIN_N70W	0.216	113	0.005
6			VIN_S20W	0.354	113	0.005
7	Punitaqui	Illapel	ILLA_C1_L	0.273	80	0.005
8	14-10-1997		ILLA_C3_T	0.349	80	0.005
9	Curicó	Curicó	CUR_C1_L	0.142	44	0.01
10	25-08-2004		CUR_C3_T	0.108	44	0.01
11		Pica	PICA_NS	0.734	207	0.005
12	Tarapacá		PICA_EW	0.543	207	0.005
13	13-06-2005	Iquique 1-Etna	IQUI_EW	0.227	156	0.005
14			IQUI_NS	0.216	156	0.005
15	Tocopilla	Mejillones	MEJI_EW	0.398	173	0.005
16	14-11-2007		MEJI_NS	0.421	173	0.005
17		CRS Maipú	CRSM_EW	0.488	167	0.01
18			CRSM_NS	0.560	167	0.01
19		Hospital Curicó	HCUR_EW	0.413	180	0.01
20	Cauquenes		HCUR_NS	0.474	180	0.01
21	27-02-2010	Viña del mar	VINAM_NS	0.352	170	0.005
22		(Marga Marga)	VINAM_EW	0.338	170	0.005
23		U. de Chile Ed. Civil	FCFM_EW	0.162	212	0.005
24			FCFM_NS	0.167	212	0.005

**Nota:**  $\Delta t$  = paso de tiempo del registro.

### 4.3 Modelo de amortiguamiento usado en análisis de historia de respuesta

Para el análisis de todos los registros de aceleración se usó el esquema de integración de aceleración promedio (método de Newmark con parámetros  $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/4$ ) con paso de tiempo constante,  $\Delta t = 0.01$  s (éste es menor que cualquiera de los períodos modales de cada modelo). Dada la distribución discreta de masas en los modelos de análisis utilizados, no se consideró necesario el uso de algún método de integración que proporcionara amortiguamiento numérico (amortiguamiento artificial [57]). Se usó amortiguamiento de Rayleigh para representar el amortiguamiento inherente de las estructuras. Para ello se usó una razón de amortiguamiento  $\zeta$ , igual a 2% del crítico.

Previamente a la ejecución de los análisis, se estudió el efecto de la incorporación del amortiguamiento proporcional según 4 criterios o enfoques, los que se listan en la Tabla 4-3. Estos distintos enfoques implican calcular de manera distinta los coeficientes de proporcionalidad  $a_0$  y  $a_1$  que multiplican a las matrices de masa,  $\mathbf{M}$  y de rigidez,  $\mathbf{K}$  y que definen la matriz de amortiguamiento,  $\mathbf{C}$ . También implican usar, según se indique, la matriz de rigidez inicial o la matriz de rigidez tangente de la estructura, para construir la matriz  $\mathbf{C}$  en cada paso de integración.

**Tabla 4-3.** Criterios de aplicación del amortiguamiento de Rayleigh.

Enfoque	Descripción	Matriz de amortiguamiento
1	Especificar $\zeta$ en el primer y último modo de vibración. Usar la matriz de rigidez inicial.	$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}_0$
2	Especificar $\zeta$ en el segundo modo para la estructura de 3 pisos y en el tercero para las demás. Usar la matriz de rigidez tangente.	$\mathbf{C} = a_1\mathbf{K}_t$
3	Especificar $\zeta$ en el primer y último modo de vibración, de acuerdo a las frecuencias modales calculadas en cada paso de integración. Usar la matriz de rigidez tangente.	$\mathbf{C} = a_{0t}\mathbf{M} + a_{1t}\mathbf{K}_t$
4	Especificar $\zeta$ en el primer y último modo de vibración, usando frecuencias modales representativas de la estructura cuando ésta ha entrado en el rango no lineal de deformación. Usar la matriz de rigidez tangente.	$\mathbf{C} = \hat{a}_{0t}\mathbf{M} + \hat{a}_{1t}\mathbf{K}_t$

En la Tabla 4-3, los subíndices 0 y  $t$ , para la matriz  $\mathbf{K}$ , hacen referencia a las matrices de rigidez inicial y tangente de la estructura, respectivamente. La matriz de rigidez tangente es la matriz de rigidez “actual” en el paso de integración en que se encuentra el análisis. El subíndice  $t$  en los coeficientes  $a_0$  y  $a_1$  indica que éstos son calculados en cada paso de integración, utilizando las frecuencias modales correspondientes a la matriz de rigidez tangente. Los coeficientes  $\hat{a}_{0t}$  y  $\hat{a}_{1t}$  fueron calculados usando

frecuencias modales basadas en las propiedades de la estructura cuando ésta ha incurrido en deformaciones inelásticas.

El enfoque 1 corresponde a la forma en que usualmente se prescribe el amortiguamiento proporcional [21]. Para ello existen recomendaciones como la de fijar un determinado porcentaje de amortiguamiento en el primer modo de la estructura y en aquél en que se tenga acumulado más del 90% de participación de masa modal [21]. Lo anterior implica asignar un mayor porcentaje de amortiguamiento a los modos superiores. En este trabajo se quiso efectuar los análisis en forma conservadora, es por esto que en la Tabla 4-3 se indica fijar el amortiguamiento en el primer y último modo, de esta forma los modos restantes reciben un porcentaje de amortiguamiento menor o igual al especificado.

El enfoque 2 es propuesto en [41], cuyos autores observan la aparición de grandes fuerzas artificiales, debido a la parte del amortiguamiento que es proporcional a la matriz de rigidez elástica. Las catalogan de artificiales pues son el resultado de la modelación y no del comportamiento de la estructura que se quiere representar. En dicho artículo proponen usar una matriz de amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez tangente (amortiguamiento TS), sugerencia que se apoya en las observaciones del estudio analítico de varios modelos de 1 grado de libertad (1 GDL) no lineales y en la comparación entre los resultados experimentales del ensayo en flexión de un modelo a escala de un pilar de hormigón armado, con los resultados analíticos de una simulación de dicho ensayo. En el caso de los sistemas de 1 GDL observados, se destaca la relación que encuentran entre la energía disipada por las fuerzas de amortiguamiento ( $W_D$ ) y la energía disipada mediante la histéresis de la respuesta estructural ( $W_P$ ), calculadas para 1 ciclo de deformación en el régimen permanente de la respuesta, debido a una excitación sinusoidal sobre uno de los modelos. En el caso en que el amortiguamiento es proporcional a la rigidez elástica (amortiguamiento IS), observan que  $W_D$  es un 83% de  $W_P$  y al usar amortiguamiento TS,  $W_D$  resulta ser un 15% de  $W_P$ . En relación al ensayo del pilar, encuentran que la respuesta calculada a partir del modelo con amortiguamiento TS se aproxima mejor a la respuesta experimental registrada. Los desplazamientos máximos predichos por el modelo que usó amortiguamiento IS resultaron un 27% y 36% de los máximos (positivo y negativo, respectivamente) medidos durante el ensayo, mientras que los arrojados por el modelo con amortiguamiento TS, fueron 76% y 93% de los máximos positivo y negativo, respectivamente. También reportan los resultados de una simulación hecha sin utilizar amortiguamiento proporcional, de la cual los máximos calculados llegan al 91% y 98% de los máximos positivo y negativo experimentales, respectivamente.

Los criterios 3 y 4 son propuestos en [21]. El primero de ellos consigue que los porcentajes de amortiguamiento asignados a cada modo de oscilación, mediante el método de Rayleigh, se mantengan constantes durante todo el análisis (sin importar cuánto se cambia cada frecuencia modal), ya que los

coeficientes de proporcionalidad  $a_0$  y  $a_1$  son actualizados en cada paso de integración. Este enfoque no constituye una mejor modelación del amortiguamiento inherente en una estructura, tal como lo indica el autor de [21], pero permite realizar el análisis de tiempo-historia de modelos inelásticos, en forma consecuente con el supuesto inicial de un determinado porcentaje de amortiguamiento para cada modo de vibración, lo cual no se consigue al usar amortiguamiento IS. En [21], el autor muestra a través de un ejemplo (una estructura tipo edificio de corte), que una vez que la estructura ha perdido parte de su rigidez, las razones de amortiguamiento que cada modo adquiere durante el análisis, son mayores que las asignadas inicialmente a cada uno mediante los coeficientes  $a_0$  y  $a_1$ , calculados a partir de las frecuencias modales de la estructura elástica. Esto implica un amortiguamiento artificial de la respuesta calculada [21]. Para evitar lo anterior es que en el artículo antes referido se propone el tercer enfoque aquí descrito. Sin embargo este último implica el cálculo de las frecuencias modales en cada paso del análisis, lo cual puede tener un alto costo computacional, dependiendo del tamaño del modelo usado. El cuarto criterio es una sugerencia que el autor de [21] hace. Plantea que si se usa amortiguamiento TS, entonces los coeficientes de proporcionalidad sean calculados usando frecuencias modales que correspondan a la estructura “en fluencia”. Esta última recomendación no es mayormente precisada en el artículo referenciado. Para aplicar la sugerencia mencionada, en este trabajo se realizó un análisis de historia de respuesta de los 6 modelos (3 modelos de SPSW y 3 de CBF) para el registro N° 2, aplicando el enfoque 3. En cada análisis se registraron las frecuencias modales obtenidas en cada paso de integración ( $\omega_t$ ), para cada modo de los distintos modelos. Se propone usar la mediana de los valores que cada frecuencia modal adquirió durante el análisis, como un valor representativo de las frecuencias correspondientes a cada estructura “en fluencia”. En la Tabla 4-4 se tienen las frecuencias modales para todos los modos de cada modelo, obtenidas a partir de la matriz de rigidez elástica ( $\omega_0$ ), junto a la mediana de las frecuencias ( $\hat{\omega}_t$ ) calculadas tal como se indicó. En la Figura 4-9 se ha graficado el valor de la frecuencia angular modal en función del tiempo, para los 3 primeros modos del modelo SPSW09.

Tabla 4-4. Frecuencias modales de los modelos elásticos y con daño.

Modo	Modelo SPSW03		Modelo SPSW09		Modelo SPSW15		Modelo CBF03		Modelo CBF09		Modelo CBF15	
	$\omega_0$ [rad/s]	$\hat{\omega}_t$ [rad/s]	$\omega_0$ [rad/s]	$\hat{\omega}_t$ [rad/s]	$\omega_0$ [rad/s]	$\hat{\omega}_t$ [rad/s]	$\omega_0$ [rad/s]	$\hat{\omega}_t$ [rad/s]	$\omega_0$ [rad/s]	$\hat{\omega}_t$ [rad/s]	$\omega_0$ [rad/s]	$\hat{\omega}_t$ [rad/s]
1	14.6	7.1	5.0	2.0	3.1	1.3	15.7	14.6	3.9	3.6	2.5	2.4
2	45.1	34.5	15.5	7.3	10.2	4.2	39.8	37.0	13.5	12.0	9.4	8.9
3	80.9	75.9	28.2	17.1	18.6	8.8	62.5	61.5	24.0	21.3	18.8	17.6
4	-	-	41.4	30.6	26.7	14.5	-	-	32.7	29.4	27.3	26.1
5	-	-	55.7	46.3	34.1	20.6	-	-	42.9	39.0	35.4	34.2
6	-	-	71.4	64.7	40.7	27.3	-	-	49.2	42.9	42.6	41.4
7	-	-	87.2	82.6	47.2	34.7	-	-	53.5	47.4	48.8	47.5
8	-	-	99.9	96.9	52.7	41.3	-	-	61.4	58.8	59.4	56.6
9	-	-	124.8	121.9	56.9	46.3	-	-	71.9	70.5	63.9	63.8
10	-	-	-	-	59.8	50.6	-	-	-	-	68.5	68.5
11	-	-	-	-	62.1	54.5	-	-	-	-	71.6	71.5
12	-	-	-	-	63.3	58.1	-	-	-	-	77.0	76.6
13	-	-	-	-	73.7	64.0	-	-	-	-	82.4	82.1
14	-	-	-	-	76.4	69.9	-	-	-	-	90.2	89.8
15	-	-	-	-	80.6	75.0	-	-	-	-	103.2	103.1

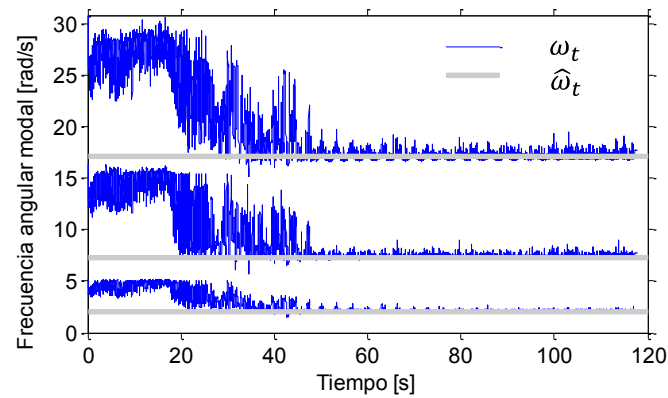


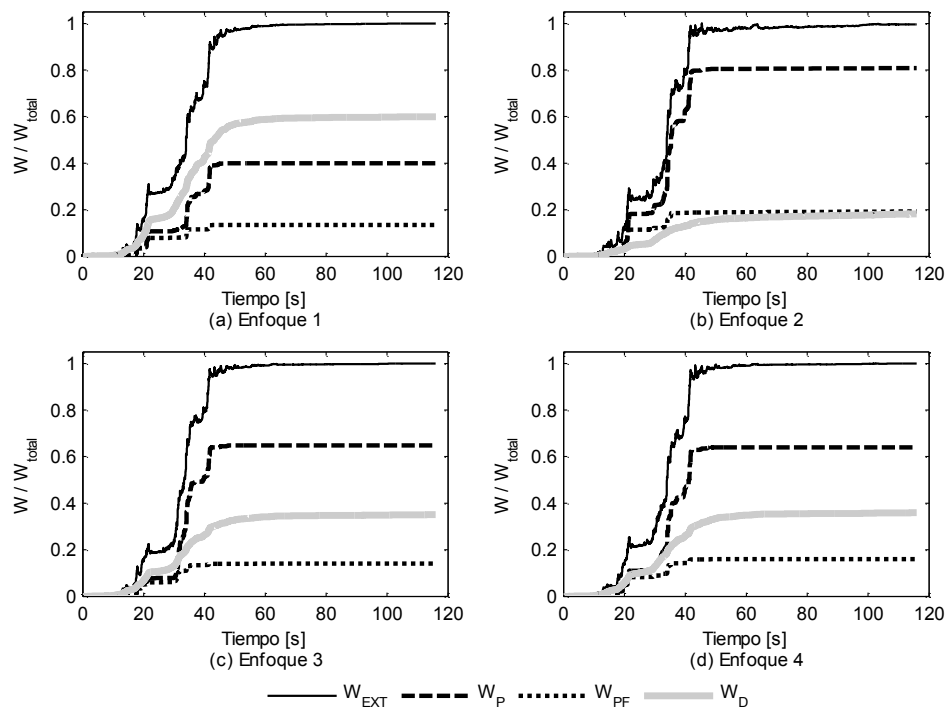
Figura 4-9. Variación de frecuencias modales durante análisis RHA de registro N° 2 (primeros 3 modos de modelo SPSW09).



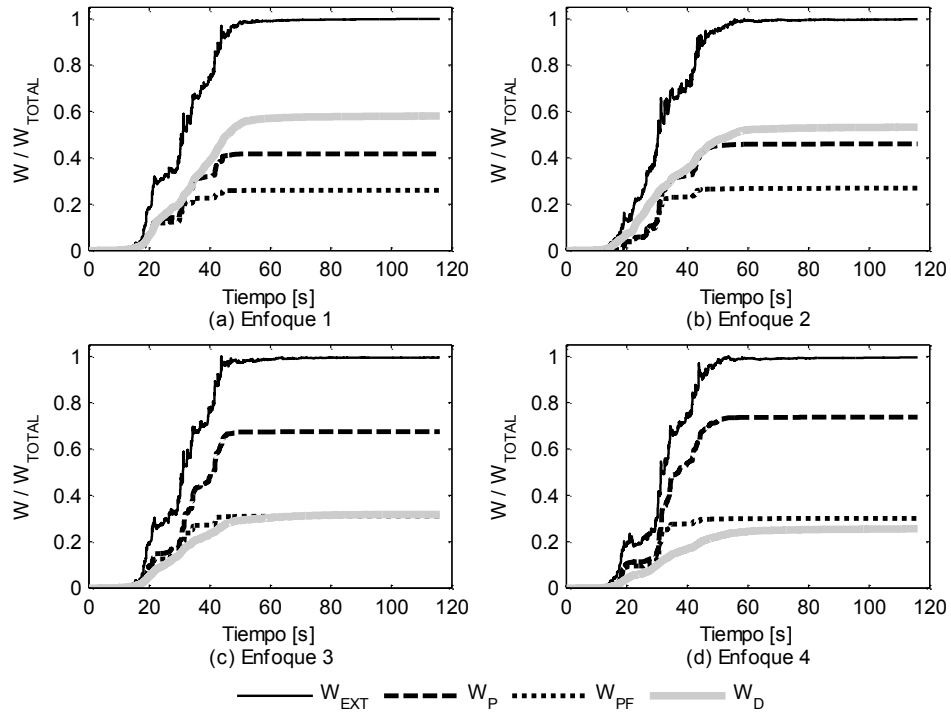
La decisión sobre cuál enfoque usar para este trabajo, se basó en la proporción entre la energía disipada debido a la histéresis del sistema estructural y la disipada por las fuerzas originadas por el amortiguamiento proporcional, durante un análisis RHA, según cada uno de los enfoques. Las figuras siguientes (Figura 4-10, Figura 4-11 y Figura 4-12) muestran la distribución de energía (normalizada por la energía total entregada al sistema) obtenida de la respuesta de cada modelo analizado para el registro N° 2 nuevamente, según los 4 enfoques descritos. Los términos usados corresponden a los siguientes:

- $W_{EXT}$  : trabajo acumulado, realizado por las fuerzas externas (energía externa de entrada)
- $W_P$  : trabajo acumulado, realizado por las fuerzas internas (energía disipada mediante histéresis)
- $W_{PF}$  : trabajo acumulado, realizado por las fuerzas internas sólo en franjas (energía disipada por franjas)
- $W_D$  : trabajo acumulado, realizado por las fuerzas originadas por el amortiguamiento proporcional

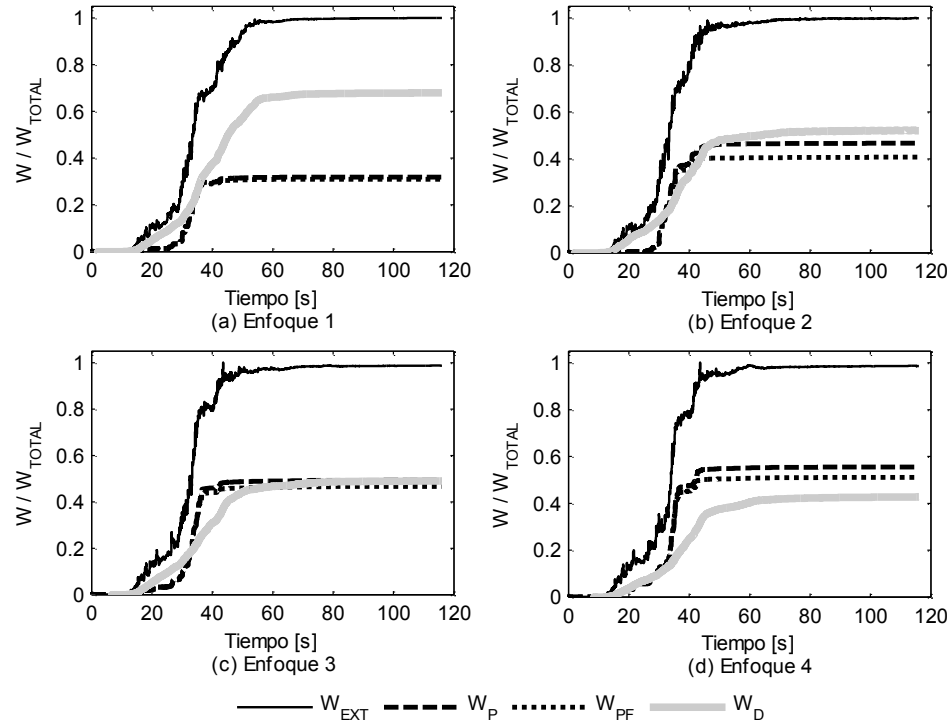
La diferencia entre  $W_P$  y  $W_{PF}$  corresponde al trabajo acumulado realizado por las fuerzas internas en HBEs (energía disipada por HBEs).



**Figura 4-10.** Balance de energía de Modelo SPSW03 según los 4 enfoques de amortiguamiento de Rayleigh.



**Figura 4-11.** Balance de energía de Modelo SPSW09 según los 4 enfoques de amortiguamiento de Rayleigh.



**Figura 4-12.** Balance de energía de Modelo SPSW15 según los 4 enfoques de amortiguamiento de Rayleigh.

En los gráficos de energía anteriores, se observa que el primer enfoque entrega una respuesta en que las fuerzas del amortiguamiento proporcional disipan una mayor cantidad de energía que los elementos inelásticos en los modelos, por esta razón se descartó su uso. En la Figura 4-10 se aprecia que durante la respuesta calculada según el enfoque 2 para el modelo SPSW03, el término  $W_D$  es menor que  $W_{PF}$ , no así con los demás criterios. La relación anterior no se repitió en los modelos SPSW09 y SPSW15 al usar el enfoque 2 (ver Figura 4-11 y Figura 4-12). Para estos últimos 2 modelos, el enfoque 4 es el que provee una distribución de energía disipada tal que  $W_D < W_{PF}$ , aunque para éstos la energía disipada por las fuerzas del amortiguamiento viscoso tiene una mayor participación que para el modelo de 3 pisos, sobre todo para el de 15 pisos (ver Figura 4-12.d).

En este trabajo se consideró inapropiado el ejecutar los análisis de tiempo-historia de los modelos no lineales, usando una configuración tal que la disipación de energía provista por el amortiguamiento viscoso fuese mayor que la disipación de energía proporcionada por los elementos inelásticos, ya que el nivel de energía disipada mediante histéresis es asociada al nivel de daño en los elementos estructurales, luego los resultados de un análisis durante el cual el término  $W_D$  es mayor que  $W_{PF}$ , son considerados poco razonables o poco conservadores; sobre todo si se espera que los elementos sufran daño durante un evento sísmico [3]. Por esta razón y según lo descrito en el párrafo anterior, es que se optó por utilizar el enfoque 2 para analizar los modelos de 3 pisos (SPSW03 y CBF03) y el enfoque 4 para los modelos de más pisos (SPSW09, SPSW15, CBF09 y CBF15). Cabe destacar que no se estudió la distribución relativa entre la energía disipada para los modelos de marcos arriostrados; se asumió que los enfoques elegidos proveen una proporción razonable entre  $W_D$  y  $W_P$  para dichos modelos.

## 4.4 Desempeño sísmico según la metodología FEMA P695

En esta sección se entrega el resultado de los análisis no lineales estáticos y dinámicos para su uso según la metodología FEMA P695, junto a los resultados de la aplicación de la misma.

### 4.4.1 Calificación de los requerimientos de diseño

- Completitud y Robustez: **Nivel medio.**

Los criterios de diseño por capacidad para el sistema SPSW, recopilados en el capítulo 2 de este trabajo, fueron concebidos teniendo como objetivo establecer una jerarquía de fallas que privilegia una falla dúctil del sistema. Dichos criterios fueron aplicados en el diseño de los elementos de borde para los 3 muros de corte de placas diseñados y descritos en el capítulo 3. Debido al alcance de este trabajo, el cálculo de empalmes de columnas, conexiones y fundaciones, no fue cubierto, aunque estos elementos del diseño están presentes en la jerarquía de fallas listada en la sección 2.1.5 del capítulo de antecedentes. El diseño por capacidad para las conexiones en este sistema (entre placa de relleno y elementos de borde y entre elementos de borde) puede realizarse utilizando el esquema de fuerzas generado a partir del mecanismo plástico uniforme [6]. Sin embargo, no se cuenta con información que permita dilucidar si existen métodos de diseño para las fundaciones (para su uso con el sistema SPSW), que aseguren la jerarquía de fallas que se supuso en este trabajo.

- Confianza en los requerimientos de diseño: **Nivel medio.**

El criterio de resistencia de la placa de relleno, a partir del campo diagonal de tracciones, ha sido verificado experimentalmente ([6] y [15]). La caracterización del comportamiento de HBEs es consistente con observaciones experimentales [42]. Además, el cálculo de fuerzas de diseño para elementos de borde se deriva del simple equilibrio de fuerzas internas en un SPSW, planteado a través del análisis plástico ([42] y [12]), usando supuestos conservadores y la resistencia de los elementos de borde ha sido cuantificada según se establece en normas de diseño. Por el contrario, las dimensiones de los elementos de borde horizontales (espesor de alas) se encuentran en el límite de las dimensiones máximas consideradas para el uso de la conexión WUF-W, supuesta para la unión con columnas [27]. Si bien se consideró el uso de aceros con propiedades estándar, para los diseños efectuados en este trabajo, no se tiene información respecto a ensayos con materiales similares usados en el país, ni ensayos de especímenes con proporciones

semejantes a los diseños hechos en este trabajo. Tampoco se conoce la factibilidad de utilizar perfiles doble T soldados como elementos horizontales de borde. Por lo anterior, particularmente por estos dos últimos motivos, es que se considera sólo un nivel moderado de confianza en que los requerimientos de diseño resultarían en estructuras que se comportan tal como es esperado.

#### 4.4.2 Calificación de los datos experimentales

Cabe destacar que el uso de la metodología requiere que un programa particular de ensayos sea realizado, para validar el uso del sistema propuesto. Los resultados de otros programas experimentales, menos específicos, pueden usarse con la debida justificación [10]. En este trabajo se asume que la información referente a resultados experimentales del sistema SPSW, presente en la literatura ([6], [9], [13] y [42], por citar algunos), y de otras componentes necesarias, como conexión viga-columna, constituyen el conjunto de datos experimentales necesario.

- Completitud y Robustez: **Nivel alto.**

El comportamiento monotónico y cíclico del sistema SPSW ha sido estudiado, en ensayos de especímenes a escala y tamaño real, tanto a nivel de la respuesta global como a nivel de componentes (placa de relleno, elementos de borde, conexión entre placa de relleno y elementos de borde, conexión entre elementos de borde) ([6], [9], [13] y [42]). Existen estructuras provistas del sistema, las cuales han mostrado un comportamiento aceptable en terremotos ([6] y [9]). El comportamiento del tipo de conexión entre viga y columna (WUF-W), supuesto para las estructuras diseñadas en este trabajo, ha sido ampliamente estudiado [27].

- Confianza en los resultados experimentales: **Nivel medio.**

Existe un gran número de ensayos de especímenes de SPSW y en general en la literatura concuerdan los resultados reportados, en cuanto a rigidez y ductilidad del sistema ([6] y [18]). Sin embargo, no hay ensayos en los que se hayan utilizado materiales disponibles en el país ni especímenes con proporciones semejantes a los diseños efectuados para este trabajo.

### 4.4.3 Calificación de los modelos

- Representación de características de colapso: **Nivel medio.**

Asumiendo que el espacio de diseño para el sistema SPSW se restringe a estructuras similares a las diseñadas en este trabajo, vale decir, muros tipo voladizo, con placas de relleno esbeltas no atiesadas y elementos de borde con perfiles doble T, entonces puede decirse que dicho espacio es relativamente cubierto, ya que se tienen modelos arquetipos para estructuras de distinto período asociado al modo fundamental. Sin embargo, sólo se cuenta con tres modelos para una sola categoría de diseño sísmico. Tampoco se modelaron muros con distintas relaciones de aspecto.

En relación al rango de períodos que puede existir para el sistema estructural, la metodología pide que se construyan modelos arquetipos para estructuras con período corto y período largo, y que la evaluación del desempeño de éstos se haga en forma separada. La distinción entre período corto y largo, se hace en función de las categorías de diseño sísmico y el espectro de diseño asociado a cada categoría, según la norma ASCE 7-05 [10]. La metodología no fue aplicada en estricto rigor en este trabajo, particularmente, no se usó la norma ASCE 7-05 como base para el diseño sísmico ni se cuenta con una gran cantidad de arquetipos diseñados para distintas categorías de diseño sísmico. Simplemente se considera que se dispone de un modelo arquetipo representativo de estructuras de período corto (3 pisos) y dos modelos representativos de estructuras con período largo (9 y 15 pisos). Según la segmentación del espacio de diseño, sugerida por la metodología [10], se cuenta con dos grupos de desempeño, uno para cada tipo de período, ambos asociados a un tipo de estructuración y a una categoría de diseño sísmico.

- Completitud y robustez: **Nivel medio.**

Para los análisis se utilizó un modelo validado experimentalmente. Se tomaron resguardos para no sobreestimar la capacidad de las estructuras modeladas (no se incluyó el puntal de compresión, definido en la sección 2.6.2.3, y se redujo la capacidad en flexión de los elementos que modelan los HBES de manera consistente con la resistencia calculada para éstos). Además, se tomaron precauciones para que las fallas en la convergencia durante el análisis IDA correspondan, dentro de lo posible, a problemas de estabilidad de la estructura. No obstante lo anterior, no se modeló el deterioro que pueden presentar las conexiones del sistema y el modelo de deterioro asociado a las placas de relleno está basado en consideraciones empíricas, por lo tanto, se desconoce su validez en escenarios de deformación extrema como los que implica el análisis IDA. Tampoco

se tiene la certeza de si el modelo de franjas es válido para las condiciones de inestabilidad reportadas por el análisis IDA hecho en este trabajo, más aun, no se conoce la validez del modelo de franjas para representar SPSWs con VBEs de las proporciones consideradas en este trabajo.

#### 4.4.4 Variabilidad entre registros

La fórmula (2-68) provista en la sección 2.7.6 se basa en un estudio realizado con ejemplos de arquetipos estructurales y el conjunto de registros especificado por la metodología [10], el cual es presentado como complemento de ella, en un apéndice (Apéndice A de FEMA P695). Ya que en este trabajo se utilizó un conjunto diferente de registros y debido a que se analizaron modelos de un sistema estructural que no necesariamente se comporta como los modelos arquetípicos usados en los estudios que respaldan la metodología, es que se optó por utilizar el mayor valor indicado para el factor de incertidumbre asociado a la variabilidad entre los registros. Se observa además que tal límite superior ( $\beta_{RTR} \leq 0.40$ ) se basa en medidas estadísticas de los resultados de estudios analíticos de modelos de edificios [10].

La valoración de la calidad de la información, efectuada a partir de la calificación de ésta (descrita en los párrafos anteriores) y de las escalas que figuran en Tabla 2-1, Tabla 2-2 y Tabla 2-3, resulta en los índices de incertidumbre que ese muestran a continuación, en la Tabla 4-5:

**Tabla 4-5.** Índices de incertidumbre asociados al sistema SPSW.

<b>Requerimientos de diseño</b>	<b>Datos experimentales</b>	<b>Modelos</b>	<b>Variabilidad entre registros</b>
$\beta_{DR} = 0.35$	$\beta_{TD} = 0.20$	$\beta_{MDL} = 0.35$	$\beta_{RTR} = 0.40$

Con los índices de incertidumbre se obtiene el valor de la incertidumbre total del sistema,  $\beta_{TOT}$ , usando la fórmula (2-69):

$$\beta_{TOT} = 0.667$$

El término  $\beta_{TOT}$  se utiliza en la evaluación de la probabilidad de colapso de las estructuras analizadas, a partir de los resultados del análisis IDA.

A continuación se muestran los resultados de los análisis pushover e IDA efectuados.

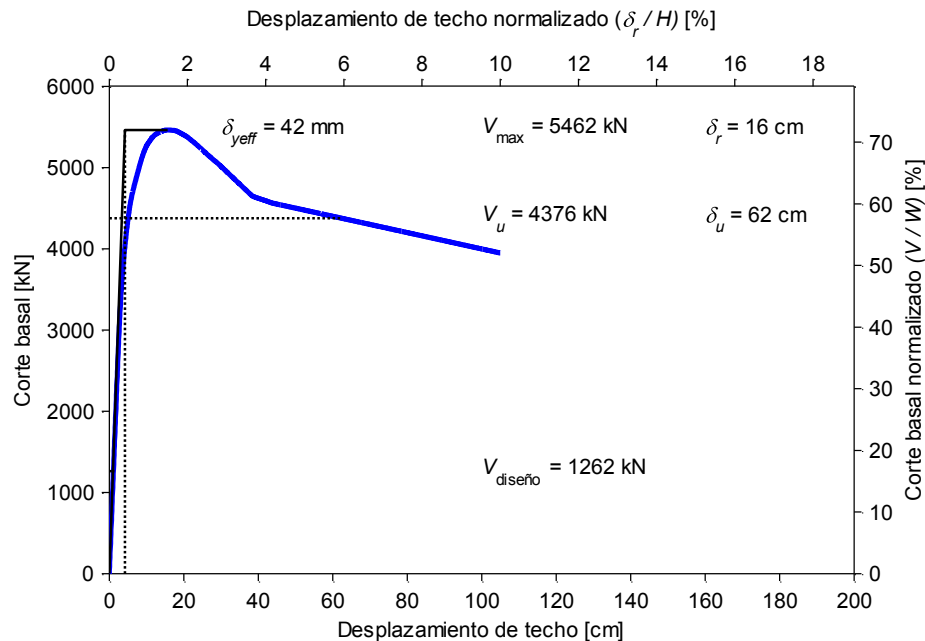
#### 4.4.5 Resultados a partir de análisis estático no lineal

Se ejecutó un análisis pushover, con un patrón de carga lateral proporcional al producto entre la matriz de masa de la estructura y la forma modal asociada al período fundamental de ésta (modo 1 en los 3 casos), para cada modelo de SPSW, según lo especifica la metodología. Los resultados se muestran en la Tabla 4-6. Los parámetros que allí figuran fueron definidos en el capítulo 2 (ver sección 2.7.5.1).

**Tabla 4-6.** Resultados de análisis estático no lineal de modelos de SPSW.

Modelo	$V$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$	$T$ [s]	$T_I$ [s]	$C_0$	$\delta_{yeff}$ [cm]	$\delta_u$ [cm]	$\mu_T$
SPSW03	1262	5462	4.3	0.41	0.43	1.3	4.2	62	14.9
SPSW09	1795	4855	2.7	0.93	1.26	1.4	11.4	89	7.8
SPSW15	2192	4308	2.0	1.37	2.01	1.5	23.1	159	6.9

A continuación, siguen las curvas de corte basal vs desplazamiento de techo obtenidas para los tres modelos. En ellas se han trazado las rectas que indican el corte basal de diseño, el corte máximo y el corte correspondiente al desplazamiento  $\delta_u$  (que en los 3 casos indica el instante en que se produce un colapso no simulado), junto a la pendiente elástica que el desplazamiento  $\delta_{yeff}$  (ecuación (2-64)) define; se indican además los correspondientes valores. Los ejes superior y derecho presentes en Figura 4-13, Figura 4-14 y Figura 4-15, indican el valor del desplazamiento de techo dividido por la altura total del edificio y el valor del corte basal dividido por el peso del edificio (tributario al muro), respectivamente.



**Figura 4-13.** Curva análisis pushover - Modelo SPSW03.



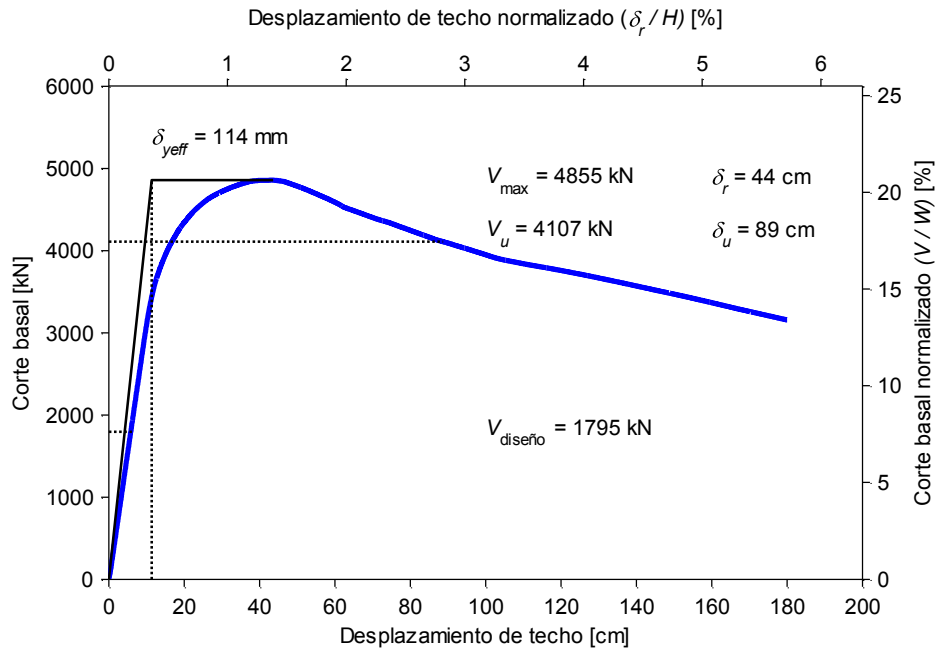


Figura 4-14. Curva análisis *pushover* - Modelo SPSW09.

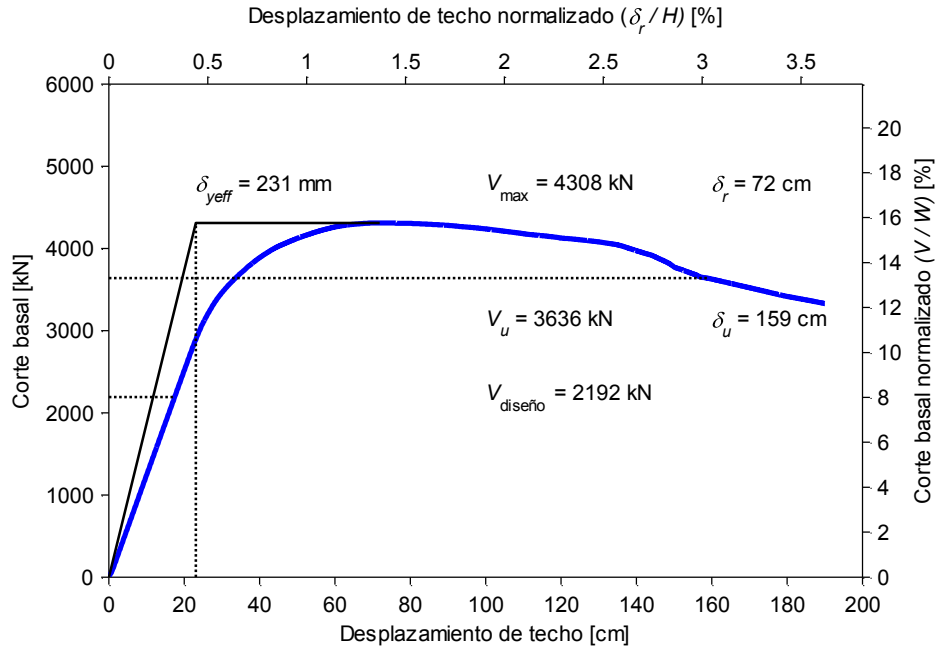


Figura 4-15. Curva análisis *pushover* - Modelo SPSW15.

#### 4.4.6 Resultados a partir del análisis dinámico no lineal

Se realizó análisis dinámico incremental con cada modelo de SPSW, usando el conjunto de registros listado en la Tabla 4-2. Se usó el algoritmo descrito en el Anexo B para el trazado de las curvas IDA. Las capacidades medianas de colapso (intensidad y deriva) son listadas en la Tabla 4-7.

**Tabla 4-7.** Probabilidad de colapso de sistemas SPSW para intensidad  $MCE$  en términos de PGA.

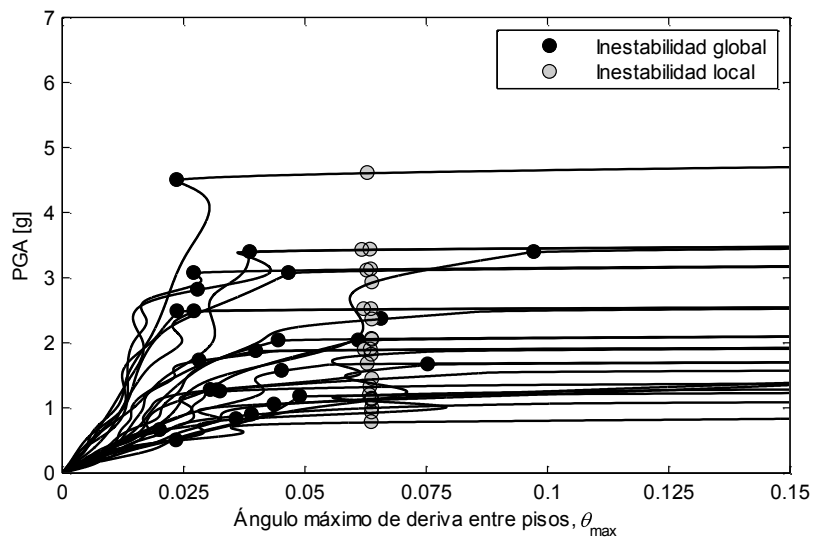
Modelo	$T_1$ [s]	$MCE_{PGA}$ [g]	$CM_{PGA}$ [g]	$CM_\theta$ [rad]	$CMR$	$P(CM_{PGA} < MCE_{PGA})$
SPSW03	0.43	0.715	1.80	0.037	2.52	8.3%
SPSW09	1.26	0.715	1.77	0.036	2.48	8.7%
SPSW15	2.01	0.715	2.09	0.041	2.92	5.4%

Los valores listados en la Tabla 4-7 corresponden a los siguientes:

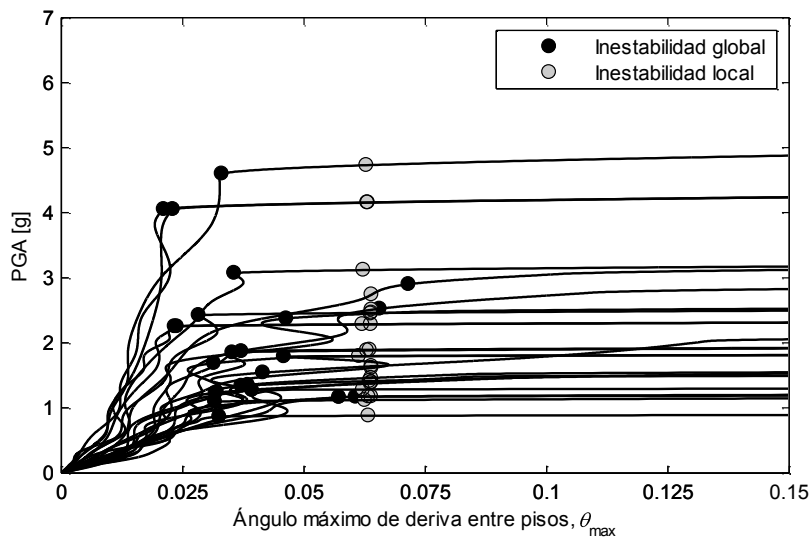
- $MCE_{PGA}$  : nivel de intensidad sísmica (medida en PGA) correspondiente al máximo sismo creíble ( $MCE$ ), según se describió en la sección 2.9.
- $CM_{PGA}$  : intensidad mediana de colapso (medida en PGA), según se definió en la sección 2.7.
- $CM_\theta$  : capacidad mediana de deriva entre pisos, según se definió en la sección 2.8.
- $P(CM_{PGA} < MCE_{PGA})$  : probabilidad de colapso para intensidad  $MCE$ .

La probabilidad de colapso en cada caso fue calculada utilizando la distribución de probabilidad acumulada supuesta para la capacidad de colapso, normalizada por el valor de la capacidad mediana de colapso, es decir, la variable aleatoria  $\lambda_{TOT}$ . Para más detalles ver Anexo C.

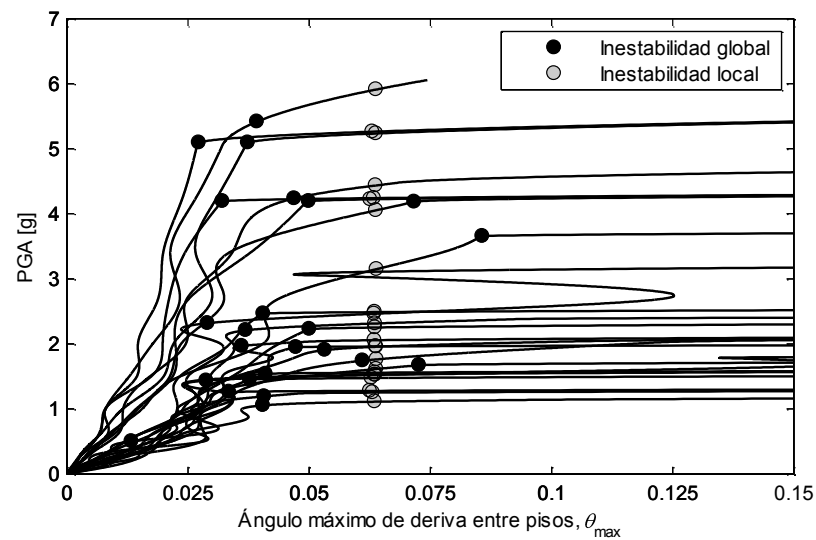
La Figura 4-16 contiene los gráficos con las curvas generadas mediante IDA para los 3 modelos de SPSW. En cada curva se ha destacado el punto de inestabilidad global (según FEMA 350 [27], descrita en el capítulo 2) con un círculo de color negro y el punto de inestabilidad local ( $\theta_{max} = 0.064$  rad según se indicó en el capítulo 2) con un círculo de color gris. Éste último corresponde a una forma de colapso no simulada. La capacidad de colapso identificada en cada curva corresponde al mínimo entre la intensidad (PGA) que produce la inestabilidad global y la intensidad que provoca la inestabilidad local. Las capacidades medianas de colapso mostradas en la Tabla 4-7 corresponden a la mediana de las capacidades individuales provenientes de cada curva, para cada modelo.



(a) Modelo SPSW03



(b) Modelo SPSW09



(c) Modelo SPSW15

**Figura 4-16.** Curvas IDA de los modelos de SPSW (PGA vs  $\theta_{max}$ ).

En la Figura 4-16 se observa gran dispersión entre los valores de intensidad de colapso y de capacidad de deriva que se obtienen de las distintas curvas, a partir de la definición de inestabilidad global utilizada (pendiente local de la curva menor que el 20% de la pendiente elástica). En la mayoría de las curvas de la Figura 4-16, la capacidad de colapso corresponde al punto de inestabilidad global, pues éste se detecta a una intensidad menor que el de inestabilidad local.

Los valores de intensidad mediana de colapso (1.9 [g] en promedio para los 3 modelos) y de capacidad mediana de colapso (0.04 [rad] en promedio) no distan mucho entre sí, como se aprecia en la Tabla 4-7. Tales valores de intensidad de colapso son al menos el doble de la intensidad que cualquiera de los registros sin amplificar posee (Tabla 4-2). Además, algunos registros deben ser amplificados a niveles de PGA del orden de 4 ó 5 [g].

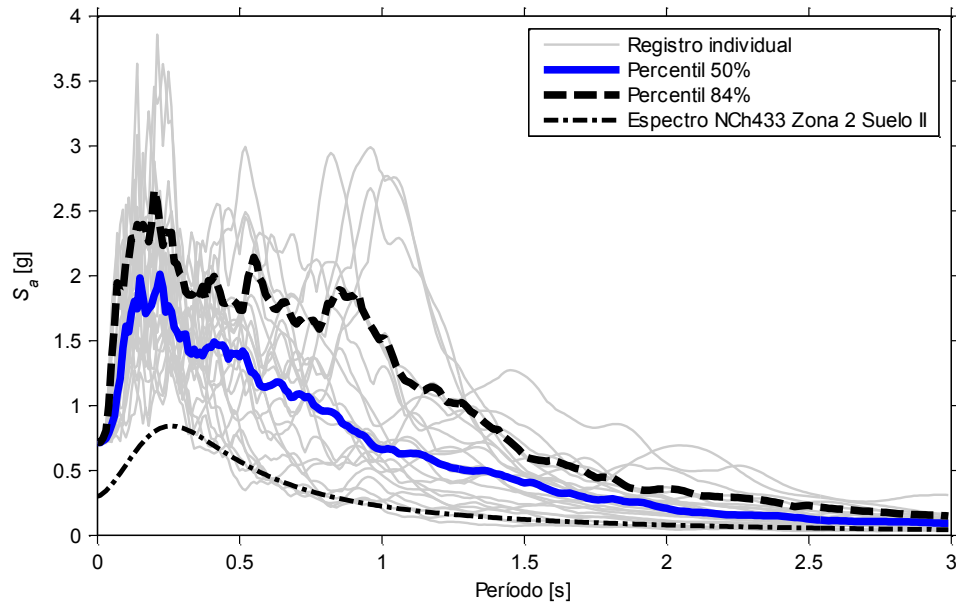
Aceptando como válida la caracterización de intensidad *MCE* considerada en este trabajo, entonces se puede afirmar que los diseños hechos con el sistema SPSW se comportan de manera satisfactoria, pues la probabilidad de colapso en los 3 casos es menor que el límite de 10% (ver Tabla 4-7), sugerido por FEMA P695 [10].

#### **4.4.7 Comentario sobre la intensidad y la probabilidad de colapso calculadas**

La metodología propuesta en FEMA P695 implica cuantificar la capacidad de colapso de los modelos en términos de  $S_a$  y comparar ésta con un nivel de intensidad sísmica correspondiente al *MCE* según se especifica en la norma ASCE 7-05 [10]. Para aplicar la metodología en este trabajo, se usó una caracterización para un *sismo máximo creíble* en la zona de Chile central, en términos de PGA, pues es la información que se tuvo disponible. Se quiso investigar el efecto que tendría el evaluar la capacidad de colapso en términos de aceleración espectral, sobre las probabilidades de colapso calculadas para el sistema SPSW. Para ello, se realizó lo siguiente:

1. Todos los registros de aceleración fueron amplificados para que cada uno tuviese un valor de PGA igual al considerado como intensidad *MCE* en Chile central (PGA = 0.715 g).
2. Se extrajeron medidas estadísticas (percentiles del 50% y 84%) de los espectros de aceleración generados por el conjunto de registros amplificados.
3. Se consideró el valor de  $S_a$  que los percentiles anteriores poseen, en el período fundamental de cada modelo de SPSW, como el valor de  $S_a$  correspondiente al nivel de intensidad *MCE*.

En la Figura 4-17 se observa el espectro de cada registro amplificado a  $PGA = 0.715 g$ , junto a los percentiles del 50% y 84%. También se incluye el espectro “elástico” de NCh433 usado en el diseño, a modo de referencia (este último presenta ordenadas 2 a 3.5 veces menores que las que posee la mediana del conjunto de espectros).



**Figura 4-17.** Espectros de aceleración del conjunto de registros amplificado a  $PGA = 0.715g$ .

Para usar la caracterización de intensidad  $MCE$  anterior, se requiere la intensidad mediana de colapso de cada modelo en términos de aceleración espectral. Para ello, las ordenadas de cada curva mostrada en la Figura 4-16 fueron multiplicadas por el factor  $(S_{a0}/PGA_0)$ , en que  $PGA_0$  es la intensidad del registro sin amplificar (registro correspondiente a la curva) y  $S_{a0}$  es el valor de aceleración espectral que el registro sin amplificar posee en el período fundamental del modelo analizado. Lo anterior es válido ya que, por definición, las ordenadas del espectro de aceleración de un determinado registro varían linealmente con el factor usado para amplificar las ordenadas de éste último [54].

En la Figura 4-18 se muestran las curvas IDA de cada modelo, en términos de  $S_a$  vs  $\theta_{max}$ . La capacidad de colapso en cada caso ha sido determinada de igual forma que para las curvas  $PGA$  vs  $\theta_{max}$ , mostradas en la Figura 4-16. El punto de inestabilidad global en cada curva IDA es el mismo, salvo el factor de amplificación mencionado en el párrafo anterior, al usar  $PGA$  o  $S_a$  como medida de la intensidad, dada la definición de éste. Sin embargo, para cada modelo, las curvas se ordenan de manera diferente entre sí, al considerar uno u otro parámetro de intensidad. Esto se debe a que el parámetro de aceleración espectral posee una relación con el contenido de energía que un determinado registro posee en un cierto período de oscilación, por lo tanto presenta una relación entre la estructura y el registro considerados, lo cual no ocurre con el parámetro  $PGA$  [53].

En la Tabla 4-8 se listan los valores de  $S_a$  extraídos del espectro del conjunto amplificado, correspondientes al percentil del 50%. También se muestran los valores correspondientes al percentil del 84% de los datos (indicado con \*). Se incluyen además, la capacidad mediana de colapso obtenida a partir de IDA para cada modelo de SPSW, los márgenes de colapso y las probabilidades de colapso respectivas. La notación usada en la Tabla 4-8 es análoga a la que se usó en la Tabla 4-7.

**Tabla 4-8.** Probabilidad de colapso de sistemas SPSW para intensidad  $MCE$  en términos de  $S_a$ .

Modelo	$MCE_{S_a}$ [g]	$MCE_{S_a}^*$ [g]	$CM_{S_a}$ [g]	$CMR$	$CMR^*$	$P(CM_{S_a} < MCE_{S_a})$	$P(CM_{S_a} < MCE_{S_a}^*)$
SPSW03	1.46	1.98	3.30	2.26	1.67	11.1%	22.1%
SPSW09	0.52	0.89	1.36	2.64	1.53	7.3%	26.3%
SPSW15	0.20	0.37	0.60	2.95	1.64	5.2%	22.9%

\*El nivel de intensidad corresponde al definido por el percentil del 84% de los registros amplificados.

Si la caracterización propuesta para intensidad  $MCE$  en función de aceleración espectral es válida, entonces las probabilidades de colapso listadas en la Tabla 4-8 indican que, al considerar el percentil del 50%, el desempeño mostrado por el sistema SPSW es aceptable sólo para las estructuras de 9 y 15 pisos, pues la probabilidad de colapso para éstas resulta menor que el límite de 10% sugerido. Aunque en el caso de la estructura de 3 pisos la probabilidad es sólo un 1% mayor que el límite. Se observa además, que la probabilidad de colapso para intensidad  $MCE$  en este caso disminuye al aumentar el número de pisos (y el período fundamental) de los modelos arquetipo.

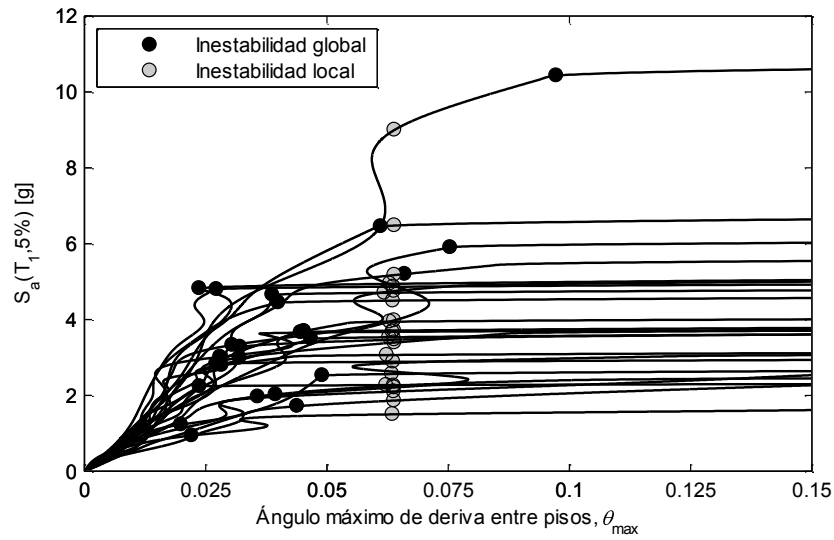
La metodología permite que un determinado modelo arquetipo presente una probabilidad de colapso menor o igual a 20%, si es que el promedio sobre el grupo de desempeño al que éste pertenece es menor o igual que 10%. Tal sugerencia no se considera apropiada en este trabajo, dado el bajo número de modelos analizados, en relación a la cantidad que estipula la metodología (al menos tres para cada grupo de desempeño [10]).

Si se considera el percentil del 84% de los espectros amplificados, como intensidad  $MCE$ , entonces el comportamiento del sistema completo resulta inadecuado, porque la probabilidad en cada caso es mayor que el límite (cada modelo excede el 20% en Tabla 4-8).

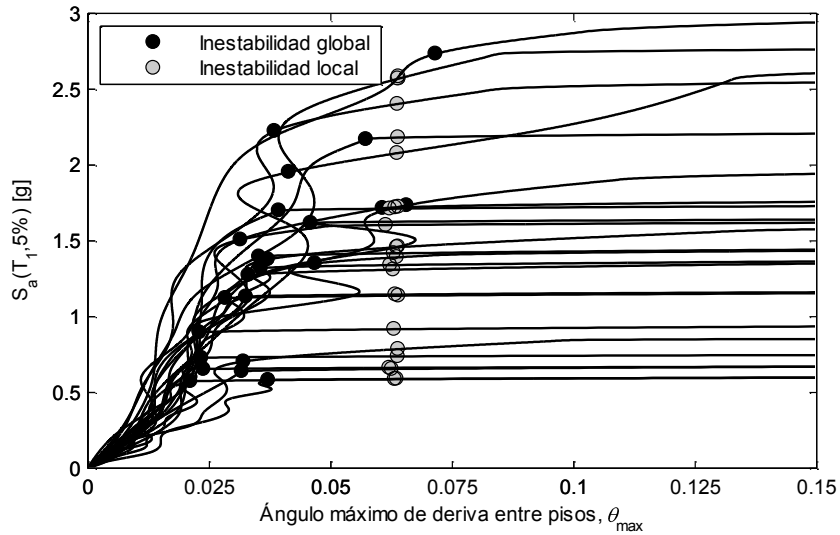
Como se mencionó antes, estos últimos cálculos fueron realizados con el objetivo de observar el efecto de considerar otro parámetro como medida de intensidad  $MCE$ , en este caso  $S_a$ , sobre las probabilidades de colapso obtenidas inicialmente, al usar PGA como intensidad. En el caso inicial (PGA) el resultado fue favorable para el sistema, en el sentido que la probabilidad de colapso para todos los modelos arquetipo fue inferior al 10% y por lo tanto, el desempeño es aceptable, según la metodología. Esto no se observó en el segundo caso ( $S_a$ ), ya que al considerar el percentil del 50% y del 84% de los espectros correspondientes a los registros amplificadas a intensidad  $MCE$ , el resultado fue un desempeño aceptable para los modelos de 9 y 15 pisos únicamente, y un desempeño inadecuado para los 3 modelos, respectivamente.

La intensidad  $MCE$  para la cual la metodología considera evaluar la probabilidad de colapso, tiene una estrecha relación con la intensidad sísmica usada para diseñar los arquetipos índices (la primera es 1.5 veces la segunda, sin tener en cuenta factores de reducción [10]). Tal relación no se tiene entre las intensidades de colapso y de diseño usadas en este trabajo.

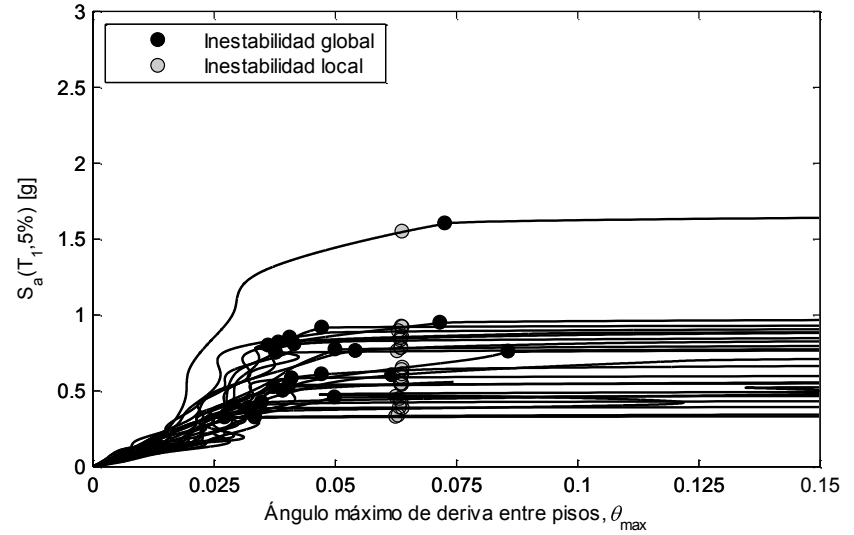
En la Figura 4-19 se presentan los gráficos de las funciones de fragilidad construidas para el sistema SPSW, a partir de los puntos de colapso que entrega el análisis IDA. Se han graficados las curvas que resultan de la evaluación hecha utilizando PGA y  $S_a$  como parámetros de intensidad. Para generar estos gráficos, los puntos de colapso entregados por los análisis han sido organizados de la misma forma en se construye un histograma de frecuencia acumulada [38], y la probabilidad de colapso para un determinado nivel de intensidad  $IM$ , corresponde al número de colapsos registrados para intensidades menores o iguales a  $IM$ , dividido por el total de colapsos obtenidos (igual al número de registros analizados). En cada caso, los puntos de colapso han sido normalizados por el valor de la capacidad mediana de colapso del modelo correspondiente. Además, se incluye el gráfico de la función de probabilidad acumulada de la variable aleatoria  $\lambda_{TOT}$ . Se observa que en general, para los resultados obtenidos en este trabajo, la distribución lognormal supuesta por la metodología para los puntos de colapso, es razonable, debido a que está por sobre éstos en las abscisas cercanas al inverso del margen de colapso ( $1/CMR$ ), que es donde se evalúa la probabilidad de colapso (ver Anexo C), y por lo tanto el valor de la probabilidad calculada es conservador, en relación al que sugieren los puntos que entrega el análisis numérico.



(a) Modelo SPSW03



(b) Modelo SPSW09



(c) Modelo SPSW15

Figura 4-18. Curvas IDA de los modelos de SPSWs ( $S_a$  vs  $\theta_{max}$ ).



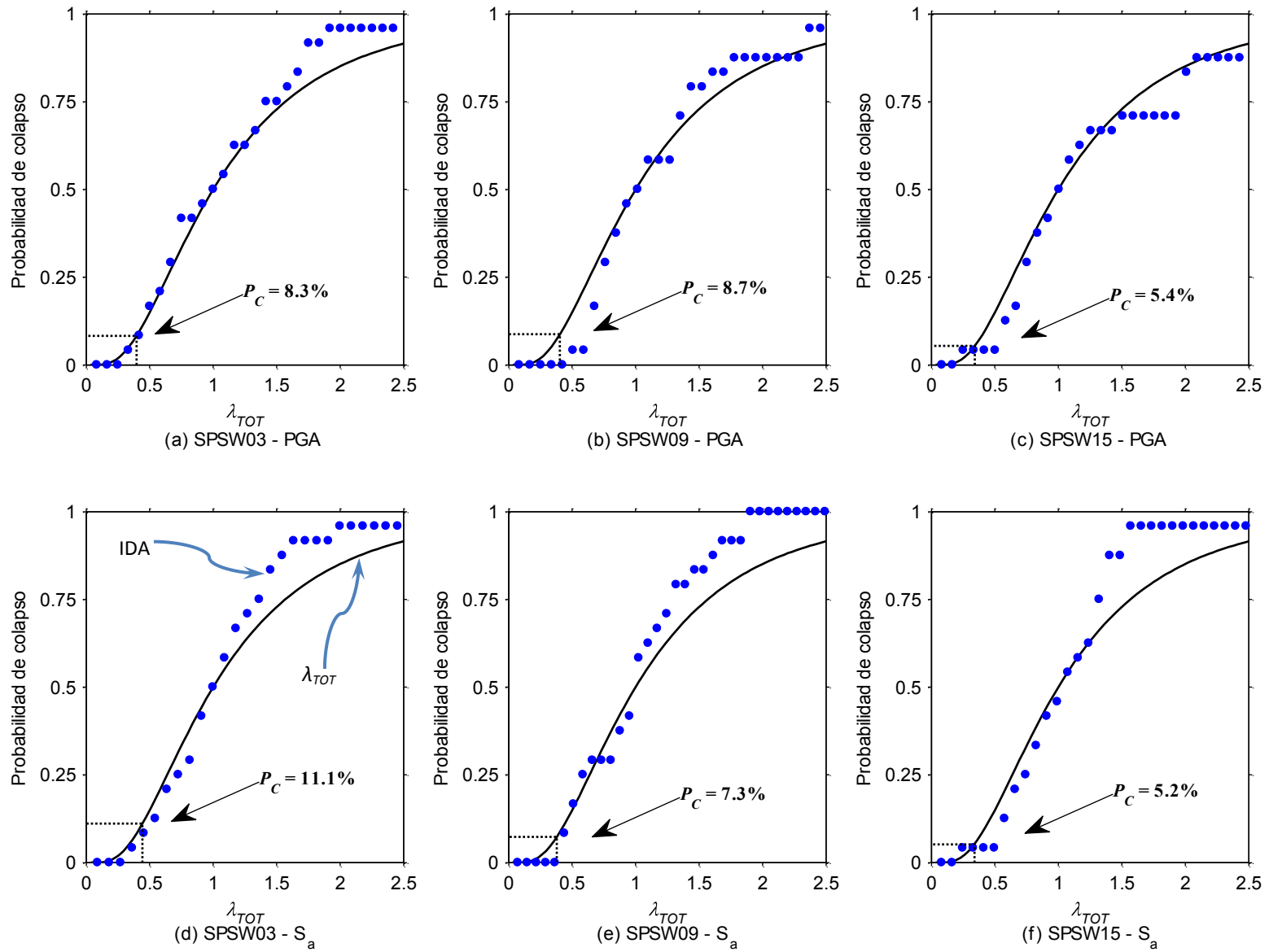


Figura 4-19. Curvas de fragilidad a partir de los resultados de IDA para el sistema SPSW.

## 4.5 Comparación entre el comportamiento sísmico de los sistemas SPSW y CBF

En esta sección se presentan los resultados del análisis no lineal estático y dinámico efectuado para cada modelo de SPSW y CBF. De los resultados del análisis estático se extrajeron los factores de *sobrerresistencia* y *ductilidad basada en el período* para cada modelo de CBF, y fueron comparados con los del sistema SPSW (determinados en la sección 4.4.5). A partir de los resultados del análisis dinámico, se comparó en forma estadística la respuesta de ambos sistemas en términos de desplazamiento máximo entre pisos, corte máximo de piso y desplazamiento lateral permanente, frente al conjunto de registros de aceleración listado en la Tabla 4-2.

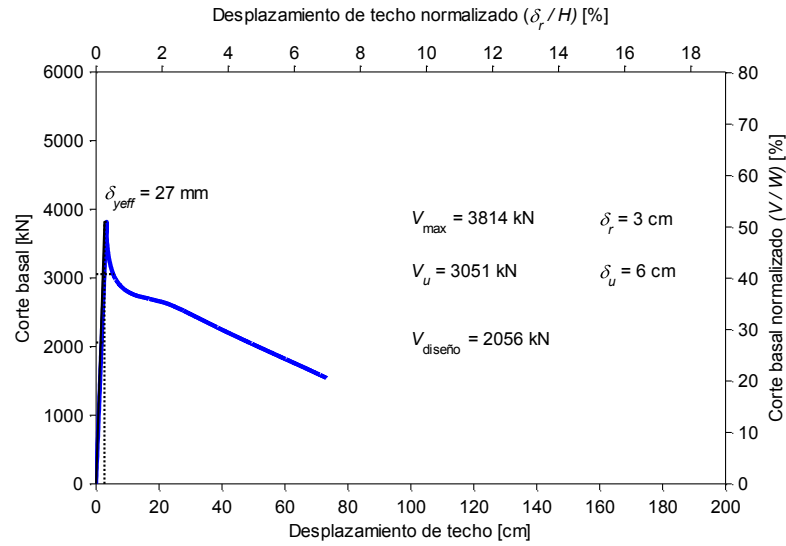
### 4.5.1 Sobrerresistencia y ductilidad de SPSW y CBF a partir de análisis pushover

Se calcularon los factores de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y ductilidad basada en el período ( $\mu_T$ ) (FEMA P695 [10], ver capítulo 2) para los modelos de marcos arriostrados diseñados en este trabajo. La Tabla 4-9 contiene un resumen de los resultados del análisis pushover hecho para cada modelo (con un patrón de carga lateral proporcional al producto entre la matriz de masa y la primera forma modal). Los parámetros listados son los mismos usados en la sección 4.4.5 para el sistema SPSW.

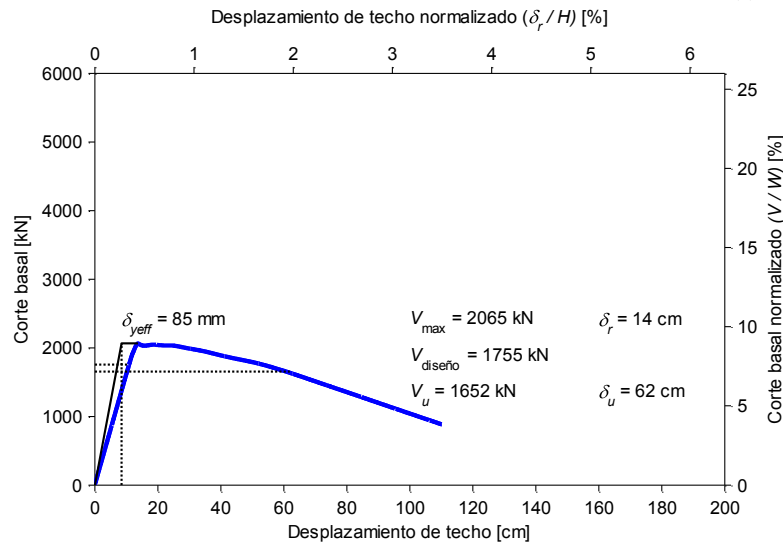
**Tabla 4-9.** Resultados de análisis estático no lineal de modelos de CBF.

Modelo	$V$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$	$T$ [s]	$T_I$ [s]	$C_\theta$	$\delta_{yeff}$ [cm]	$\delta_u$ [cm]	$\mu_T$
CBF03	2056	3814	1.9	0.41	0.40	1.3	2.7	5.5	2.0
CBF09	1755	2065	1.2	0.93	1.62	1.5	8.5	60.8	7.2
CBF15	2140	2897	1.4	1.37	2.56	1.5	26.2	67.8	3.0

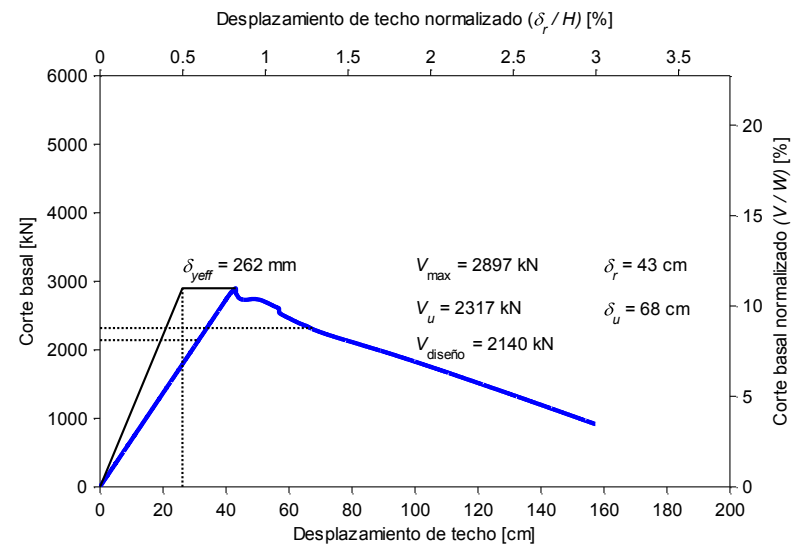
La Figura 4-20 muestra las tres curvas de corte basal vs desplazamiento de techo obtenidas para el sistema CBF. Se usó el mismo formato que para las curvas *pushover* de SPSWs. En éstas 3 curvas se observa un rango lineal bien definido. Para los modelos CBF03 y CBF15, la curva alcanza un máximo de carga y luego desciende bruscamente. Este descenso brusco se atribuye al pandeo (global) que se produce en algunos de los arriostramientos en compresión. Para el modelo CBF09 se observa un segmento constante luego del máximo de carga, en lugar de una pérdida brusca de resistencia y alcanza una ductilidad mayor que la de los otros modelos de CBF.



(a) Modelo CBF03



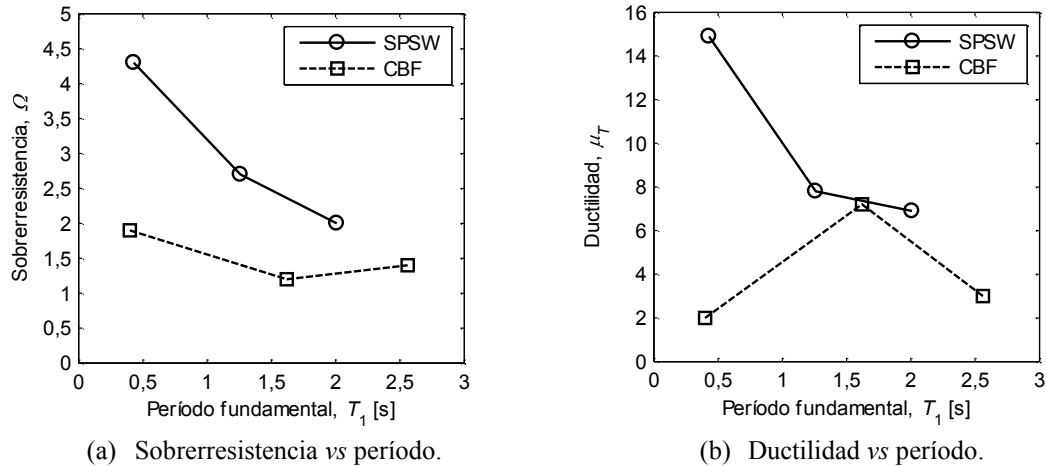
(b) Modelo CBF09



(c) Modelo CBF15

Figura 4-20. Curvas de análisis pushover del sistema CBF.

En la Figura 4-21 se graficaron los valores de  $\Omega$  y  $\mu_T$  en función del período fundamental  $T_1$  de cada modelo. En ésta se aprecia que, en el caso del sistema SPSW, los factores de sobrerresistencia y ductilidad tienen la tendencia a decrecer a medida que aumenta el período fundamental de la estructura, variando éstos en un rango aproximado de 4.5 a 2 y 15 a 7, respectivamente. En el caso del sistema CBF no se observa una tendencia clara para ninguno de estos parámetros; el factor de sobrerresistencia varía entre 2 y 1, y el factor de ductilidad se ubica entre 2 y 7, aproximadamente. En cualquier caso, los factores  $\Omega$  y  $\mu_T$  del sistema SPSW están por sobre los correspondientes valores para el sistema CBF.



**Figura 4-21.** Sobrerresistencia y ductilidad en función del período fundamental de los sistemas SPSW y CBF.

#### 4.5.1.1 Comentario respecto a la sobrerresistencia del sistema SPSW según el análisis pushover

En el diseño de las estructuras provistas de SPSW se consideró, para el primer piso, usar placas de 4 mm de espesor en los edificios de 9 y 15 pisos y de 2.5 mm en el de 3 pisos. Sin embargo, es para este último que el análisis pushover entrega el corte basal máximo entre los tres edificios y también el mayor valor de sobrerresistencia; a pesar que un mayor espesor de placa provee una mayor resistencia (ecuación (2-5)). Esta mayor sobrerresistencia en el modelo SPSW de 3 pisos se debe en gran parte al efecto del marco rígido conformado por los elementos de borde. Para cuantificar este efecto, se utilizó la ecuación (2-48) aplicada en el diseño de VBEs en este trabajo, la cual permite estimar las fuerzas laterales externas que desencadenan el mecanismo plástico uniforme en un SPSW. En la Tabla 4-10 se muestra el valor de la suma de las fuerzas laterales externas mencionadas, que corresponde al corte basal ( $V_m^{AP}$ ) que provoca el mecanismo plástico uniforme de cada SPSW diseñado (ecuación (2-49)). Se incluye el corte basal ( $V_m^{AP}$ ) que se obtiene de las ecuaciones (2-48) y (2-49), cuando se consideran sólo los términos asociados a los elementos de borde. Además, se listan los valores de corte basal máximo que se desprenden del análisis

pushover de cada modelo de SPSW ( $V$ ), junto al corte basal máximo que resulta de un análisis pushover efectuado para el marco rígido constituido por los elementos de borde de cada modelo ( $V_m$ ).

**Tabla 4-10.** Corte basal máximo de sistema SPSW y de elementos de borde.

Modelo	Corte basal que produce el mecanismo plástico uniforme			Corte basal máximo a partir de análisis pushover			Diferencia entre $V^{AP}$ y $V$
	$V^{AP}$ [kN]	$V_m^{AP}$ [kN]	$(V^{AP}-V_m^{AP})/V^{AP}$	$V$ [kN]	$V_m$ [kN]	$(V-V_m)/V$	
SPSW03	4906	2152	44%	5462	2269	42%	10.2%
SPSW09	4734	1310	28%	4855	1146	24%	2.5%
SPSW15	4301	933	22%	4308	731	17%	0.2%

En el caso de SPSW03, el análisis plástico indica que un 44% del corte basal que provoca el colapso plástico es atribuible a los elementos de borde, mientras que para las otras estructuras, este porcentaje disminuye (hasta un 22% en el caso de 15 pisos). Los resultados del análisis pushover concuerdan con los resultados anteriores del análisis plástico, e incluso se aprecia en la Tabla 4-10 que para la estructura de 15 pisos, el porcentaje del corte basal (máximo) asociado al marco rígido, es tan sólo un 17%.

Se observa en la Tabla 4-10, además, que la diferencia entre el corte basal asociado al mecanismo plástico uniforme (ecuación (2-49)) es muy cercana al corte basal máximo encontrado mediante el análisis estático no lineal, para las estructuras de 9 y 15 pisos (2.5% de diferencia a lo más), pero no para el edificio de 3 pisos, en que la diferencia es del 10%.

#### 4.5.2 Respuesta de los sistemas SPSW y CBF para el conjunto de registros de aceleración

Se obtuvo la respuesta de cada modelo de SPSW y CBF para cada uno de los registros de aceleración de la Tabla 4-2. En lo que sigue, se muestran los resultados de desplazamientos máximos entre pisos y cortes máximos de piso. Estos valores máximos no ocurren necesariamente en forma simultánea durante cada análisis. También se entrega una cuantificación de los desplazamientos laterales remanentes en las estructuras.

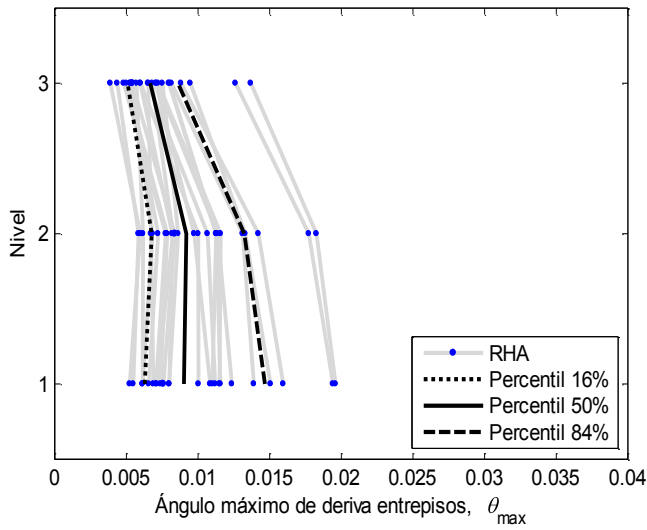
### 4.5.2.1 Deriva máxima entre pisos

En la Figura 4-22 (página 151) se ha graficado el perfil de desplazamientos máximos relativos entre pisos (ángulo de deriva) en función del nivel de piso, para los 6 modelos y para cada registro de aceleración. Se indican, además, los percentiles correspondientes al 16%, 50% y 84% de los datos. En la Tabla 4-11 se listan algunas observaciones hechas sobre estos perfiles de deformación

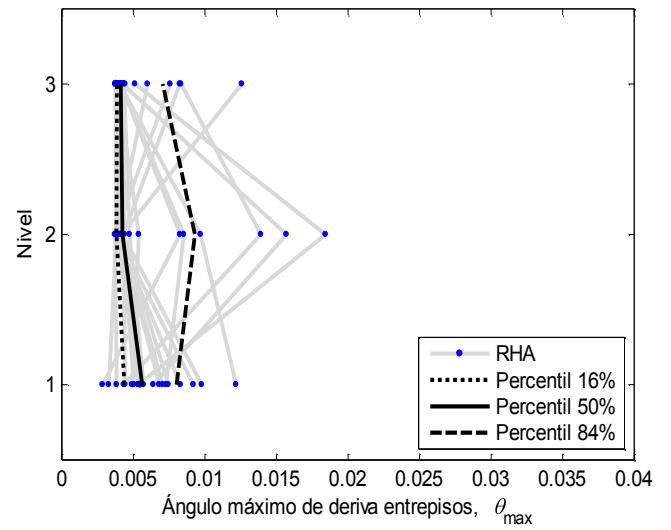
**Tabla 4-11.** Características de deformación lateral observadas en los sistemas SPSW y CBF a partir del análisis dinámico.

Sistema SPSW	Sistema CBF
<ul style="list-style-type: none"><li>Las derivas de piso son inferiores al 2% y en la gran mayoría de los casos (percentil del 84%) éstas resultan menores que el 1.5%, aproximadamente.</li><li>Las tres estructuras analizadas tienden a deformarse en la misma magnitud, aproximadamente (en general, el percentil del 50% está entre 0.5% y 1.2%).</li><li>Las estructuras más flexibles, de 9 y 15 pisos, muestran deformaciones de entrepiso mayores en los pisos más altos. Por el contrario, la estructura de 3 pisos presenta derivas de piso mayores en los primeros pisos.</li><li>En ningún piso se aprecia concentración de deformaciones.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>Las derivas de piso exceden el 2% en algunos casos.</li><li>Las tres estructuras no se deforman en magnitudes similares, siendo la de 9 pisos la que presenta los mayores desplazamientos relativos entre pisos.</li><li>En general, se observa que las deformaciones se concentran en determinados pisos (pisos 1 y 7 para el modelo CBF09 y pisos 1, 11, 12 y 13 para el modelo CBF15), aunque para el modelo CBF03 esto no es tan claro.</li></ul>

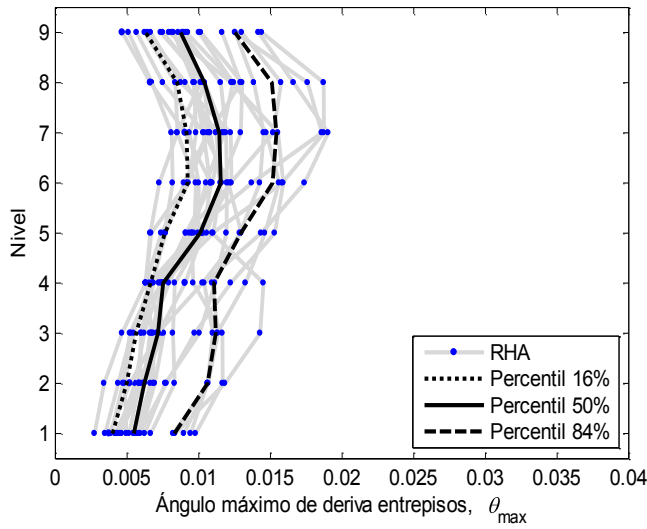
Al comparar los gráficos de la Figura 4-22, considerando un determinado edificio, se ve que para la mayoría de los pisos de éste, las deformaciones correspondientes a los percentiles del 50% y 84% son mayores con el sistema SPSW, sin embargo, en los pisos en que se concentran las deformaciones para el sistema CBF, este último sistema resulta en deformaciones mucho mayores que en el caso de SPSW. Lo anterior puede interpretarse como el efecto de aislación sísmica que el sistema de marcos arriostrados presenta cuando las diagonales de un cierto piso se pandean; las deformaciones tienden a concentrarse en dicho nivel y los otros se ven menos solicitados [11].



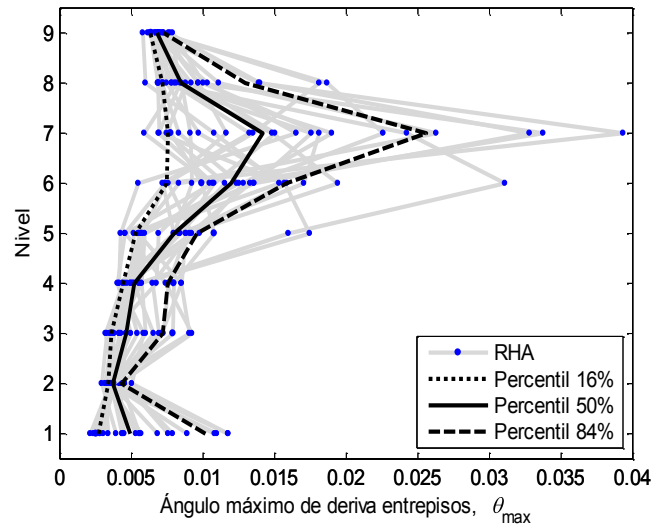
(a) Modelo SPSW03



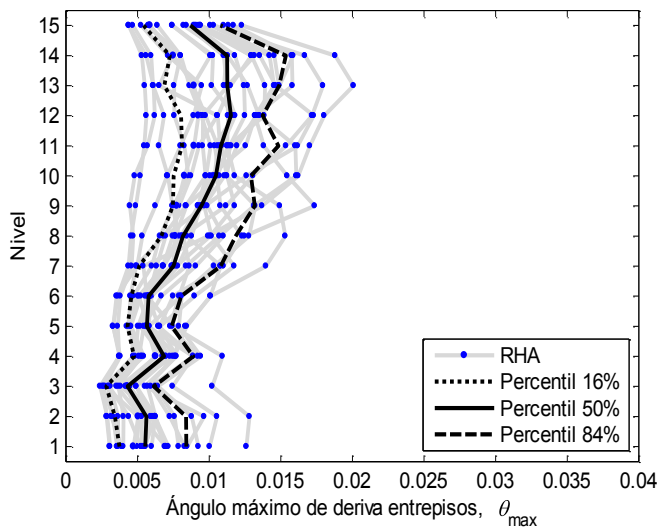
(b) Modelo CBF03



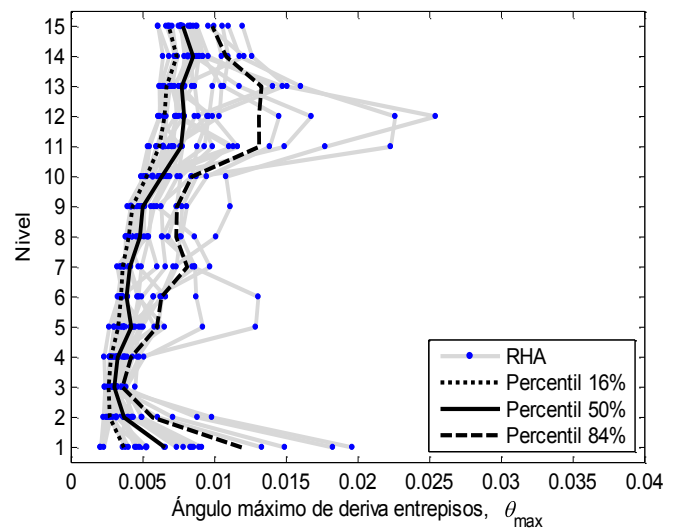
(c) Modelo SPSW09



(d) Modelo CBF09



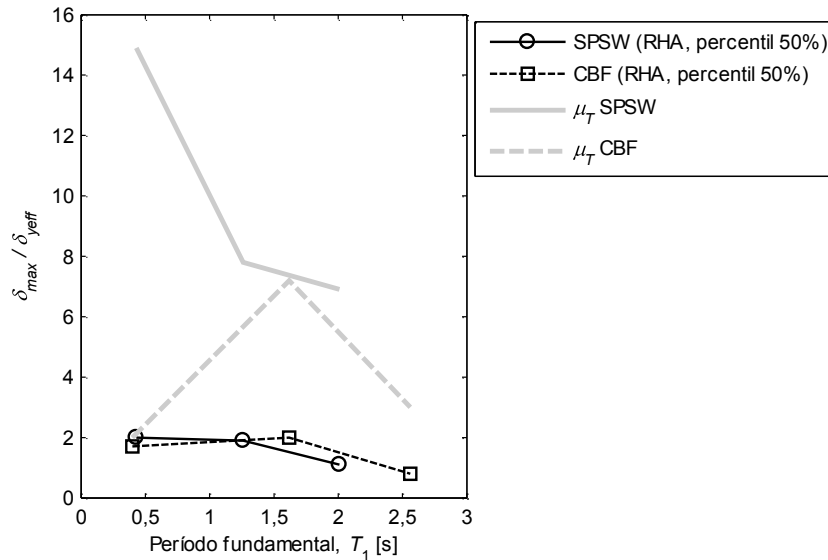
(e) Modelo SPSW15



(f) Modelo CBF15

Figura 4-22. Ángulo máximo de deriva entre pisos para los sistemas SPSW y CBF.

La Figura 4-23 muestra la razón entre el desplazamiento máximo de techo registrado durante los análisis dinámicos de cada modelo ( $\delta_{max}$ ) y el parámetro  $\delta_{yeff}$  (ecuación (2-64)). Sólo se ha incluido el valor correspondiente al percentil del 50% de la respuesta para los 24 registros. Se incluye también el factor de ductilidad,  $\mu_T$ , estimado a partir del análisis *pushover* (que corresponde al cociente entre el desplazamiento lateral para el cual la capacidad se reduce en un 20% o en que se detecta un colapso no simulado, y el término  $\delta_{yeff}$ ).



**Figura 4-23.** Demanda de ductilidad para sistemas SPSW y CBF.

Si se acepta la validez del término  $\delta_{yeff}$  para representar el punto de fluencia de los modelos estructurales, entonces el gráfico en la Figura 4-23 muestra demandas de ductilidad para cada estructura analizada (mediana de las demandas en este caso). Se observa que, en general, los modelos de SPSW tienen una demanda inferior a 2 y están por debajo de su valor de ductilidad  $\mu_T$  (4 veces al menos) y los modelos de CBF muestran demandas más cercanas a su correspondiente  $\mu_T$ , aunque inferiores también (salvo el modelo CBF03 cuya demanda coincide con el valor de ductilidad).

La caracterización anterior respecto a demandas de desplazamiento sobre los modelos, graficada en la Figura 4-23, se usó sólo para ilustrar el nivel de sollicitación sobre las estructuras, que resultó a partir del análisis dinámico. Se utilizaron resultados del análisis *pushover* como referencia, ya que este análisis supone trazar el comportamiento de la estructura más allá del punto en que se alcanza la capacidad máxima de ésta. Si se comparan los perfiles de deriva mostrados en la Figura 4-22, correspondientes al percentil del 50%, con la capacidad mediana de deriva entre pisos, que se obtuvo del análisis dinámico incremental presentado en la sección 4.4.6, se encuentra que los ángulos máximos de deriva registrados son del orden del 30% de la capacidad mediana. Esto concuerda con el gráfico en la Figura 4-23, en



cuanto a que las demandas de ductilidad sobre el sistema SPSW resultaron una fracción de su capacidad no muy elevada.

#### 4.5.2.2 Corte máximo de piso

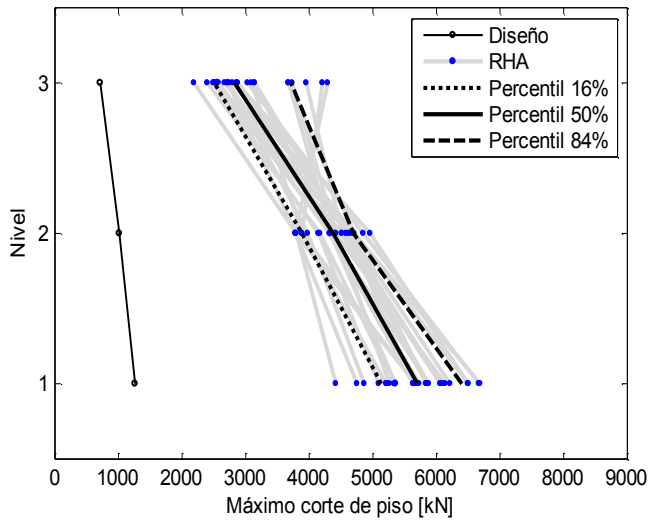
En la Figura 4-24 (página 154) se ha graficado el máximo corte de piso registrado en cada nivel, para los 6 modelos y para cada registro de aceleración. Se indican, además, los percentiles correspondientes al 16%, 50% y 84% de los datos. También se muestra el corte de diseño de cada piso (mayorado, proveniente de la combinación N° 5 de NCh433, indicada en el capítulo 2).

A partir de los datos graficados en la Figura 4-24 se destaca lo siguiente (Tabla 4-12):

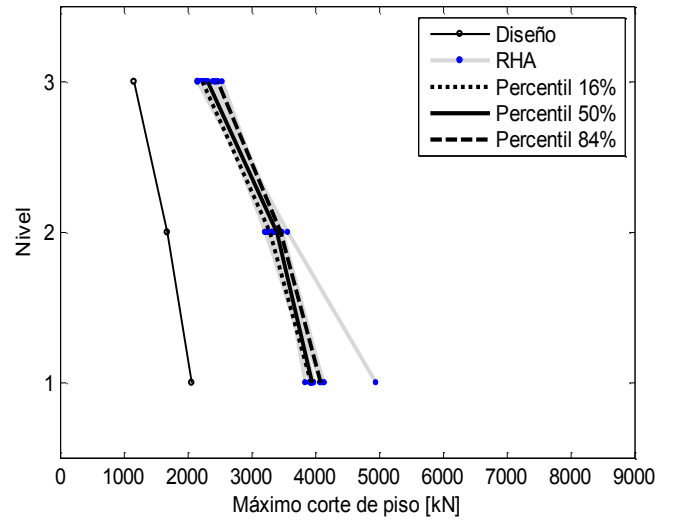
**Tabla 4-12.** Características de los perfiles de corte máximo de piso observadas en los sistemas SPSW y CBF a partir del análisis dinámico.

Sistema SPSW	Sistema CBF
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Existe gran dispersión entre las distribuciones de corte máximo que resultan de registros distintos.</li> <li>▪ Al considerar los percentiles indicados en cada gráfico, se aprecia un valor relativamente constante para la sobrerresistencia medida en cada piso.</li> <li>▪ Los percentiles indicados para distribución de corte máximo tienen un aspecto semejante, cualitativamente, a la distribución de cortes de piso usada en el diseño, la cual proviene de análisis modal espectral.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ En general, en cada piso el sistema CBF muestra un valor de sobrerresistencia inferior al que muestra el sistema SPSW.</li> <li>▪ Existe poca dispersión en cuanto al corte máximo que resiste cada piso, entre registros distintos. Se observa mayor dispersión entre los percentiles del 16% y 50%, que entre el 50% y el 84% de los datos.</li> </ul>

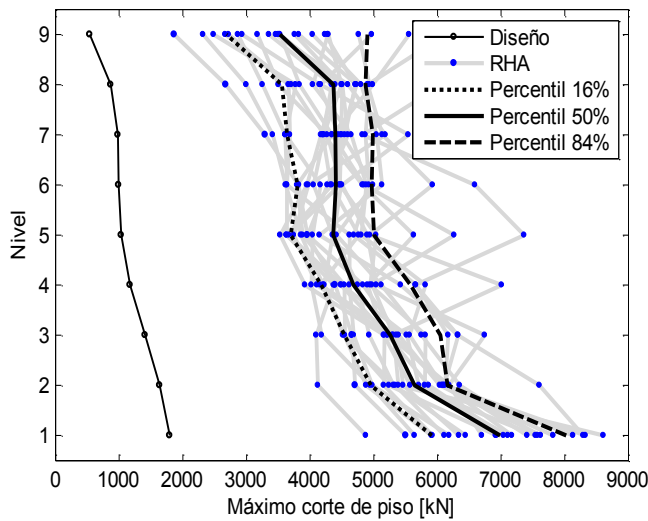
La variabilidad que se observa entre el corte máximo desarrollado en cada piso según distintos registros, para el sistema SPSW, es atribuida (en este trabajo) a la presencia de componentes de fuerza elásticas en los elementos de borde, las cuales varían según la magnitud de los desplazamientos que experimenta la estructura frente a un determinado registro. Esto concuerda con la baja dispersión observada en los valores de corte máximo de piso, presentados por el sistema CBF, pues para este sistema se considera una conexión simple entre vigas y columnas, por lo que la resistencia en cada piso está acotada por la resistencia que proveen los arriostramientos (no hay comportamiento tipo marco de momento que permita alcanzar una mayor resistencia, posterior al pandeo y fluencia de los arriostramientos).



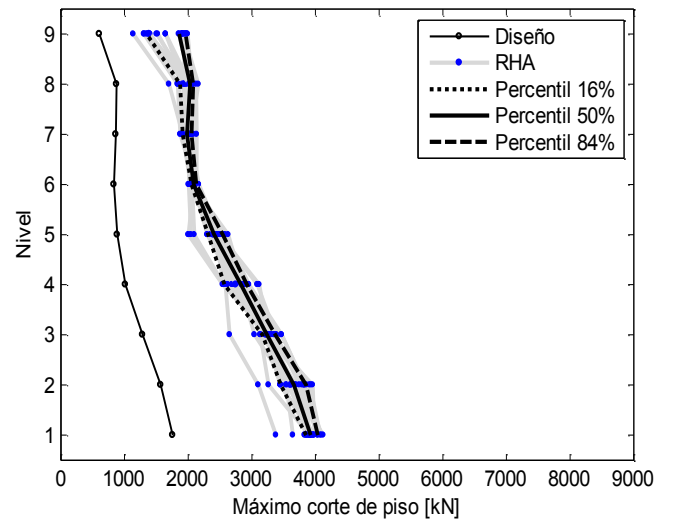
(a) Modelo SPSW03



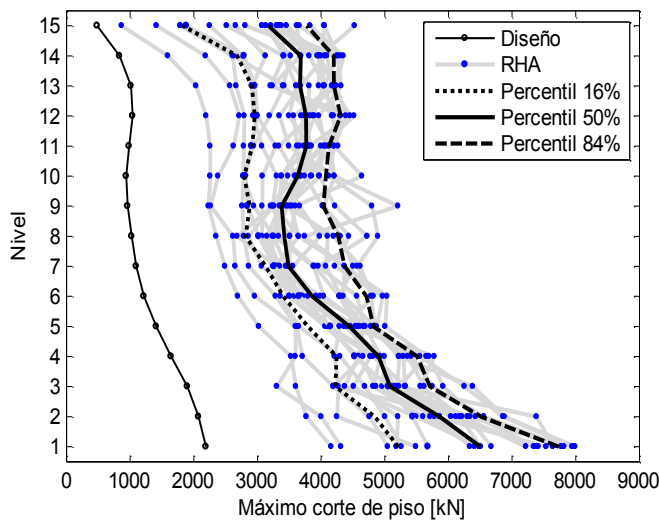
(b) Modelo CBF03



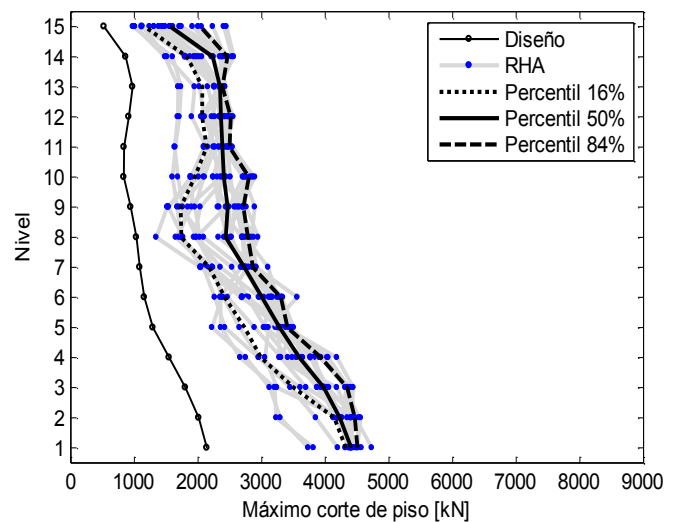
(c) Modelo SPSW09



(d) Modelo CBF09



(e) Modelo SPSW15

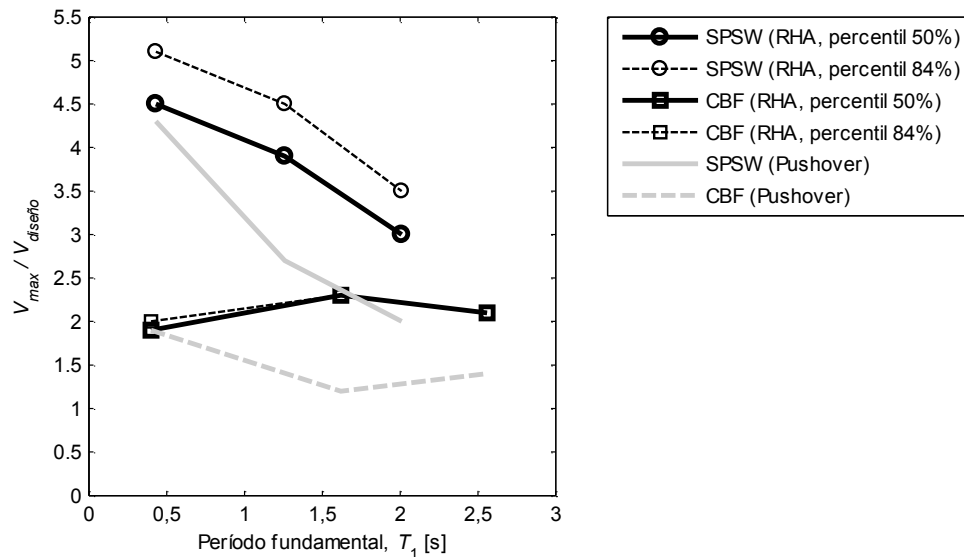


(f) Modelo CBF15

**Figura 4-24.** Máximo corte de piso para los sistemas SPSW y CBF.

Utilizando la información desplegada en la Figura 4-24, se calculó la razón entre el corte basal máximo y el correspondiente corte de diseño, para cada análisis y modelo. Se observa que tal valor equivale a una cota inferior de la sobrerresistencia estructural (para un determinado registro), pues no necesariamente corresponde al máximo corte basal que ésta puede desarrollar, como en el caso del corte basal máximo extraído de un análisis pushover (aunque éste último depende también del patrón de cargas considerado). Sin embargo, en lo que sigue estos valores son considerados estimaciones de la sobrerresistencia de cada modelo.

En la Figura 4-25 se muestran los percentiles del 50% y 84% de la sobrerresistencia calculada según los análisis dinámicos, para ambos sistemas. Se incluye además el valor de la sobrerresistencia obtenida a partir del análisis estático (pushover), a modo de referencia.



**Figura 4-25.** Sobrerresistencia de los sistemas SPSW y CBF según análisis no lineal dinámico y estático.

Se destaca que, en el caso de SPSW, el parámetro de sobrerresistencia sigue una tendencia decreciente nuevamente, pero su valor está por sobre el que entregó el análisis estático, salvo el correspondiente al percentil del 50% para el modelo SPSW03, punto en el cuál coincide la sobrerresistencia según ambos tipos de análisis. Para el sistema CBF, el factor de sobrerresistencia en este caso no muestra una relación clara con el período, tal como en el caso estático y no existen diferencias apreciables entre los percentiles mostrados. En general, en ambos sistemas se obtuvo una mayor sobrerresistencia a partir del análisis dinámico, en relación a la calculada mediante el análisis estático.

### 4.5.2.3 Desplazamiento lateral remanente

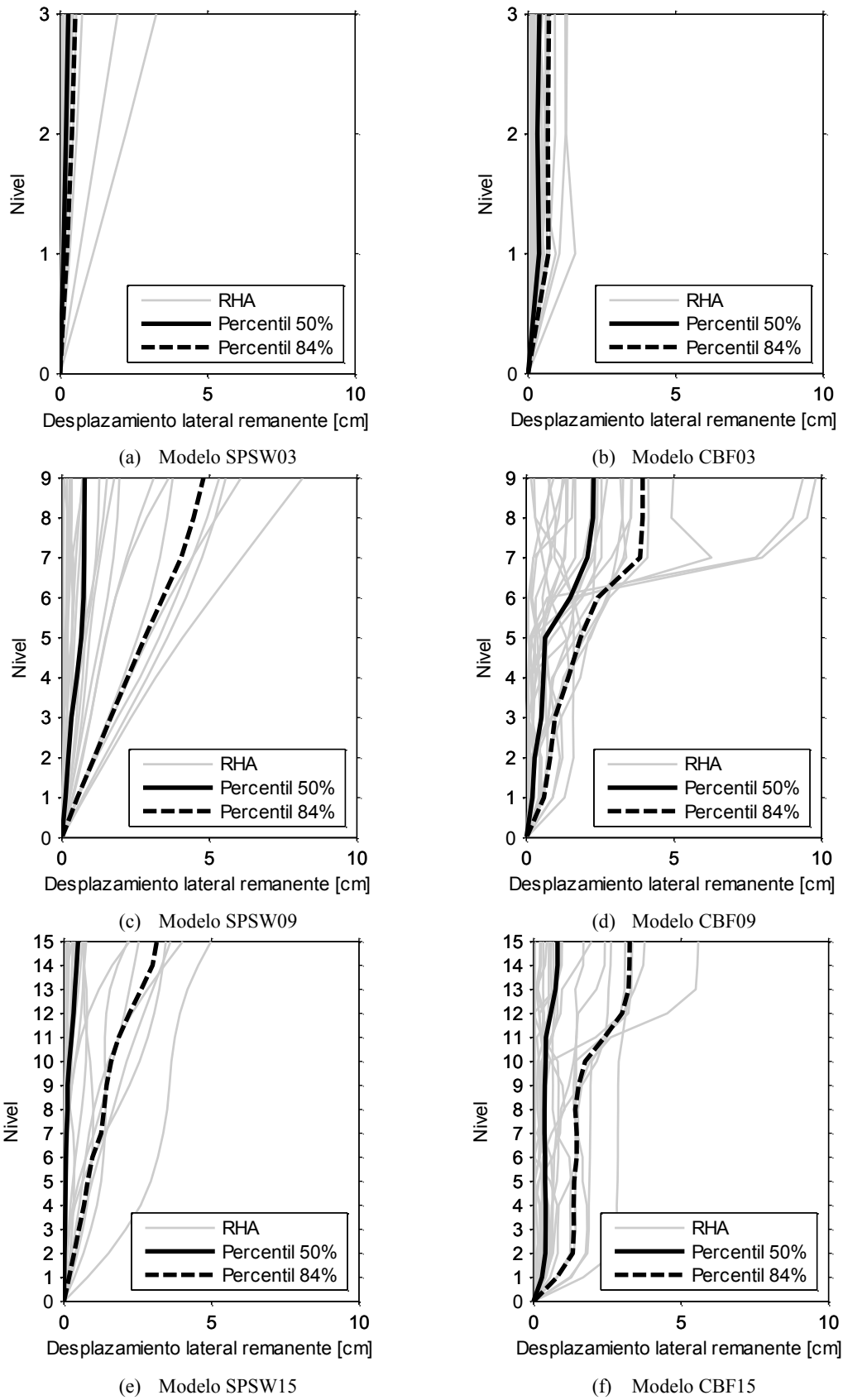
A continuación se presentan los resultados de desplazamientos laterales permanentes en las estructuras analizadas. Éstos corresponden a los desplazamientos laterales registrados en cada piso, luego de finalizar el análisis de cada registro. Para ello se analizó un lapso de 90 segundos adicionales, posterior a cada registro, con aceleración basal nula y se calculó la mediana de los desplazamientos en el último tramo de la respuesta. La duración del lapso adicional fue determinada según análisis preliminares, en los que se observó el tiempo requerido para que la respuesta de los distintos modelos se disipara completamente; 90 segundos cubre los casos observados.

En la Figura 4-26 (página 157) se muestra el perfil de desplazamientos laterales según cada registro y modelo. Además, se incluyen los percentiles del 50% y 84% de los datos calculados. Se aprecia que al considerar el percentil correspondiente al 50% de los datos, los desplazamientos remanentes resultan menores en el sistema SPSW, pero al considerar el percentil del 84%, los desplazamientos resultan de la misma magnitud, aproximadamente.

En la Tabla 4-13 se listan los percentiles del 50% y 84% de los valores de máximo desplazamiento (permanente) relativo entre pisos y desplazamiento de techo (permanente) normalizado por la altura total de cada estructura. Este último provee un orden de magnitud para la inclinación global que presenta el edificio analizado, en cada caso. Se observa que, en relación al sistema SPSW, la máxima deriva entre pisos tiene un valor similar al de inclinación total del edificio, lo que indica un grado de uniformidad en la condición deformada de las estructuras, luego del movimiento sísmico. Esto no es igual para el sistema CBF, en que la máxima deriva de piso es mayor que la inclinación global del edificio, lo que sugiere una concentración de deformaciones en determinados pisos, incluso al finalizar la sollicitación sísmica.

**Tabla 4-13.** Máximos desplazamientos permanentes de los sistemas SPSW y CBF.

N° de pisos	Máxima deriva permanente entre pisos [%o]				Máximo desplazamiento de techo / altura total [%o]			
	Percentil 50%		Percentil 84%		Percentil 50%		Percentil 84%	
	SPSW	CBF	SPSW	CBF	SPSW	CBF	SPSW	CBF
3	0.4	1.1	0.6	1.9	0.3	0.4	0.5	0.7
9	0.4	1.6	1.6	3.3	0.2	0.7	1.5	1.3
15	0.2	0.8	0.9	2.3	0.1	0.2	0.6	0.6



**Figura 4-26.** Desplazamiento lateral remanente de los sistemas SPSW y CBF.

## 4.6 Comparación entre respuesta lineal-elástica y respuesta no lineal del sistema SPSW

Se ejecutó un análisis de historia de respuesta para los tres modelos de SPSW, frente al conjunto de registros de aceleración listados en la Tabla 4-2, pero esta vez se especificó comportamiento lineal-elástico para los materiales y no se consideró el efecto  $P-\Delta$ . A partir de los resultados de estos análisis ( $LE$ ), se extrajeron los valores de corte basal máximo ( $V_{max}$ ) y desplazamientos laterales máximos ( $\delta_{max}$ ). Estos datos fueron comparados con los correspondientes del análisis no lineal ( $NL$ ) ya realizado. Para ello, se calculó la razón entre los cortes basales máximos y los desplazamientos laterales máximos, que resultan de los análisis  $LE$  y  $NL$ ,  $V_{maxLE}/V_{maxNL}$  y  $\delta_{maxNL}/\delta_{maxLE}$ , respectivamente, para cada piso y registro, para todos los modelos. La Tabla 4-14 contiene un resumen de esta información, en el que se listan los percentiles del 16%, 50% y 84% de estas razones, para cada modelo.

En el caso del cociente entre desplazamientos laterales máximos de un cierto modelo, se tienen distintos valores para esta razón según un determinado percentil de datos, pues fue calculada para cada piso. Los valores que figuran en la Tabla 4-14 corresponden a la mediana sobre todos los pisos. Esto se hizo para utilizar una medida representativa de toda la estructura, asociada al percentil de datos considerado, aunque en general no se observó una gran variación entre la relación de desplazamientos máximos calculada para distintos pisos.

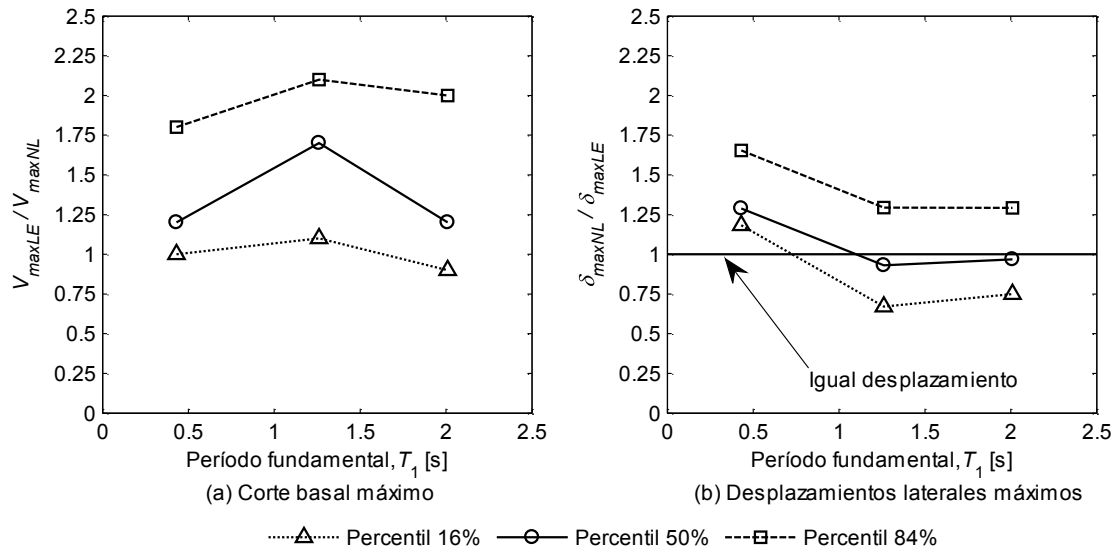
**Tabla 4-14.** Relación entre respuesta lineal-elástica y no lineal del sistema SPSW.

N° de pisos	$T_1$ [s]	$V_{maxLE}/V_{maxNL}$			$\delta_{maxNL}/\delta_{maxLE}$		
		Percentil 16%	Percentil 50%	Percentil 84%	Percentil 16%	Percentil 50%	Percentil 84%
3	0.43	1.0	1.2	1.8	1.2	1.3	1.6
9	1.26	1.1	1.7	2.1	0.7	0.9	1.3
15	2.01	0.9	1.2	2.0	0.8	1.0	1.3

En la Figura 4-27(a) se ha graficado la razón entre el corte basal extraído de los análisis lineal-elástico e inelástico, listados en la Tabla 4-14, en función del período fundamental de cada modelo. Éstos términos pueden interpretarse como el factor de ductilidad estructural,  $R_\mu$ , mencionado en el capítulo 2 (ver Figura 2-16).

En la Figura 4-27(b) se tienen los cocientes entre desplazamientos laterales máximos,  $\delta_{maxNL}/\delta_{maxLE}$ , listados en la Tabla 4-14. La recta constante igual a 1 corresponde a un sistema para el cual, los desplazamientos elásticos son iguales los inelásticos. Se observa que la relación de igual

desplazamiento es apropiada para las estructuras de 9 y 15 pisos, al menos al considerar el percentil del 50% de los datos, pero no así para la de 3 pisos, cuyos desplazamientos inelásticos resultaron siempre mayores que los elásticos.



**Figura 4-27.** Relación entre corte basal máximo y desplazamientos laterales máximos de SPSW LE y NL.

La magnitud relativa entre los valores de  $R_\mu$  graficados en la Figura 4-27(a) y los valores de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) mostrados en la Figura 4-25 (en términos prácticos,  $\Omega$  es 2 a 3 veces  $R_\mu$ ), junto los bajos valores de demanda de ductilidad ( $\mu_D$ ) mostrados en la Figura 4-23, sugieren que las estructuras provistas de SPSW no incursionaron en gran medida en el rango inelástico del comportamiento, para el conjunto de registros considerado. Lo anterior puede ser mejor descrito valiéndose del esquema de la Figura 4-28. Éste corresponde a la curva genérica de análisis pushover mostrada en la Figura 2-16 (los términos son los mismos que se definieron para esta última). El término  $V_{eu}$  correspondería al nivel de corte basal que se obtiene del análisis lineal-elástico hecho para el sistema SPSW. El factor de ductilidad estructural para el sistema SPSW es:  $R_\mu = V_{eu}/V_y$ . Éste último es aproximadamente la mitad del factor de sobrerresistencia  $\Omega = V_y/V_s$ , según el esquema de la Figura 4-28, lo cual refleja el comportamiento de los modelos de SPSW analizados. El término  $\mu_D \Delta_y$  indica que los desplazamientos inelásticos son sólo un poco mayores que el desplazamiento correspondiente a la fluencia del sistema (1 a 2 veces, según los valores de demanda de ductilidad obtenidos para SPSW).

Considerando el comportamiento estructural idealizado (elasto-plástico) dibujado en el esquema de la Figura 4-28, si el término  $V_y$  decrece (menor sobrerresistencia), sin alterar la rigidez elástica del sistema, entonces  $\Delta_y$  decrece en la misma proporción y el término de demanda  $\mu_D$  aumenta, ya que la fuerza  $V_{eu}$  es constante al estar definida, en este caso, por el conjunto de registros de aceleración (esto

asume válida la suposición de igual desplazamiento). Si el término  $V_s$  (fuerza de diseño) decrece, entonces también lo hace  $V_y$  y por consecuencia,  $\Delta_y$ . Esto lleva a un mayor valor para la demanda  $\mu_D$ , como en el caso anterior. En las dos situaciones recién planteadas, el resultado indica que el sistema SPSW diseñado de forma tal que posea una menor sobrerresistencia o dimensionado utilizando menores fuerzas de diseño experimentaría un mayor grado de inelasticidad que el observado en los análisis hechos en este trabajo.

El argumento anterior puede ser interpretado de manera inversa, para afirmar que el bajo grado de inelasticidad mostrado por los sistemas SPSW (en relación a la capacidad que éstos tienen según análisis pushover e IDA) se debe en parte a que poseen alta sobrerresistencia, debido al diseño por capacidad efectuado y a la sobrerresistencia de los materiales; y a un alto nivel de sollicitación de diseño.

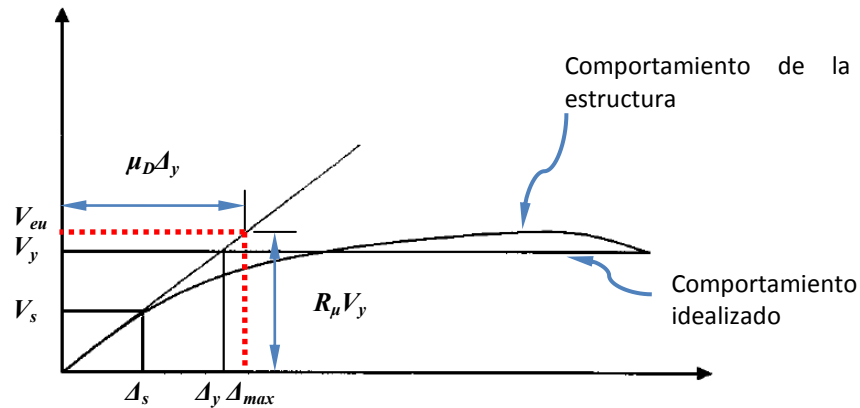


Figura 4-28. Esquema del nivel de sollicitación sobre el sistema SPSW.

## 4.7 Elementos de borde verticales en SPSW

En esta sección se verifica el supuesto de fluencia uniforme de las placas de relleno en todo el muro (parte del mecanismo uniforme supuesto) y se comparan las fuerzas de diseño de VBES, con las que resultan del análisis dinámico no lineal efectuado con cada modelo de SPSW. Esto se hace para tener una caracterización un poco más precisa del nivel de sollicitaciones que efectivamente presentarían estos elementos durante un sismo.

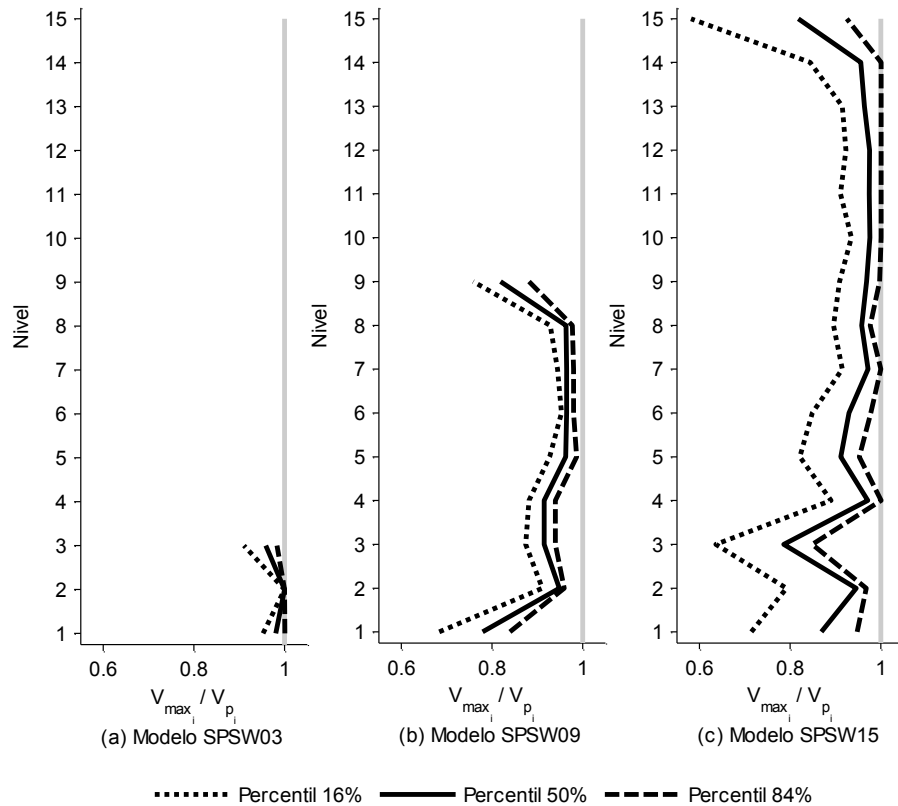
### 4.7.1 Nivel de fluencia de las placas de relleno durante análisis dinámico

Uno de los supuestos hechos en el diseño por capacidad para VBES, es el de la fluencia simultánea de las placas de relleno en todos los pisos del muro diseñado. Se quiso comprobar la validez de este



supuesto a partir de los resultados del análisis no lineal efectuado. Para ello, de cada análisis se extrajo el corte máximo de piso resistido únicamente por las bielas del modelo de franjas (éstos cortes no necesariamente ocurren simultáneamente en cada análisis).

La Figura 4-29 muestra los cortes máximos desarrollados por las franjas en cada piso ( $V_{max_i}$ ), para los tres modelos de SPSW, normalizados por la capacidad de dichas franjas ( $V_{pi}$ ). Sólo se han graficado los percentiles del 16%, 50% y 84% de los datos.



**Figura 4-29.** Corte máximo desarrollado por franjas durante análisis RHA.

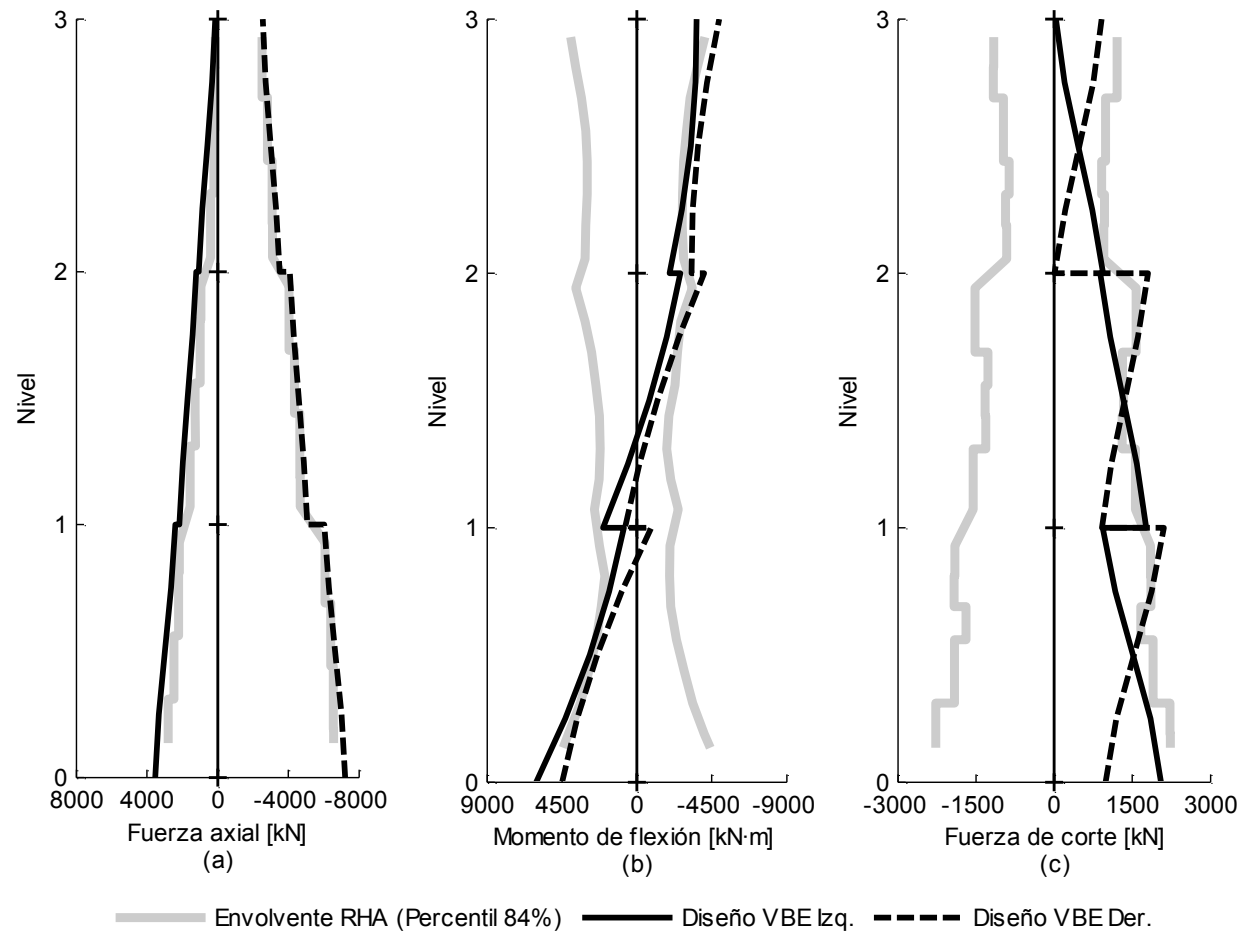
Se observa que el supuesto de fluencia uniforme en los pisos concuerda con lo que entrega el análisis del modelo de 3 pisos (Figura 4-29 (a)), pero difiere un poco para los otros casos, de 9 y 15 pisos (Figura 4-29 (b) y (c)). Para estos últimos, el 50% de los datos indica que el corte máximo desarrollado en los 3 primeros pisos y en el último piso, se mueve en un rango de aproximadamente 80% a 90% de la capacidad de las placas correspondientes. Se observa una distribución uniforme de la fluencia en los pisos más altos de los edificios de 9 y 15 pisos, en los que el porcentaje de fluencia es prácticamente 100% en la mayoría de los casos.

## 4.7.2 Diagramas envolventes de esfuerzos en VBEs

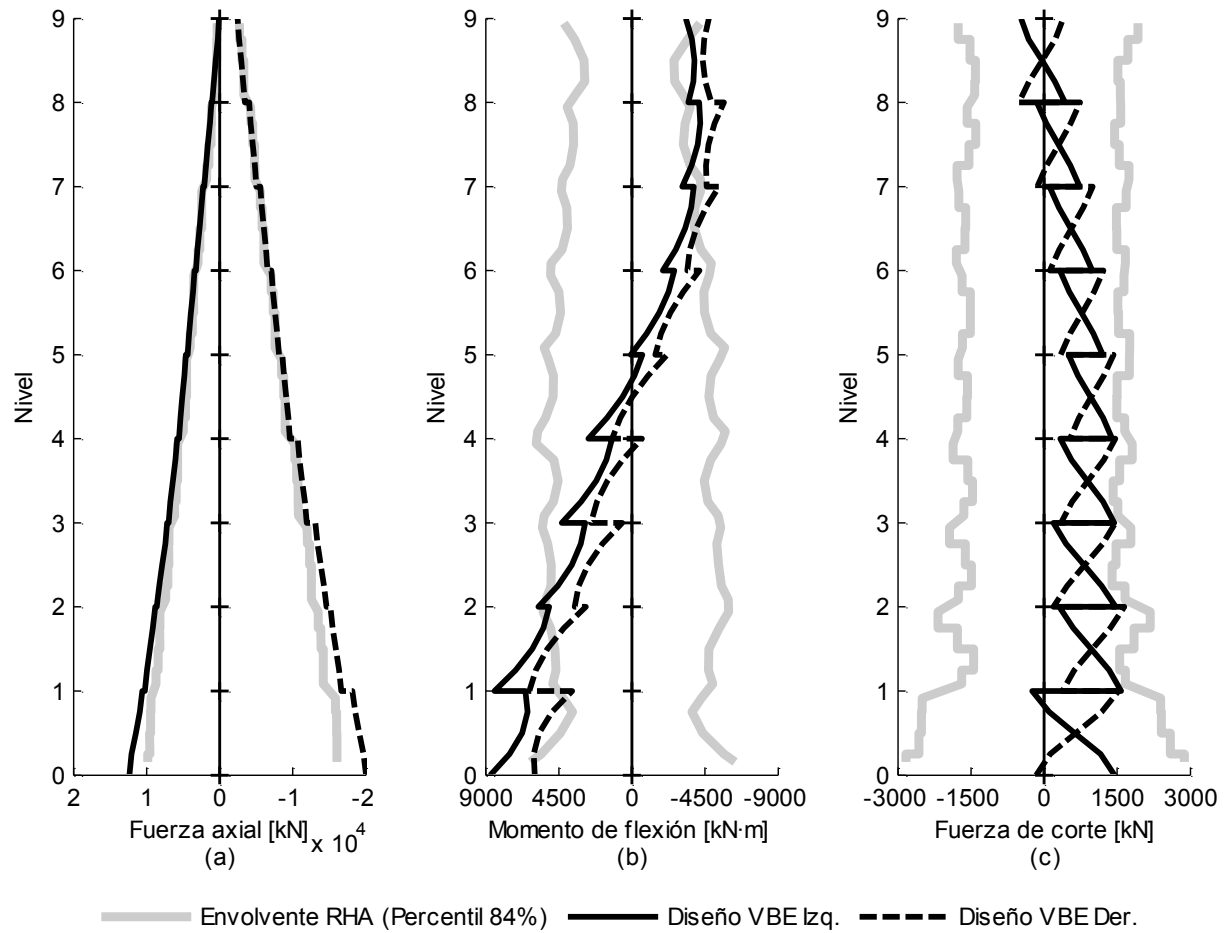
En lo que sigue, se compara la envolvente de esfuerzos axiales de compresión y tracción ( $P$  y  $T$ , respectivamente), de flexión ( $M$ ) y corte ( $V$ ), extraída de los análisis dinámicos de los modelos de SPSW, con los diagramas de esfuerzo usados en el diseño de éstos. En Figura 4-30, Figura 4-31 y Figura 4-32 se muestra el percentil del 84% de las envolventes de esfuerzos que resultan de cada análisis. Se incluye también el diagrama con las fuerzas de diseño del elemento de borde. La Tabla 4-15 muestra las fuerzas de diseño y las correspondientes al percentil del 84% de los datos del análisis dinámico, para los extremos inferior (base primer piso,  $base$ ) y superior (cielo último piso,  $top$ ) de los VBEs de cada modelo.

**Tabla 4-15.** Fuerzas en extremos de VBEs, de diseño y según análisis dinámico.

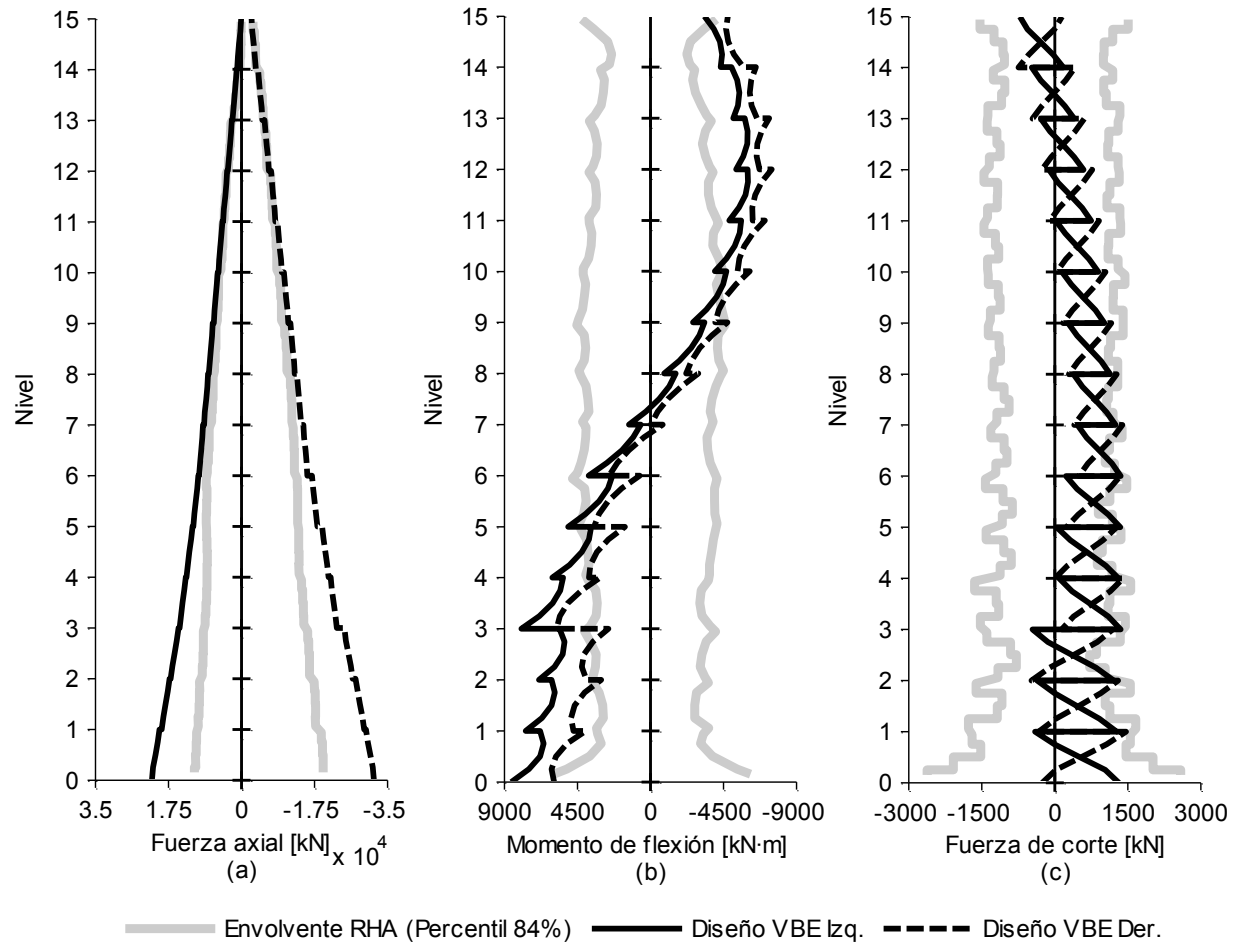
Modelo	Fuerza	Valor usado en diseño	Valor a partir de RHA	RHA/Diseño
SPSW03	$P_{base}$ [kN]	7222	6558	91%
	$T_{base}$ [kN]	3538	2796	79%
	$M_{base}$ [kN·m]	6045	4429	73%
	$M_{top}$ [kN·m]	4958	4077	82%
	$V_{base}$ [kN]	2109	2274	108%
	$V_{top}$ [kN]	912	1207	132%
SPSW09	$P_{base}$ [kN]	20002	16030	80%
	$T_{base}$ [kN]	11627	9824	84%
	$M_{base}$ [kN·m]	8726	6361	73%
	$M_{top}$ [kN·m]	4741	4187	88%
	$V_{base}$ [kN]	1524	2882	189%
	$V_{top}$ [kN]	474	1923	406%
SPSW15	$P_{base}$ [kN]	31800	19640	62%
	$T_{base}$ [kN]	20186	11230	56%
	$M_{base}$ [kN·m]	8564	6180	72%
	$M_{top}$ [kN·m]	4769	4216	88%
	$V_{base}$ [kN]	1467	2617	178%
	$V_{top}$ [kN]	744	1531	206%



**Figura 4-30.** Envolvente de esfuerzos a partir de análisis RHA y diagramas usados en diseño de VBEs para edificio de 3 niveles.



**Figura 4-31.** Envolvente de esfuerzos a partir de análisis RHA y diagramas usados en diseño de VBEs para edificio de 9 niveles.



**Figura 4-32.** Envoltente de esfuerzos a partir de análisis RHA y diagramas usados en diseño de VBEs para edificio de 15 niveles.

Los valores listados en la Tabla 4-15 muestran que para el modelo SPSW03, las cargas de tracción y compresión axial resultantes del análisis RHA están muy cerca a los valores considerados en el diseño (91% aproximadamente en el caso de compresión). Esto no es así para los modelos de 9 y 15 pisos, en los que las cargas de compresión y tracción en la base corresponden aproximadamente al 80% y 60% de las cargas de diseño de los modelos SPSW09 y SPSW15, respectivamente. Los momentos de flexión en los extremos superior e inferior según el análisis dinámico, son el 70% y 80% aproximadamente de los correspondientes usados en el diseño, para los tres modelos. Las fuerzas de corte extraídas del análisis resultan mayores que las consideradas por el método de diseño por capacidad, llegando a ser 2 y 4 veces mayores que estas últimas, en el caso de los edificios de 15 y 9 pisos, respectivamente.

El diseño de VBEs fue controlado por la interacción entre momento y carga axial de compresión. En el Anexo A se proveen detalles de las fuerzas de diseño de los elementos sismorresistentes. En la Tabla A-13 y Tabla A-14 es posible observar que el factor de uso en corte es a lo más 0.25 para los VBEs más cercanos a los extremos superior e inferior de cada muro, por lo que las fuerzas mostradas en los diagramas envolventes de corte en la Figura 4-31 y Figura 4-32 están dentro de los márgenes de resistencia de los perfiles seleccionados para elementos verticales. Tales fuerzas de corte, mayores que las que se desprenden del mecanismo uniforme, son atribuidas a los desplazamientos que experimentan las estructuras durante el análisis de cada registro.

A partir de los resultados del análisis dinámico, se afirma que los elementos de borde verticales mostraron comportamiento lineal y elástico, en los 3 edificios. Si bien se aprecia en la Figura 4-31 y Figura 4-32 que la envolvente de momentos de flexión está por sobre del diagrama de momento de diseño, se destaca que el diseño de estos elementos se hizo considerando los máximos esfuerzos cada 3 pisos, lo que en definitiva lleva a usar valores mayores en el diseño, que los extraídos del análisis. Debe considerarse además que las envolventes de fuerzas no necesariamente muestran esfuerzos de flexión y carga axial que ocurren simultáneamente en cada análisis.

## **4.8 Elementos de borde horizontales en SPSW**

El elemento viga-columna usado para modelar los HBEs en este trabajo, sólo considera interacción entre carga axial y flexión en la sección transversal, y trata de manera desacoplada las fuerzas de corte. Además se consideró comportamiento lineal para este último tipo de esfuerzo. La capacidad en flexión que estos elementos pueden presentar durante el análisis, fue modificada al reducir la tensión máxima que se puede desarrollar en las fibras que representan el alma de cada sección transversal, de manera consecuente con el diseño de éstas, es decir, en función de la máxima fuerza de corte que pueden

experimentar los HBEs debido al mecanismo de colapso uniforme. Por lo anterior, se piensa que el comportamiento de los HBEs dentro del modelo de franjas puede proveer una buena aproximación al comportamiento real de los elementos diseñados.

Los criterios de diseño usados en este trabajo para el dimensionamiento de elementos de borde horizontales, tienen entre sus objetivos la prevención de rótulas plásticas al interior del vano que éstos cubren. En vista de lo expresado en el párrafo anterior, se revisó el cumplimiento de este objetivo de diseño a partir de los resultados del análisis de historia de respuesta efectuados para los modelos de SPSW. Concretamente, se extrajeron las curvaturas y rotaciones máximas para cada HBE modelado y de la misma manera en que se ha procedido con otras variables en este trabajo, se observaron los percentiles del 50% y 84% de los datos.

En la Tabla 4-16 se entregan los valores de curvatura máxima normalizada por la curvatura de fluencia de la sección transversal correspondiente,  $\phi_y$  ( $=2R_y F_y / E_s / d$ , según la misma notación usada en el capítulo 3). Se indican los valores para los dos elementos ubicados en los extremos de cada HBE modelado y para los cinco elementos restantes (interior del vano) que se usaron para modelar el elemento de borde (7 en total por cada HBE). En el caso de HBEs intermedios, sólo se incluyen el mínimo y el máximo (correspondientes al percentil indicado) en relación a todos los pisos. Se observa que, en general, la curvatura de las secciones ubicadas al interior del vano de los HBEs resulta menor que la respectiva curvatura de fluencia; luego el análisis indica que no ocurrieron rótulas al interior del vano de los HBEs.

**Tabla 4-16.** Curvatura máxima normalizada en HBEs durante análisis RHA.

Modelo	Nivel	$\phi_{max}/\phi_y$ Extremos		$\phi_{max}/\phi_y$ Interior del vano	
		Percentil 50%	Percentil 84%	Percentil 50%	Percentil 84%
SPSW03	0	4.4	9	1.1	1.1
	1-2	1.3-3.7	2.4-6.5	0.6-0.9	0.7-1.0
	3	1.6	3.2	0.6	0.9
SPSW09	0	3.0	5.8	0.7	1.0
	1-8	1.1-2.5	2.4-5.6	0.5-0.7	0.8-1.0
	9	2.9	6.1	0.8	1.0
SPSW15	0	1.1	2.9	0.5	0.8
	1-14	0.8-1.5	1.0-2.9	0.2-0.6	0.5-0.8
	15	1.3	3.5	0.5	0.8

La Tabla 4-17 contiene la máxima rotación en extremos de elementos viga-columna de HBEs. Éstos fueron ordenados de la misma manera en que se procedió con las curvaturas máximas. Las máximas rotaciones son del orden de 0.015 [rad].

**Tabla 4-17.** Rotación máxima en HBEs durante análisis RHA.

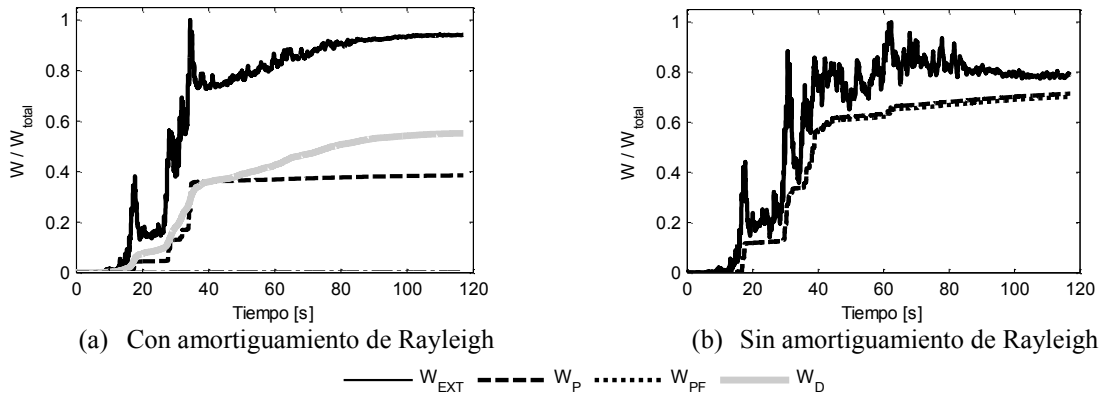
Modelo	Nivel	$\theta_{max}$ [rad] Extremos		$\theta_{max}$ [rad] Interior del vano	
		Percentil 50%	Percentil 84%	Percentil 50%	Percentil 84%
SPSW03	0	0.009	0.015	0.002	0.002
	1-2	0.005-0.010	0.008-0.016	0.002-0.003	0.003
	3	0.004	0.007	0.001	0.002
SPSW09	0	0.006	0.009	0.001	0.002
	1-8	0.004-0.007	0.008-0.012	0.001-0.003	0.002-0.003
	9	0.006	0.011	0.002	0.002
SPSW15	0	0.003	0.006	0.001	0.002
	1-14	0.003-0.006	0.004-0.009	0.001-0.002	0.001-0.003
	15	0.004	0.007	0.001	0.002

## 4.9 Comentario sobre el análisis RHA de modelos de SPSW

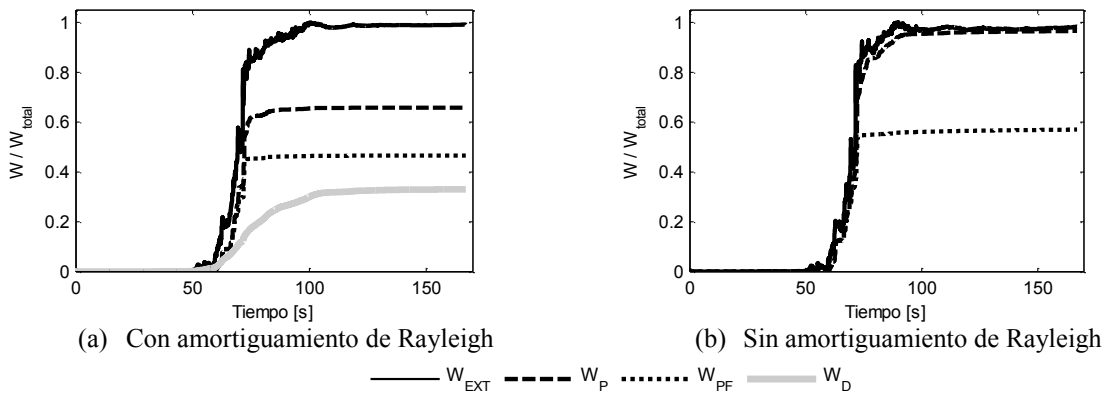
En la sección 4.6 (página 158) se mostró una relación entre la respuesta entregada por modelos lineal-elásticos de SPSW y la entregada por los modelos no lineales (ver Tabla 4-14), para los 24 registros de aceleración (Tabla 4-2). Se observó que los desplazamientos máximos según el modelo no lineal tienen una magnitud similar a los obtenidos del análisis lineal-elástico, para los casos de SPSW de 9 y 15 pisos. Particularmente, para el modelo SPSW09 se observó que en algunos casos (para algunos registros) los desplazamientos máximos, considerando comportamiento inelástico, fueron tan sólo del orden del 40% de los desplazamientos máximos según el modelo lineal-elástico respectivo.

Se quiso conocer el efecto que el modelo de amortiguamiento usado en los análisis tiene en relación a la diferencia entre desplazamientos máximos elásticos e inelásticos para el modelo SPSW09. Para esto se observó la distribución de energía disipada por este modelo para 2 registros: el N° 3, ya que para éste se obtuvieron desplazamientos inelásticos cercanos al 40% de los respectivos desplazamientos elásticos; y el N° 17, ya que para éste los desplazamientos inelásticos llegaron a un 200% de los desplazamientos elásticos correspondientes. La Figura 4-33 y Figura 4-34 muestran la distribución de energía disipada durante estos 2 registros, según la respuesta calculada con y sin amortiguamiento de Rayleigh.





**Figura 4-33.** Distribución de energía disipada por modelo SPSW09 para registro N° 3.

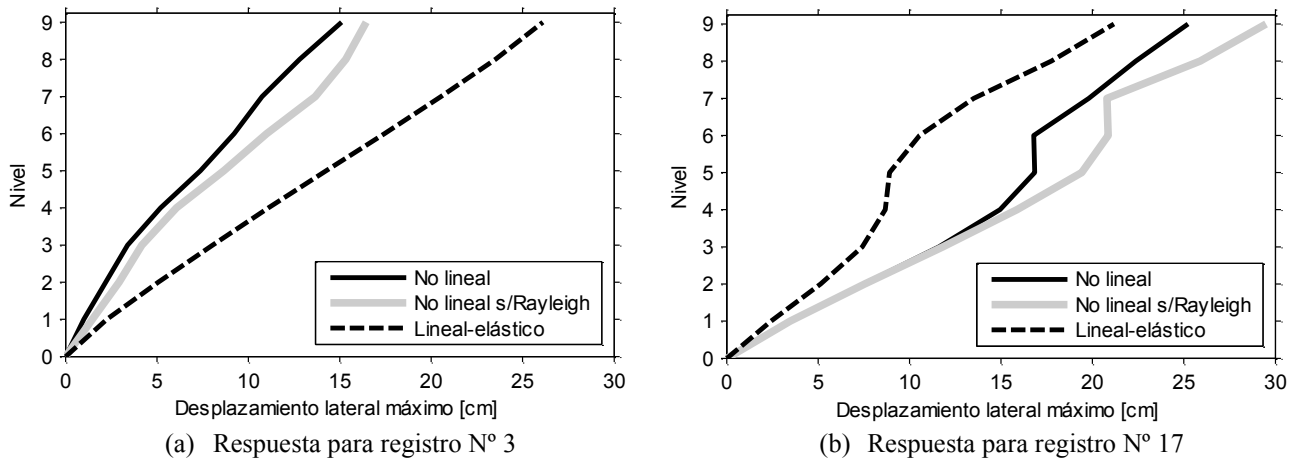


**Figura 4-34.** Distribución de energía disipada por modelo SPSW09 para registro N° 17.

Los términos en los gráficos de energía anteriores fueron definidos en la sección 4.3, referente al modelo de amortiguamiento a usar en el análisis dinámico. Se observa en la Figura 4-33(a) que la energía disipada por las fuerzas del amortiguamiento proporcional es mayor que la disipada mediante histéresis, situación que quiso evitarse cuando se eligió el enfoque 4 para la especificación del amortiguamiento de Rayleigh, para las estructuras de 9 pisos. Sin embargo esto no se observa en la distribución de energía disipada por el mismo modelo, para un registro distinto, en la Figura 4-34(a). Se observa además, en las mismas figuras anteriores, que la contribución de los HBEs a la disipación de energía es prácticamente nula (diferencia entre  $W_P$  y  $W_{PF}$ ) durante el registro N° 3, pero alcanza un 20% de  $W_P$  en el caso del registro N° 17. Más aún, cuando no se especifica amortiguamiento proporcional durante el análisis, en el caso del registro N° 3 (ver Figura 4-33(b)) la contribución de los HBEs sigue siendo nula, por lo que las franjas disipan toda la energía de entrada, mientras que para el registro N° 17 (en Figura 4-34(b)), el porcentaje del total de energía disipada, asociado a las franjas, pasa de un 45% (caso con amortiguamiento de Rayleigh) a un 55% y el 45% restante de la energía es disipada por los HBEs.

Lo anterior ilustra la variabilidad que puede encontrarse entre la respuesta de una misma estructura frente a sismos distintos e indica que el modelo de amortiguamiento elegido no siempre provee

los resultados más conservadores, pero no permite. Es por esto que se observó gráficamente la relación que existe entre los desplazamientos máximos para los distintos registros entre el modelo lineal-elástico y no lineal; con y sin amortiguamiento proporcional. En la Figura 4-35 se muestran los desplazamientos laterales máximos en cada piso (no necesariamente ocurren simultáneamente durante el análisis), según los resultados del modelo lineal-elástico y no lineal, frente a los 2 registros antes mencionados. Los resultados del análisis no lineal incluyen los casos con y sin amortiguamiento de Rayleigh.



**Figura 4-35.** Desplazamientos máximos de modelo SPSW09 según distintas configuraciones de análisis RHA.

Se aprecia en la Figura 4-35 que los desplazamientos inelásticos máximos son mayores cuando no se utiliza el amortiguamiento proporcional en el análisis, para ambos registros, pero la relación existente entre éstos (del análisis no lineal) y los desplazamientos entregados por el modelo lineal-elástico no se invierte. Por lo tanto, la relación dada entre los desplazamientos elásticos e inelásticos para el modelo SPSW09 no es atribuida al uso del amortiguamiento proporcional y se asume entonces que ésta se debe a las características particulares del modelo y registro analizados.

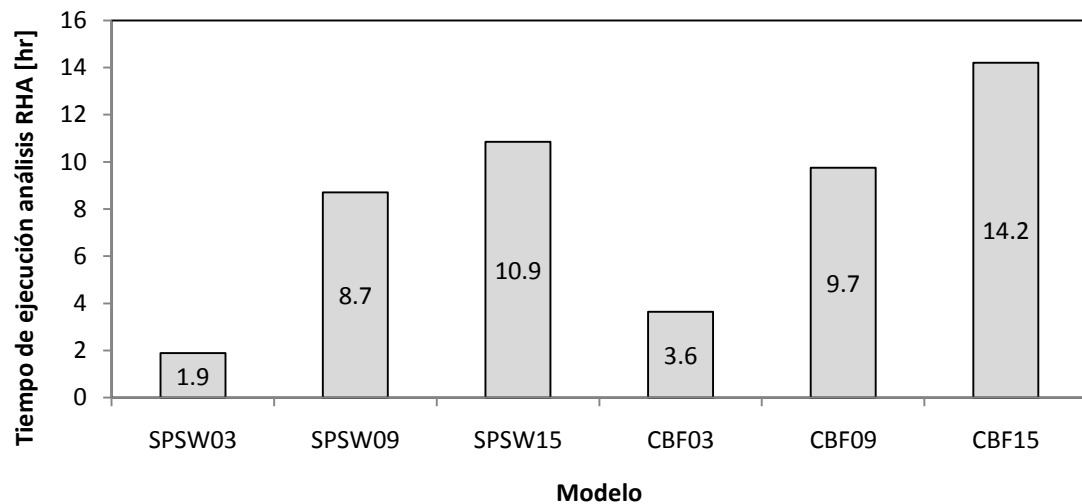
## 4.10 Tiempo de ejecución de los análisis computacionales

Para desarrollar este trabajo se efectuó un total de 1080 análisis de historia de respuesta. A pesar de que sólo se analizaron modelos planos de barras (Tabla 4-18), el análisis tomó 228 horas de cálculo de computador, utilizando un procesador doble núcleo de 5.6 GHz (total) y 4 GB de memoria RAM. El 80% del tiempo requerido corresponde al análisis dinámico incremental efectuado para el sistema SPSW.

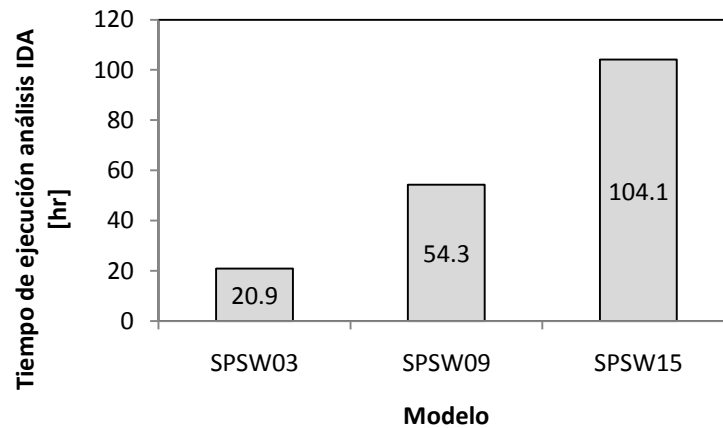
**Tabla 4-18.** Cantidad de nodos y barras de los modelos de SPSW y CBF.

Ítem	Modelo					
	SPSW03	SPSW09	SPSW15	CBF03	CBF09	CBF15
Cantidad de nodos	94	200	326	57	165	273
Cantidad de barras	167	423	699	57	171	285

La Figura 4-36 muestra un gráfico de barras con el tiempo de ejecución del análisis dinámico efectuado para los sistemas SPSW y CBF. La Figura 4-37 muestra un gráfico similar, con el tiempo usado en ejecutar el análisis dinámico incremental para el sistema SPSW.



**Figura 4-36.** Tiempo de ejecución de los análisis de historia de respuesta de los sistemas SPSW y CBF.



**Figura 4-37.** Tiempo de ejecución de análisis IDA para el sistema SPSW.

A partir de la Figura 4-37 es claro notar la gran exigencia que significa el realizar análisis tipo IDA, desde el punto de vista de recursos computacionales. Los análisis realizados para este trabajo fueron hechos utilizando sólo un computador de escritorio. En algunas publicaciones que reportan resultados de IDA ([50] y [53]) se señala que los análisis se efectuaron utilizando un conjunto de procesadores funcionando en paralelo, lo cual puede llegar a hacer mucho más eficiente el proceso. Notar que las casi 180 hr utilizadas en IDA para este trabajo corresponden al estudio de sólo 3 modelos, mientras que la metodología FEMA P695 sugiere un número mayor de modelos para su aplicación, junto a un conjunto más grande de registros.

# CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

## 5.1 Resumen

En este trabajo de título se estudió el uso del sistema estructural de muros de corte de placas de acero (SPSW), como sistema sismorresistente principal en edificios habitacionales en Chile. Para ello se recopilaron criterios de diseño por capacidad, a partir de las recomendaciones presentes en la literatura para este sistema. Utilizando los criterios de diseño anteriores y la normativa sísmica chilena impuesta por NCh433, se diseñaron tres edificios de 3, 9 y 15 pisos de altura con el sistema SPSW. En forma paralela se diseñaron tres edificios con la misma cantidad de pisos que los anteriores, pero utilizando el sistema de marcos arriostrados concéntricos (CBF). En ambos casos se consideró un asentamiento en la ciudad de Santiago. Posteriormente se construyeron modelos analíticos en 2 dimensiones, de las 6 estructuras diseñadas, para su uso en análisis numérico no lineal estático y dinámico.

En una primera parte del estudio analítico realizado, se evaluó la probabilidad de colapso del sistema SPSW bajo sollicitaciones equivalentes a un *sismo máximo creíble* para la zona considerada en el diseño, utilizando la metodología definida por FEMA P695, junto a un conjunto de 24 acelerogramas de terremotos chilenos. La caracterización del peligro sísmico utilizada proviene de un reciente estudio de peligro sísmico probabilístico hecho para la zona central de Chile.

La segunda parte del análisis consistió en una comparación estadística entre la respuesta de los sistemas SPSW y CBF para el conjunto de acelerogramas chilenos.

Por último, se comparó la respuesta lineal-elástica con la respuesta no lineal del sistema SPSW y se estudió la validez de ciertos supuestos hechos en el diseño de SPSW, a partir de los resultados del análisis dinámico efectuado.

## 5.2 Comentarios y conclusiones

### Aspectos del diseño

El modelo con elementos tipo *cáscara* usado en el diseño, resultó en períodos de vibración muy similares (menores) a los que se obtienen del modelo de franjas, usado en los análisis no lineales. Por lo anterior, parece razonable su uso en el diseño. Esto es válido para estructuras de características similares a

las consideradas en este trabajo, ya que el modelo de franjas resulta más flexible que el primero mencionado. Por lo tanto, para estructuras más esbeltas, el modelo de franjas podría indicar que no se cumple la restricción de desplazamiento lateral relativo de NCh433 (0.2% de la altura entre pisos), mientras que el modelo de elementos tipo cáscaras sí. El diseño de las estructuras provistas con SPSW en este trabajo no resultó controlado por deformaciones máximas, sino que por resistencia.

Un aspecto crítico del diseño de SPSW efectuado en este trabajo, resultó ser el dimensionamiento de los elementos verticales de borde. El método de diseño por capacidad utilizado para estos elementos, originó fuerzas axiales y de flexión de gran magnitud, lo que llevó a utilizar grandes perfiles W (laminados) para satisfacer los requerimientos de resistencia. En este trabajo no se investigó el aspecto constructivo de este sistema estructural, pero no es difícil entrever la dificultad que puede significar la erección en terreno de semejantes columnas. La característica anterior reduce, de cierta forma, el atractivo práctico del sistema.

El método de diseño por capacidad usado para diseñar los elementos verticales de borde está basado en el análisis plástico del mecanismo uniforme de un SPSW. Éste constituye una herramienta práctica para usar en etapas de diseño, a diferencia del análisis pushover, según los plantean los autores del método [12], el cual es considerado por AISC 341 como un procedimiento razonable para obtener fuerzas de diseño para VBEs. En el Anexo A se muestra una comparación entre los diagramas de esfuerzo que resultan del método de diseño por capacidad y del análisis pushover, para cada VBE. En general se aprecia que los diagramas que se desprenden de uno y otro método, son muy similares entre sí, en cuanto a forma y magnitud de las fuerzas, aunque los diagramas de momento según el análisis estático no lineal tienden a entregar valores menores que los del diseño, en los extremos inferior y superior de las columnas. Por lo anterior, resulta recomendable utilizar el método de análisis plástico para el diseño de VBEs, en lugar de las fuerzas que se extraen de un análisis pushover. Esta recomendación es válida para estructuras de características similares a las estudiadas en este trabajo (en cuanto a configuración geométrica y altura).

El espesor de las placas de relleno especificadas para los diseños de SPSW hechos en este trabajo, varía entre 2 mm y 4 mm. No se investigó la magnitud del espesor mínimo recomendable a usar según aspectos constructivos y de manejabilidad, sin embargo, a partir de las publicaciones revisadas ([37] y [58]), se constata que el espesor mínimo considerado en dos edificios provistos de este sistema fue de 6 mm. Una limitación como la anterior, en este trabajo, hubiese llevado a requerir perfiles más grandes para los elementos verticales de borde, lo que resulta impracticable, si se considera que éstos ya tienen un gran tamaño según los diseños realizados. Lo anterior confirma la utilidad de contar con un medio para reducir la resistencia de la placa de relleno, como el de realizar perforaciones que siguen un determinado patrón, lo cual fue mencionado en el capítulo 2.

## Resultado de la metodología FEMA P695

El resultado de la aplicación de la metodología FEMA P695 fue una baja probabilidad de colapso para el sistema SPSW, cuando se consideró el parámetro PGA como medida de la intensidad sísmica y por lo tanto, los factores  $R$  y  $R_0$  supuestos para el diseño del sistema son adecuados. Cuando se consideró el parámetro de aceleración espectral como medida de la intensidad, el comportamiento de los edificios fue aceptable sólo en el caso de 9 y 15 pisos; aunque en el caso de 3 pisos se obtuvo una probabilidad de colapso de 11%, marginalmente superior al máximo recomendado (10%).

La metodología no indica cuánto pueden alterarse los factores de modificación de la respuesta, por lo que no se sabe si factores  $R$  más elevados resultarían también en un comportamiento aceptable para los diseños. Cabe destacar que el diseño de los edificios estuvo controlado por la limitación de corte máximo de NCh433, para el edificio de 3 pisos y de corte mínimo, en el caso de 9 y 15 pisos. Entonces los factores de modificación de la respuesta resultan adecuados, en conjunto con las limitaciones al corte basal de NCh433.

## Comportamiento sísmico de los sistemas SPSW y CBF

A partir de los resultados del análisis estático no lineal e historia de respuesta no lineal (efectuado para el conjunto de 24 registros listado en la Tabla 4-2), puede destacarse lo siguiente:

- El sistema SPSW presenta mayor sobrerresistencia ( $\Omega$ ) que el sistema CBF. El análisis estático indica factores de sobrerresistencia inferiores a los que resultan del análisis dinámico. Para el sistema SPSW,  $\Omega$  tiende a decrecer a medida que aumenta el período fundamental de las estructuras.
- El sistema SPSW posee mayor ductilidad ( $\mu_T$ ) que el sistema CBF (parámetro de ductilidad fue determinado mediante análisis pushover). Para el sistema SPSW,  $\mu_T$  tiende a decrecer a medida que aumenta el período fundamental de las estructuras.
- Para ambos sistemas, la demanda de ductilidad según el análisis dinámico fue relativamente baja, cercana a 2 (demanda referida a la ductilidad  $\mu_T$ ).
- Para el sistema SPSW, en la mayoría de los casos los desplazamientos relativos entre pisos resultaron inferiores al 1.5%, y en general inferiores al 2%. Las estructuras de 9 y 15 pisos tienden a deformarse en mayor magnitud en los niveles superiores, mientras que la de 3 pisos muestra derivas de piso mayores en el primer nivel. No se observa concentración de deformaciones en ningún piso, para ninguno de estos edificios.

- Para el sistema CBF, en algunos casos los desplazamientos relativos llegan hasta el 4% y se observa la formación de pisos blandos en los edificios de 9 y 15 pisos.
- La distribución de cortes máximos por piso presenta gran variabilidad en el caso de SPSW, pero no en el caso de CBF. Esta variabilidad, para el sistema SPSW, es atribuida a componentes de fuerza elásticas en los elementos de borde (que conforman un marco rígido), las que varían según los desplazamientos de la estructura.
- La condición deformada luego del análisis dinámico, resulta para los edificios estructurados con SPSW en una inclinación relativamente uniforme. Para el sistema CBF esto no es así, pues algunos pisos presentan deformaciones varias veces mayores que la inclinación global del edificio.

### **Respuesta elástica e inelástica del sistema SPSW**

La comparación hecha entre los resultados del análisis de historia de respuesta lineal-elástico y no lineal del sistema SPSW indica que la “regla” de igual desplazamientos (regla de Newmark [10]) es apropiada para los edificios de 9 y 15 pisos, sólo si se considera el percentil del 50% de los registros analizados, y no es apropiada para la estructura de 3 pisos.

La comparación entre el corte basal según análisis lineal-elástico y no lineal, indican un posible factor de ductilidad estructural,  $R_{\mu}$ , para el sistema SPSW, que varía entre 1 y 2 aproximadamente, sin mostrar una relación clara con el período fundamental de las estructuras.

Los valores relativos entre el factor de ductilidad estructura y de sobrerresistencia, junto a las relativamente bajas demandas de ductilidad, sugieren que el sistema SPSW no incurrió en gran medida en el rango inelástico del comportamiento. Esto se atribuye en parte a la sobrerresistencia del sistema, la cual proviene de la sobrerresistencia de los materiales y la resistencia que aportan los elementos de borde, que no es capturada por la resistencia de diseño calculada en conformidad con AISC 341, y al nivel de sollicitación usado en el diseño, el cual fue controlado por las limitaciones de corte basal mínimo en el caso de edificios de 9 y 15 pisos.

### **Mecanismo plástico uniforme**

Se encontró que el supuesto de fluencia uniforme de las placas en todos los pisos de un muro es adecuado, para la estructura de 3 pisos, pero es menos razonable para las de 9 y 15 pisos. Si bien el análisis dinámico muestra que para la mayoría de los registros, la fuerza lateral resistida por las bielas del modelo de franjas es un alto porcentaje de la máxima fuerza que dichos elementos pueden desarrollar



(aunque en algunos casos este porcentaje llega sólo al 90%), las diferencias presentes entre los diagramas envolventes de carga axial y momento y los diagramas usados en el diseño, indican que la fluencia de los pisos no ocurre simultáneamente.

El análisis dinámico también indica que se generaron rótulas plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontales y no al interior del vano que éstos cubren; y que los elementos verticales de borde mantuvieron un comportamiento elástico.

Al comparar los diagramas envolventes de esfuerzo de VBEs, con los diagramas usados en el diseño de éstos, se aprecia una sobreestimación de la carga axial y del momento flector, en la base de los VBEs principalmente y una subestimación de las fuerzas de corte. Esto último se atribuye a los desplazamientos de las estructuras, durante el análisis dinámico, los cuales provocan esfuerzos en las columnas que no son capturados por el método de diseño por capacidad.

Se requiere un método de diseño por capacidad para VBEs, que resulte menos conservador, en cuanto a cargas axiales y de flexión.

### **Comentario sobre el comportamiento sísmico del sistema SPSW**

Como se indicó antes, los desplazamientos relativos entre piso de los edificios con SPSW resultaron inferiores al 1.5% en la mayoría de los casos. El documento FEMA 350 [27] fija un límite de 2% de deriva entre pisos, para un nivel de desempeño de *Ocupación Inmediata*, el cual es caracterizado por presentar poco daño estructural, bajo porcentaje de fracturas en ciertas conexiones de vigas y sin daño en las columnas. Lo anterior indica que el comportamiento del sistema SPSW fue bueno. Asumiendo que el conjunto de registros de aceleración usado en los análisis representa el escenario que la norma NCh433 califica como “sismo de intensidad excepcionalmente severa” (lo cual parece razonable, debido a que los acelerogramas provienen de grandes terremotos ocurridos en el país), entonces es posible afirmar que el objetivo del diseño realizado usando el sistema SPSW fue cumplido, ya que para movimientos sísmicos de tal magnitud la norma NCh433 considera lograr la prevención del colapso de las estructuras, mientras que el desempeño de los edificios provistos de SPSW resultó mejor que aquel objetivo.

El buen comportamiento del sistema SPSW es atribuido a la alta sobrerresistencia que éste presenta y al nivel de sollicitación con que fue diseñado, elementos que resultaron en la incursión dentro del rango inelástico del comportamiento, pero no en gran medida. Si bien el factor de modificación de la respuesta es:  $R^* = 9.0-9.6$ , para los edificios de 9 y 15 pisos, respectivamente, el factor de reducción efectivo que resultó de la limitación de corte mínimo es:  $R^{**} = 3.8-2.6$ , para 9 y 15 pisos respectivamente

(estos valores no incluyen el factor de amplificación (1.4) que resulta de la combinación de cargas (método LRFD)). Un sistema SPSW diseñado considerando una relajación a esta última limitación, resultaría en estructuras que incursionen en un mayor grado en el rango no lineal, pero tales diseños no necesariamente serían más económicos, pues como se señaló antes, el espesor de placas considerado en este trabajo es bastante bajo, menor que el mínimo espesor considerado (por temas constructivos) en al menos dos obras que emplean el sistema.

También se puede afirmar, a partir del análisis numérico, que los criterios de diseño por capacidad recopilados para el diseño de los elementos de borde del sistema SPSW, permitieron lograr el comportamiento esperado para éstos, definido por la norma AISC 341, el cual es evitar la formación de rótulas plásticas al interior del vano de HBEs y mantener VBEs dentro del rango elástico de deformación.

Las conclusiones anteriores respecto al comportamiento sísmico de los sistemas diseñados, son válidas dentro del marco teórico y práctico al que se ciñe este trabajo. Estas limitaciones son identificadas en la sección que sigue.

### **5.3 Limitaciones**

A continuación se listan las limitaciones de este trabajo.

#### **Limitaciones de los modelos usados en el análisis no lineal**

- En general, la modelación no incluyó el deterioro de conexiones ni tampoco el efecto de inestabilidad local (pandeo local) en los elementos.
- Los elementos utilizados sólo consideran interacción entre carga axial y momento, y tratan la fuerza de corte en forma desacoplada, considerando un comportamiento lineal para ésta.
- No se consideró el efecto de levantamiento en las fundaciones.
- El amortiguamiento inherente a las estructuras fue modelado usando amortiguamiento de Rayleigh. Éste fue aplicado de manera distinta para las estructuras de 3 pisos y 9-15 pisos, y el criterio usado fue el de obtener una respuesta más conservadora, en el sentido de una menor participación de las fuerzas del amortiguamiento proporcional, en la disipación de energía sísmica. Esto se hizo estudiando la respuesta de los sistemas SPSW y no se verificó si la manera de aplicar este tipo de amortiguamiento para el sistema CBF fue consecuente con los supuestos. En algunos

casos la aplicación del amortiguamiento proporcional resultó en resultados no tan conservadores (sección 4.9).

### **Modelación de SPSW**

- A pesar que en la literatura se reportan estudios en los que se ha utilizado el modelo de franjas en análisis de historia de respuesta, el modelo implementado en este trabajo se basó en recomendaciones hechas a partir de un estudio que considera comportamiento monotónico para representar la envolvente de los ciclos de carga de un espécimen experimental.
- La modelación del deterioro que incorpora el modelo de franjas implementado en este trabajo, está basado en observaciones hechas sobre un ensayo cíclico en particular, por lo que no se conoce la validez de dicha modelación en los escenarios de deformación extrema que se desprenden del análisis dinámico incremental.
- No se conoce la validez del modelo de franjas para representar el comportamiento de SPSW con proporciones semejantes a los diseños hechos en este trabajo. Particularmente, el tamaño de los VBEs diseñados se escapa al tamaño de los especímenes experimentales descritos en la literatura [6].

### **Modelación de CBF**

- El modelo de arriostramiento representa comportamiento dúctil en tracción, sin embargo en el diseño de los marcos arriostrados, la resistencia en tracción fue controlada por la rotura en el área neta del arriostramiento.
- El modelo de arriostramiento considera degradación de la resistencia debido al pandeo global del elemento modelado y no considera fallas frágiles por efecto de fatiga de bajos ciclos. El estudio [50] en el que fue usado este modelo, concluye que este efecto es relevante para la correcta modelación de marcos arriostrados concéntricos.
- Según lo anterior, el comportamiento que el modelo usado representa es el de un marco arriostrado concéntricamente tipo especial (SCBF) (ideal, en el que no ocurren fallas frágiles en los arriostramientos) y no el de tipo corriente.

## **Limitaciones en la aplicación de la metodología FEMA P695**

- La metodología fue aplicada en forma simplificada, usando una caracterización del peligro sísmico que no es la planteada por ésta y un conjunto de registros de aceleración distinto al que ésta considera.
- La calificación de la información fue hecha según el juicio del autor de este trabajo, cuando en rigor esto debe ser hecho por un panel de expertos.
- La metodología considera evaluar la probabilidad de colapso de estructuras frente a una intensidad sísmica que está en relación directa con la intensidad de diseño de dichas estructuras. La sollicitación usada en el diseño de las estructuras en este trabajo no tiene relación directa con la intensidad sísmica considerada.
- La capacidad de colapso de los modelos del sistema SPSW fue evaluada según un criterio ideado para marcos de momento, por lo que las conclusiones en relación a la metodología están sujetas a la validez de usar dicho criterio junto al sistema SPSW.

## **Limitaciones de carácter general**

- Se consideraron estructuras que sólo varían en el número de pisos, cuyos paneles poseen la misma relación de aspecto ( $L/h = 2$ ).
- Los criterios de diseño recopilados para elementos horizontales de borde están basados, en parte, en el estudio de HBEs con perfiles doble T laminados, mientras que los diseños efectuados en este trabajo consideran el uso de perfiles soldados, por lo que no se sabe explícitamente si son aplicables.
- Los métodos de diseño por capacidad recopilados no incluyen el diseño de fundaciones.
- La afirmación sobre el buen comportamiento mostrado por el sistema SPSW se basa únicamente en el nivel de deformación lateral evidenciado por el análisis numérico. Por lo tanto, ésta está sujeta a la validez de dichos análisis. Además, en este trabajo no se evaluó la capacidad del sistema resistente gravitacional para mantener su integridad frente a tal nivel de desplazamientos.

## 5.4 Investigación futura sugerida

En base a los resultados obtenidos y a las limitaciones de este trabajo, para futuros estudios se sugiere:

- Idear un método de diseño por capacidad para elementos verticales de borde, que resulte menos conservador que el utilizado en este trabajo.
- Estudiar el diseño y modelación de placas de relleno con perforaciones

Lo anterior permitiría realizar un estudio como el efectuado en esta memoria, pero considerando diseños factibles de construir, ya sea debido a elementos de borde de menor tamaño y/o placas de relleno de un espesor mayor, que no presenta dificultades constructivas. Este estudio podría incluir una investigación respecto al efecto de otras variables, además de la cantidad de pisos, como son la relación de aspecto del panel y la configuración geométrica (en este trabajo sólo se consideraron muros tipo voladizo).

Se sugiere también estudiar el diseño de fundaciones junto con el sistema SPSW, para poder realizar un diseño en el que se asegure la jerarquía de fallas recomendada para este sistema en la literatura [9].

En este trabajo se consideró el uso de perfiles W laminados para el diseño de elementos verticales de borde. Esto fue necesario, dada la magnitud de las solicitaciones sobre tales elementos. Esta necesidad podría ser eliminada mediante el uso de columnas de acero rellenas de hormigón, lo cual se ha usado en la práctica ([6] y [58]). Por lo tanto, se sugiere también el estudio de sistemas diseñados con este tipo de columnas.

Por último, se recomienda incorporar el efecto de la fatiga de bajos ciclos en el modelo de arriostamiento, para estudios relacionados con el sistema CBF. Herramientas para modelar este efecto fueron implementadas en OpenSees por los autores de [50].

## ANEXO A: DETALLES DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS

En este anexo se incluye el valor de las fuerzas de diseño para los elementos estáticos y sismorresistentes. Además se proporciona información referente a pesos sísmicos de piso y factores de amplificación de los desplazamientos por efecto  $P-\Delta$ . Para las estructuras diseñadas con SPSWs se provee además del valor de  $\alpha$ , de las componentes horizontales y verticales del campo de tracciones y de la resistencia al corte en cada piso. Se adjuntan también los diagramas de esfuerzos para VBEs, obtenidos del diseño por capacidad realizado y también los extraídos del análisis pushover de los modelos no lineales.

### A.1 Elementos estáticos

La Tabla A-1 contiene el factor de uso en corte y flexión, junto a la deflexión máxima al centro de la luz, calculada para las vigas de piso diseñadas (primarias y secundarias en Figura 3-1). Los perfiles destacados son los elegidos, pues cumplen con los criterios de resistencia y deformación admisible establecidos.

**Tabla A-1.** Perfiles para vigas de piso.

Tipo viga	Perfil	Peso [kgf/m]	$V_u/\phi V_n$	$M_u/\phi M_n$	$\Delta$ [mm]
Primaria	H400×150×8×5	33.9	0.84	1.05	25
Primaria	H450×200×10×5	48.3	0.84	0.71	15
Secundaria	H300×150×8×5	30.0	0.55	0.96	21
Secundaria	H400×150×8×5	33.9	0.45	0.58	13

En la Tabla A-2 se tiene el calor de la carga axial de compresión en la base de los pisos, cada 3 pisos, usadas para el diseño de las columnas gravitacionales. Se mantiene la notación usada en el capítulo 3 para la identificación de los tipos de columna.

**Tabla A-2.** Fuerzas mayoradas de compresión, para el diseño de columnas gravitacionales.

Niveles	$P_{C1}$ [kN]	$P_{C2}$ [kN]	$P_{C3}$ [kN]
1 a 3	6108	1757	3278
4 a 6	4886	1405	2622
7 a 9	3665	1054	1967
10 a 12	2443	703	1311
13 a 15	1222	351	656

En Tabla A-3 y Tabla A-4 se tienen las dimensiones de los perfiles destinados a columnas de gravedad y los factores de uso en compresión de éstos, respectivamente.

**Tabla A-3.** Perfiles estructurales destinados a columnas estáticas.

Niveles	C1	Peso [kgf/m]	C2	Peso [kgf/m]	C3	Peso [kgf/m]
1 a 3	H400×400×32×14	237.9	H300×300×12×10	73.9	H350×350×20×12	139.1
4 a 6	H400×400×25×14	195.5	H250×250×12×10	64.8	H300×300×20×10	105.5
7 a 9	H400×400×20×10	153.9	H250×250×10×6	50.1	H300×300×16×8	92.2
10 a 12	H350×350×14×10	102.2	H250×250×10×6	50.1	H250×250×14×8	68.9
13 a 15	H250×250×10×8	50.1	H250×250×10×6	50.1	H250×250×10×6	50.1

**Tabla A-4.** Factor de uso en columnas gravitacionales,  $P_u/\phi P_n$ .

Niveles	C1	C2	C3
1 a 3	0.99	0.97	0.98
4 a 6	0.96	0.99	0.99
7 a 9	0.92	0.97	0.94
10 a 12	0.94	0.67	0.92
13 a 15	0.97	0.37	0.71

## A.2 Elementos de SPSW

Se adjuntan los parámetros más relevantes que involucra el diseño de SPSW, tal como se ha planteado en el capítulo 2.

### A.2.1 Cortes de piso y componentes del campo diagonal de tracciones

A continuación (en Tabla A-5, Tabla A-6 y Tabla A-7) se muestra el valor del peso sísmico de cada piso ( $W_s$ ), los factores de amplificación de los desplazamientos debido al efecto  $P-\Delta$  y la resistencia al corte (de la placa de relleno), entre otras variables, para los 3 edificios provistos de SPSW. Además, en la Tabla A-8 se incluye el valor de las componentes vertical y horizontal del campo diagonal de tracciones en cada piso, para las 3 estructuras también. Los parámetros han sido definidos en los capítulos 2 y 3.

**Tabla A-5.** Resistencia al corte de SPSW03.

Nivel	$W_s$ [kN]	$\theta$	$f_{P-A}$	$V_u$ [kN]	$L_{cf}$ [mm]	$t_{wp}$ [mm]	$\alpha$ [°]	$\phi V_n$ [kN]	$V_u/\phi V_n$
1	10457	0.005	1.00	1262	6053	2.5	43.8	1372	0.92
2	10435	0.004	1.00	1016	6053	2	42.2	1093	0.93
3	9459	0.003	1.00	715	6053	2	43.5	1097	0.65

**Tabla A-6.** Resistencia al corte de SPSW09.

Nivel	$W_s$ [kN]	$\theta$	$f_{P-A}$	$V_u$ [kN]	$L_{cf}$ [mm]	$t_{wp}$ [mm]	$\alpha$ [°]	$\phi V_n$ [kN]	$V_u/\phi V_n$
1	10858	0.011	1.01	1795	5910	4	43.1	2140	0.84
2	10817	0.014	1.01	1638	5910	3	41.4	1596	1.03
3	10692	0.015	1.01	1409	5910	3	41.1	1594	0.88
4	10537	0.016	1.02	1170	5980	2.5	42.7	1352	0.87
5	10506	0.016	1.02	1033	5980	2	42.4	1081	0.96
6	10467	0.014	1.01	992	5980	2	41.5	1077	0.92
7	10428	0.010	1.01	979	5990	2	41.5	1079	0.91
8	10427	0.008	1.01	868	5990	2	41.5	1079	0.80
9	9447	0.006	1.01	539	5990	2	43.5	1085	0.50

**Tabla A-7.** Resistencia al corte de SPSW15.

Nivel	$W_s$ [kN]	$\theta$	$f_{P-A}$	$V_u$ [kN]	$L_{cf}$ [mm]	$t_{wp}$ [mm]	$\alpha$ [°]	$\phi V_n$ [kN]	$V_u/\phi V_n$
1	11538	0.012	1.01	2192	5920	4	42.7	2141	1.02
2	11539	0.013	1.01	2074	5920	4	39.7	2112	0.98
3	11466	0.013	1.01	1901	5920	4	41.1	2129	0.89
4	11253	0.015	1.02	1643	5960	3	41.7	1612	1.02
5	11291	0.016	1.02	1410	5960	3	41.1	1607	0.88
6	11082	0.017	1.02	1217	5960	2.5	42.2	1345	0.90
7	10836	0.017	1.02	1097	5960	2	42.3	1077	1.02
8	10837	0.016	1.02	1025	5960	2	41.3	1073	0.96
9	10810	0.014	1.01	962	5960	2	41.3	1073	0.90
10	10783	0.013	1.01	940	5960	2	41.3	1073	0.88
11	10783	0.011	1.01	983	5960	2	41.3	1073	0.92
12	10740	0.009	1.01	1041	5960	2	41.3	1073	0.97
13	10697	0.007	1.01	1016	5970	2	41.4	1075	0.95
14	10696	0.006	1.01	834	5970	2	41.4	1075	0.78
15	9630	0.005	1.00	480	5970	2	43.3	1081	0.44



**Tabla A-8.** Componentes del campo diagonal de tracciones de las placas de relleno (valores en [kN/m]).

Nivel	Modelo SPSW03				Modelo SPSW09				Modelo SPSW15			
	$\omega_{xc}$	$\omega_{yc}$	$\omega_{xb}$	$\omega_{yb}$	$\omega_{xc}$	$\omega_{yc}$	$\omega_{xb}$	$\omega_{yb}$	$\omega_{xc}$	$\omega_{yc}$	$\omega_{xb}$	$\omega_{yb}$
1	386	403	403	420	603	644	644	688	594	643	643	697
2	291	321	321	354	423	480	480	545	527	634	634	764
3	306	322	322	340	418	480	480	550	558	639	639	733
4	-	-	-	-	371	402	402	436	428	481	481	540
5	-	-	-	-	293	321	321	352	418	480	480	550
6	-	-	-	-	283	320	320	362	364	401	401	443
7	-	-	-	-	284	320	320	361	292	321	321	353
8	-	-	-	-	284	320	320	361	281	320	320	364
9	-	-	-	-	306	322	322	340	281	320	320	364
10	-	-	-	-	-	-	-	-	281	320	320	364
11	-	-	-	-	-	-	-	-	281	320	320	364
12	-	-	-	-	-	-	-	-	281	320	320	364
13	-	-	-	-	-	-	-	-	282	320	320	363
14	-	-	-	-	-	-	-	-	282	320	320	363
15	-	-	-	-	-	-	-	-	304	322	322	342

## A.2.2 Parámetros para el diseño de HBEs

Las siguientes tablas (Tabla A-9, Tabla A-10 y Tabla A-11) muestran las fuerzas para diseño de HBEs, los factores de reducción del momento plástico, el valor del módulo plástico mínimo requerido y las dimensiones del perfil diseñado. Estos parámetros fueron definidos en el capítulo 2. Los términos  $\eta_L$  y  $\eta_R$  corresponden a la razón entre el momento plástico reducido según la ecuación (2-61) y el momento plástico nominal del perfil estructural, usando  $P_{uL}$  y  $P_{uR}$  como carga axial. Estos últimos factores se incluyen a modo de referencia.

**Tabla A-9.** Fuerzas para diseño de HBEs de SPSW03.

Nivel	$V_{uL}$ [kN]	$V_{uR}$ [kN]	$P_{uL}$ [kN]	$P_{uR}$ [kN]	$\beta_L$	$\beta_R$	$\eta_L$	$\eta_R$	$Z_{min}$ [10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> ]	Perfil seleccionado
0	-2876	-353	1220	-1220	0.92	0.99	1.0	1.0	8259	H700×300×35×25
1	-309	-792	-1264	-769	0.90	0.89	0.93	1.0	1839	H500×200×22×10
2	-222	-391	-922	-929	0.87	0.83	0.89	0.89	696	H400×200×14×8
3	-237	-2385	-1403	547	0.98	0.92	1.0	1.0	7350	H700×300×28×20

**Tabla A-10.** Fuerzas para diseño de HBEs de SPSW09.

Nivel	$V_{uL}$ [kN]	$V_{uR}$ [kN]	$P_{uL}$ [kN]	$P_{uR}$ [kN]	$\beta_L$	$\beta_R$	$\eta_L$	$\eta_R$	$Z_{min}$ [10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> ]	Perfil seleccionado
0	-4307	-264	1903	-1903	0.89	0.99	1.0	1.0	12518	H800×350×32×30
1	-440	-1371	-1971	-1004	0.88	0.88	0.89	1.0	3235	H600×200×25×14
2	-320	-370	-1307	-1303	0.72	0.71	0.77	0.77	239	H400×200×14×8
3	-270	-1026	-1413	-955	0.91	0.87	0.94	1.0	2732	H500×200×25×12
4	-326	-910	-1238	-755	0.93	0.91	0.97	1.0	2179	H500×200×25×12
5	-301	-320	-897	-891	0.86	0.86	0.90	0.90	113	H400×200×14×8
6	-267	-354	-880	-881	0.87	0.85	0.90	0.90	372	H400×200×14×8
7	-270	-350	-882	-882	0.87	0.85	0.90	0.90	357	H400×200×14×8
8	-204	-412	-909	-920	0.87	0.83	0.89	0.89	842	H400×200×14×8
9	-178	-2303	-1393	537	0.98	0.92	1.0	1.0	7188	H700×300×25×20

**Tabla A-11.** Fuerzas para diseño de HBEs de SPSW15.

Nivel	$V_{uL}$ [kN]	$V_{uR}$ [kN]	$P_{uL}$ [kN]	$P_{uR}$ [kN]	$\beta_L$	$\beta_R$	$\eta_L$	$\eta_R$	$Z_{min}$ [10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> ]	Perfil seleccionado
0	-4331	-229	1904	-1904	0.89	0.99	1.0	1.0	12765	H800×350×32×30
1	-596	-280	-1763	-1710	0.63	0.72	0.74	0.75	1093	H400×200×18×10
2	-309	-573	-1666	-1696	0.72	0.66	0.76	0.76	1047	H400×200×18×10
3	-432	-1662	-1899	-961	0.92	0.88	0.94	1.0	4281	H600×250×25×16
4	-334	-353	-1316	-1309	0.71	0.71	0.76	0.77	98	H400×200×14×8
5	-285	-1006	-1406	-941	0.91	0.88	0.94	1.0	2672	H500×200×25×12
6	-310	-928	-1223	-746	0.93	0.91	0.97	1.0	2265	H500×200×25×12
7	-305	-318	-893	-885	0.86	0.86	0.9	0.9	112	H400×200×14×8
8	-272	-351	-871	-871	0.87	0.85	0.91	0.91	353	H400×200×14×8
9	-272	-351	-871	-871	0.87	0.85	0.91	0.91	353	H400×200×14×8
10	-272	-351	-871	-871	0.87	0.85	0.91	0.91	353	H400×200×14×8
11	-272	-351	-871	-871	0.87	0.85	0.91	0.91	353	H400×200×14×8
12	-268	-355	-873	-874	0.87	0.85	0.9	0.90	362	H400×200×14×8
13	-271	-351	-875	-875	0.87	0.85	0.9	0.90	354	H400×200×14×8
14	-206	-413	-902	-914	0.87	0.83	0.9	0.89	837	H400×200×14×8
15	-179	-2310	-1386	537	0.98	0.92	1.0	1.0	7168	H700×300×25×20

### A.2.3 Parámetros para el diseño de VBEs

En la página 187 (ver Tabla A-12, Tabla A-13 y Tabla A-14) se tienen las fuerzas que resultan del diseño por capacidad para VBEs. Se incluyen la carga axial ( $P_u$ ), el momento ( $M_u$ ) y el corte ( $V_u$ ) para el VBE en tracción y en compresión, de cada estructura. Los términos  $FU_{P-M}$  y  $FU_V$  corresponden al factor de uso por la interacción entre carga axial-momento y al factor de uso en corte, respectivamente.

**Tabla A-12.** Fuerzas para diseño de VBEs en SPSW03.

Nivel	VBE izquierdo (en tracción)					VBE derecho (en compresión)				
	$P_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]	$FU_{P-M}$	$V_u$ [kN]	$FU_V$	$P_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]	$FU_{P-M}$	$V_u$ [kN]	$FU_V$
1	3538	6045	1.03	2050	0.57	-7222	4496	1.03	990	0.32
2	2384	773	0.24	931	0.29	-6034	-871	0.46	2109	0.57
3	1078	-1956	0.33	939	0.29	-3520	-3280	0.65	9	0.07

**Tabla A-13.** Fuerzas para diseño de VBEs en SPSW09.

Nivel	VBE izquierdo (en tracción)					VBE derecho (en compresión)				
	$P_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]	$FU_{P-M}$	$V_u$ [kN]	$FU_V$	$P_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]	$FU_{P-M}$	$V_u$ [kN]	$FU_V$
1	11627	8726	0.89	1444	0.23	-20002	5976	0.96	1524	0.24
2	9594	8465	0.82	1582	0.23	-16617	6308	0.89	1645	0.23
3	8045	5753	0.6	1466	0.22	-14596	3530	0.65	1464	0.22
4	6521	4307	0.87	1442	0.38	-11896	2528	0.94	1459	0.39
5	5181	2684	0.6	1393	0.36	-9588	1227	0.66	1423	0.36
6	4092	75	0.23	1204	0.32	-8098	-1432	0.61	1217	0.32
7	3024	-1895	0.43	989	0.3	-6561	-3405	0.84	999	0.3
8	1950	-3109	0.53	734	0.24	-5031	-4613	0.91	741	0.24
9	941	-3473	0.52	428	0.17	-3440	-4889	0.86	-513	0.19

**Tabla A-14.** Fuerzas para diseño de VBEs en SPSW15.

Nivel	VBE izquierdo (en tracción)					VBE derecho (en compresión)				
	$P_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]	$FU_{P-M}$	$V_u$ [kN]	$FU_V$	$P_u$ [kN]	$M_u$ [kN·m]	$FU_{P-M}$	$V_u$ [kN]	$FU_V$
1	20186	8564	0.84	1320	0.17	-31802	5923	0.96	1467	0.18
2	17949	7687	0.75	1275	0.16	-29434	4727	0.86	1305	0.16
3	15897	6853	0.67	1219	0.16	-26673	3927	0.76	1195	0.16
4	13771	7942	0.84	1353	0.19	-22871	5778	0.95	1405	0.2
5	12230	6044	0.68	1313	0.18	-20887	3774	0.78	1278	0.18
6	10692	5072	0.59	1347	0.18	-18206	3459	0.69	1349	0.18
7	9371	3798	0.78	1358	0.28	-15843	2530	0.94	1393	0.29
8	8280	1309	0.49	1256	0.26	-14352	-27	0.63	1275	0.27
9	7212	-852	0.4	1145	0.25	-12814	-2209	0.77	1164	0.25
10	6148	-2622	0.52	1026	0.23	-11271	-4002	0.88	1044	0.23
11	5090	-3976	0.61	896	0.2	-9722	-5379	0.95	915	0.21
12	4032	-4876	0.65	753	0.18	-8173	-6303	0.97	772	0.18
13	2978	-5278	0.69	594	0.16	-6620	-6725	1.02	611	0.17
14	1919	-5114	0.63	403	0.13	-5073	-6581	0.93	-455	0.13
15	925	-4328	0.5	182	0.09	-3464	-5736	0.77	-744	0.09

La Tabla A-15 muestra los perfiles estructurales W seleccionados para cada piso, en los 3 edificios. La Tabla A-16 contiene las dimensiones de dichos perfiles.

**Tabla A-15.** Perfiles para VBEs de SPSWs.

Niveles	Perfil seleccionado		
	Modelo SPSW03	Modelo SPSW09	Modelo SPSW15
1 a 3	W920×449	W1000×883	W920×1191
4 a 6	-	W1000×483	W920×970
7 a 9	-	W1000×443	W1000×591
10 a 12	-	-	W1000×591
13 a 15	-	-	W1000×554

**Tabla A-16.** Dimensiones de perfiles W usados para VBEs en SPSWs.

Perfil	$d$ [mm]	$b_f$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	Peso [kgf/m]
W920×1191	1080	457	109	60.5	1190
W920×970	1040	447	89.9	50	970
W1000×883	1090	424	82	45.5	883
W1000×591	1040	409	55.9	31	591
W1000×554	1030	409	52.1	29.5	554
W1000×483	1020	404	46	25.4	483
W920×449	947	424	42.7	24	449
W1000×443	1010	401	41.9	23.6	443

#### **A.2.4 Diagramas de esfuerzos en VBEs a partir del diseño por capacidad y del análisis pushover**

Lo que sigue (Figura A-1, Figura A-2 y Figura A-3) son los diagramas de fuerza axial, de momento y de corte en VBEs, resultantes del diseño por capacidad efectuado. Además, se han graficado los diagramas de esfuerzos que se obtienen del análisis estático no lineal. Éstos últimos corresponden al instante del análisis en que la capacidad al corte de cada SPSW es máxima.

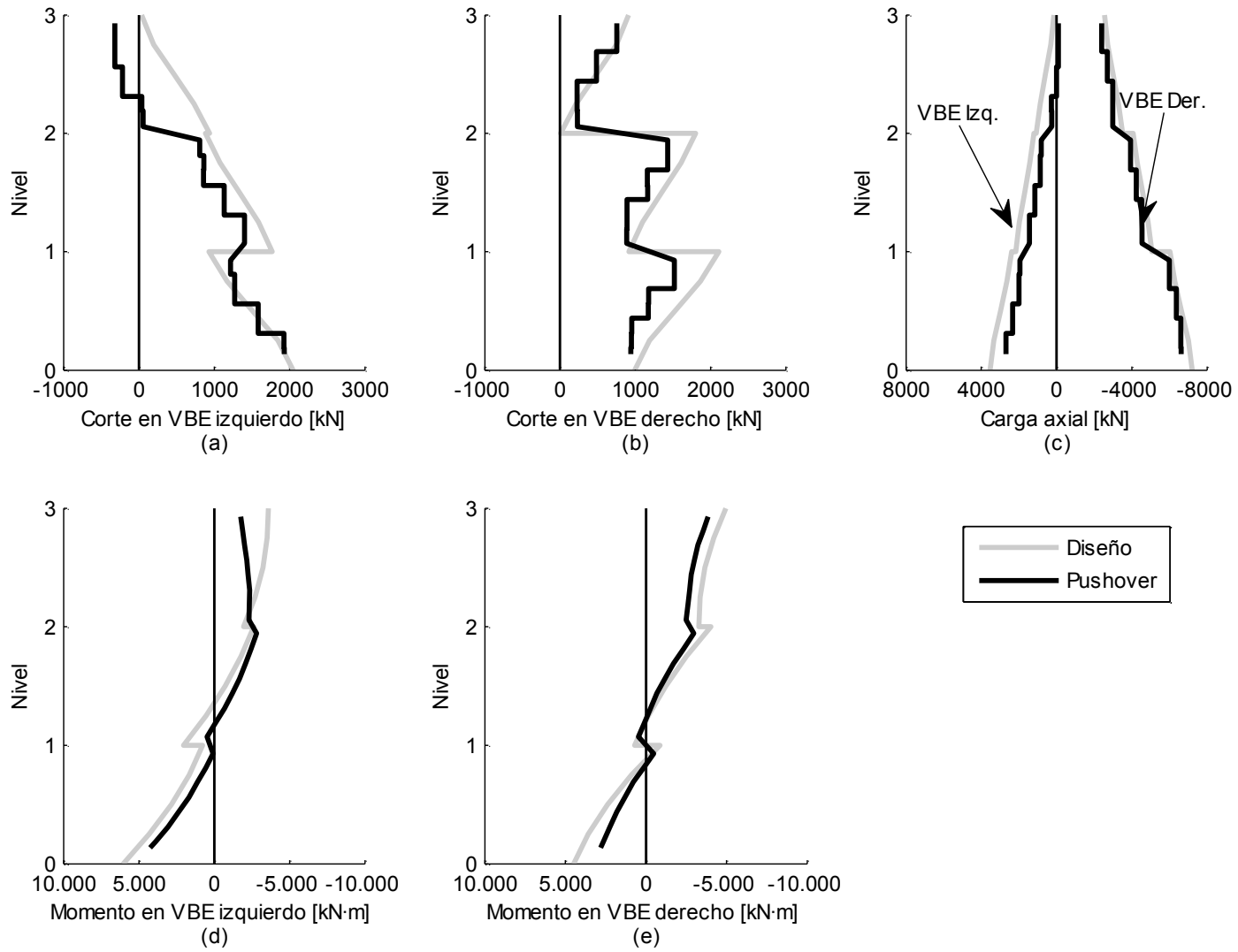
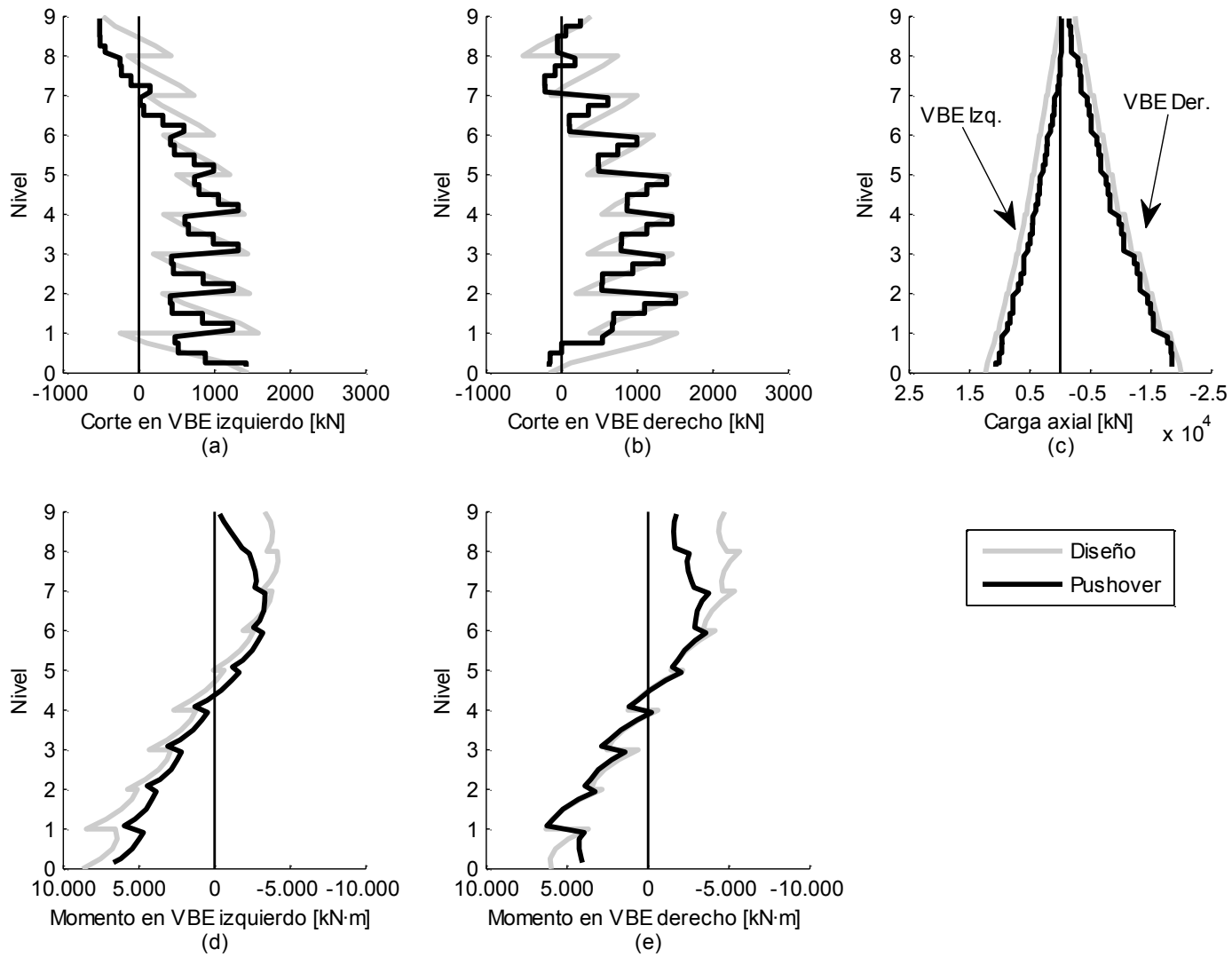
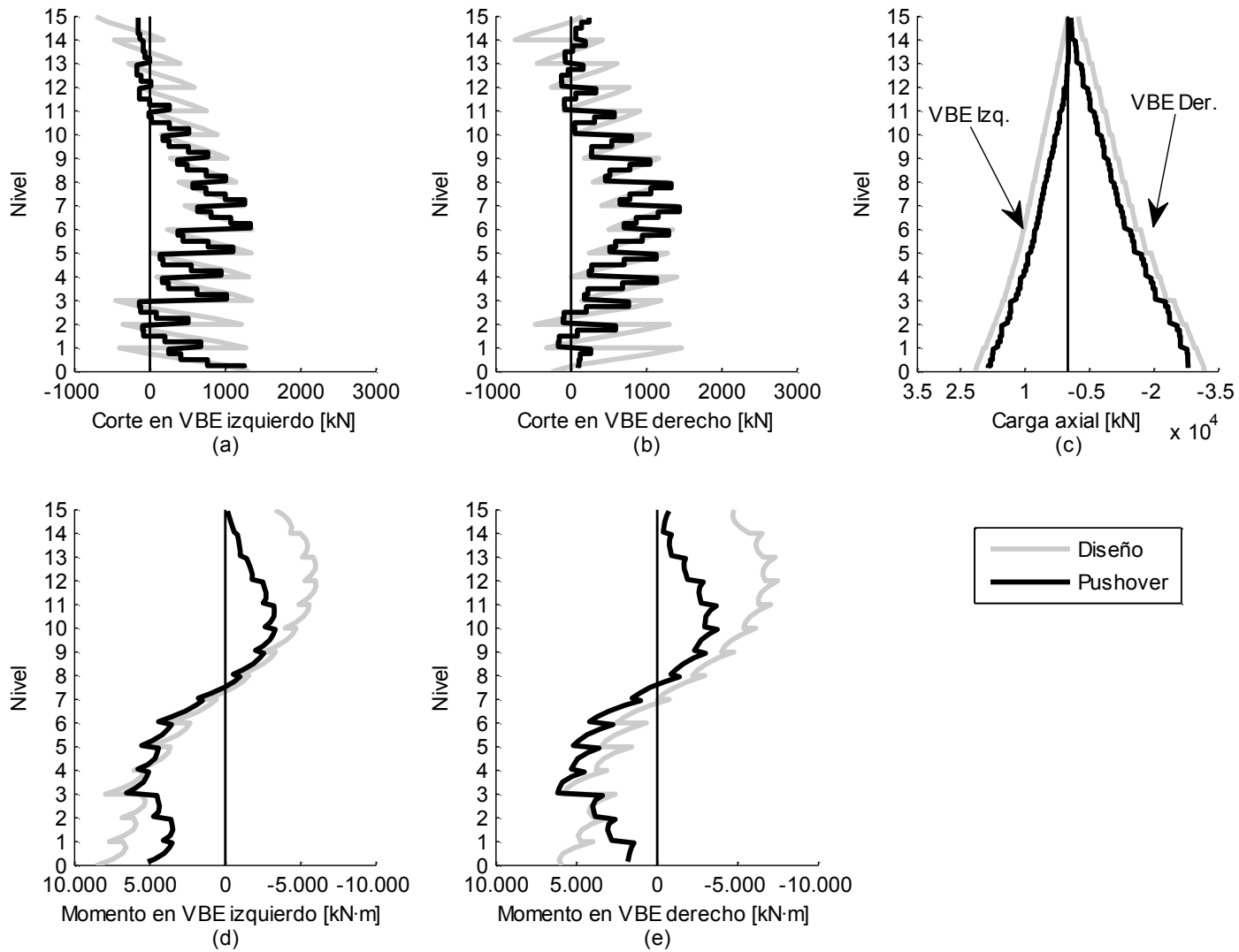


Figura A-1. Diagramas de esfuerzos en VBEs para edificio de 3 niveles (pushover y de diseño).



**Figura A-2.** Diagramas de esfuerzos en VBEs para edificio de 9 niveles (pushover y de diseño).



**Figura A-3.** Diagramas de esfuerzos en VBEs para edificio de 15 niveles (pushover y de diseño).

### A.3 Elementos de OCBF

A continuación se presentan los parámetros más representativos de los diseños efectuados utilizando el sistema OCBF.

#### A.3.1 Fuerzas para el diseño de arriostramientos

Se muestra el peso sísmico, el coeficiente de estabilidad, el factor de amplificación de los desplazamientos, las cargas de compresión y tracción de diseño ( $P_{ubr}^{(-)}$  y  $P_{ubr}^{(+)}$ , respectivamente) para los arriostramientos, junto al perfil seleccionado, en cada piso de las 3 estructuras provistas con marcos arriostrados (Tabla A-17, Tabla A-18 y Tabla A-19). Todos los parámetros han sido definidos previamente en los capítulos 2 y 3.

**Tabla A-17.** Fuerzas de diseño y perfil de arriostramientos en CBF03.

Nivel	$W_s$ [kN]	$\theta$	$f_{P-A}$	$P_{ubr}^{(-)}$ [kN]	$P_{ubr}^{(+)}$ [kN]	Perfil arriostramiento
1	10318	0.01	1.01	-1610	1383	□200×200×12
2	10263	0.01	1.01	-1272	1134	□200×150×12
3	9345	0.01	1.01	-868	789	□150×150×10

**Tabla A-18.** Fuerzas de diseño y perfil de arriostramientos en CBF09.

Nivel	$W_s$ [kN]	$\theta$	$f_{P-A}$	$P_{ubr}^{(-)}$ [kN]	$P_{ubr}^{(+)}$ [kN]	Perfil arriostramiento
1	10514	0.02	1.02	-1482	1110	□200×200×12
2	10485	0.02	1.02	-1283	998	□200×200×12
3	10463	0.02	1.03	-1094	804	□200×150×12
4	10356	0.03	1.03	-842	639	□200×150×10
5	10379	0.03	1.03	-749	584	□150×150×10
6	10285	0.02	1.02	-726	556	□150×150×8
7	10237	0.02	1.02	-673	552	□150×150×8
8	10225	0.01	1.01	-629	527	□150×150×8
9	9309	0.01	1.01	-480	404	□150×150×8



**Tabla A-19.** Fuerzas de diseño y perfil de arriostramientos en CBF15.

Nivel	$W_s$ [kN]	$\theta$	$f_{p-A}$	$P_{ubr}^{(-)}$ [kN]	$P_{ubr}^{(+)}$ [kN]	Perfil arriostramiento
1	11016	0.02	1.02	-1815	1380	□200×200×14
2	10958	0.02	1.02	-1605	1263	□200×200×14
3	10951	0.02	1.02	-1539	1133	□200×200×14
4	10813	0.03	1.03	-1298	980	□200×200×14
5	10831	0.03	1.03	-1086	793	□200×150×12
6	10680	0.03	1.03	-977	745	□200×150×12
7	10591	0.03	1.03	-952	665	□200×150×10
8	10560	0.03	1.03	-879	644	□200×150×10
9	10543	0.03	1.03	-836	629	□200×150×10
10	10459	0.03	1.03	-784	608	□200×150×10
11	10471	0.03	1.03	-723	580	□150×150×10
12	10376	0.02	1.02	-704	557	□150×150×10
13	10317	0.02	1.02	-682	533	□150×150×10
14	10300	0.01	1.01	-604	489	□150×150×10
15	9404	0.01	1.01	-406	340	□150×150×10

### A.3.2 Fuerzas para el diseño de vigas y columnas

En Tabla A-20, Tabla A-21 y Tabla A-22 se resumen los resultados principales del diseño de vigas y columnas en CBFs. Se incluyen las carga axial, de momento y de corte ( $P_u$ ,  $M_u$  y  $V_u$ , respectivamente) sobre vigas (con subíndice  $b$ ) y columnas (con subíndice  $c$ ). Estas cargas han sido determinadas siguiendo el lineamiento descrito en el capítulo 2, salvo las fuerzas de momento y corte para el diseño de columnas, las cuales provienen del modelo para diseño hecho en SAP2000, pues el esquema de diseño por capacidad para columnas de CBF, seguido en este trabajo, no entrega valores para dichas fuerzas (sólo estima la carga de compresión). También se incluyen los datos del perfil seleccionado en cada caso. La Tabla A-23 contiene las dimensiones de los perfiles W especificados para las columnas.

**Tabla A-20.** Fuerzas de diseño y perfiles para vigas y columnas en CBF03.

Nivel	$P_{ub}$ [kN]	$V_{ub}$ [kN]	$M_{ub}$ [kN·m]	Perfil viga	$P_{uc}$ [kN]	$V_{uc}$ [kN]	$M_{uc}$ [kN·m]	Perfil columna
1	390	269	856	H400×250×28×6	3887	7	0	W310×143
2	417	46	81	H400×200×12×5	3289	14	-24	W310×143
3	640	492	1634	H600×300×28×8	663	11	-39	W310×143

**Tabla A-21.** Fuerzas de diseño y perfiles para vigas y columnas en CBF09.

Nivel	$P_{ub}$ [kN]	$V_{ub}$ [kN]	$M_{ub}$ [kN·m]	Perfil viga	$P_{uc}$ [kN]	$V_{uc}$ [kN]	$M_{uc}$ [kN·m]	Perfil columna
1	266	218	679	H400×250×20×6	10488	22	0	W360×314
2	390	46	81	H400×200×12×5	9879	20	-72	W360×314
3	329	276	879	H400×250×28×6	6853	18	-41	W360×314
4	278	46	81	H400×200×12×5	6528	18	-78	W360×216
5	250	222	691	H400×250×22×6	4297	16	-39	W360×216
6	130	46	81	H400×200×12×5	3990	14	-65	W360×216
7	130	136	395	H400×250×14×6	2389	12	-30	W310×107
8	130	46	81	H400×200×12×5	2172	10	-30	W310×107
9	520	407	1337	H600×300×20×8	576	5	-34	W310×107

**Tabla A-22.** Fuerzas de diseño y perfiles para vigas y columnas en CBF15.

Nivel	$P_{ub}$ [kN]	$V_{ub}$ [kN]	$M_{ub}$ [kN·m]	Perfil viga	$P_{uc}$ [kN]	$V_{uc}$ [kN]	$M_{uc}$ [kN·m]	Perfil columna
1	306	254	789	H400×250×25×8	20667	34	0	W360×551
2	306	55	96	H400×200×12×5	19981	41	-84	W360×551
3	306	254	789	H400×250×25×8	16505	29	-30	W360×551
4	552	55	96	H400×200×12×5	16258	26	-76	W360×463
5	224	210	636	H400×250×18×6	12786	37	-33	W360×463
6	329	55	96	H400×200×12×5	12545	27	-85	W360×463
7	189	186	551	H400×250×18×6	9924	25	-26	W360×262
8	189	55	96	H400×200×12×5	9691	21	-63	W360×262
9	189	186	551	H400×250×18×6	7450	23	-13	W360×262
10	278	55	96	H400×200×12×5	7217	24	-59	W360×216
11	160	166	484	H400×250×14×6	4978	17	-16	W360×216
12	160	55	96	H400×200×12×5	4748	19	-48	W360×216
13	160	166	484	H400×250×14×6	2819	6	-12	W310×107
14	160	55	96	H400×200×12×5	2594	13	-10	W310×107
15	640	501	1648	H600×300×25×10	670	7	-26	W310×107

**Tabla A-23.** Dimensiones de perfiles W usados para columnas en CBFs.

Perfil	$d$ [mm]	$b_f$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	Peso [kgf/m]
W360×551	455	419	67.6	42.2	551
W360×463	434	411	57.4	35.8	463
W360×314	399	401	39.6	24.9	314
W360×262	386	399	33.3	21.1	262
W360×216	376	394	27.7	17.3	216
W310×143	323	310	22.9	14	143
W310×107	312	305	17	10.9	107

## ANEXO B: AMPLIFICACIÓN DE ACELEROGRAMAS

Los análisis de historia de respuesta efectuados para este trabajo requirieron amplificar los registros de aceleración, tanto para el análisis dinámico incremental (IDA) de SPSWs como para el estudio del comportamiento de SPSW y CBF. En este anexo se precisan ciertos aspectos del esquema de amplificación para ambos tipos de análisis.

### B.1 Amplificación de acelerogramas para trazado de curvas IDA

Para el escalamiento de acelerogramas que requiere la ejecución de este tipo de análisis, se utilizó un algoritmo que permite realizar el trazado de cada curva en una manera más eficiente. Éste es denominado *Hunt & Fill* y es descrito (en términos generales) en [53] y mediante un ejemplo en [54]. Los pasos que se sigue al usar dicho algoritmo son listados a continuación (*IM* corresponde a la medida de intensidad del registro):

1. Analizar la estructura en el rango elástico del comportamiento y luego escalar incrementalmente los registros (en incrementos de *IM* cada vez mayores) hasta llegar a un punto de colapso
2. Ejecutar análisis que permitan acotar la capacidad de colapso en términos de *IM*, dentro de una determinada tolerancia
3. Proceder a “llenar” los intervalos más grandes de *IM*, con análisis adicionales, hasta completar el número máximo de análisis establecido

En [53] se propone que el análisis elástico corresponda al de una intensidad de  $IM = 0.005 g$ , teniendo a  $S_a$  como medida de la intensidad. El paso 1 supone utilizar factores de amplificación que se ordenen en alguna progresión creciente. En este trabajo se usó el mismo esquema mostrado en [53], el cual consiste en un incremento constante de *IM* ( $\Delta IM$ ) entre análisis sucesivos y otro proporcional al número de análisis que se ejecuta ( $\delta IM \times (k-2)$  para análisis *k*-ésimo, ver Tabla B-1). Para este trabajo, mediante pruebas preliminares, se determinaron valores de  $\Delta IM = 0.125 g$  y  $\delta IM = 0.085 g$  (aunque esto se modificó en algunos casos, según los resultados obtenidos). En el paso 2 se obtienen valores de *IM* a partir del último análisis en que se obtuvo convergencia (mayor valor de *IM* con convergencia) y del análisis en que se detectó un colapso (menor valor de *IM* con colapso). Esto se muestra en la Tabla B-1, la cual contiene los cálculos que generó el algoritmo para el análisis del modelo SPSW03 y el registro N° 16. Se observa que, en el análisis N° 8, el valor de *IM* calculado corresponde a un punto ubicado entre el último análisis convergido y el análisis sin convergencia, pero más cerca del primero, de alguna manera

inclinando el estudio hacia los análisis convergentes, debido a que estos últimos son más relevantes y los otros son básicamente descartados [53]. La tolerancia usada es de 10% del valor de  $IM$  de colapso, en el ejemplo de Tabla B-1:  $IM = 1.541$  g está dentro del rango  $1.663 \pm 0.16$  g, siendo 1.663 g el menor valor que indica colapso en este caso y 0.16 g el 10% de su valor. La tolerancia del 10% adoptada en este trabajo de título es la misma usada en [53], la cual se basa en observaciones empíricas, a partir de los estudios hechos por los autores correspondientes.

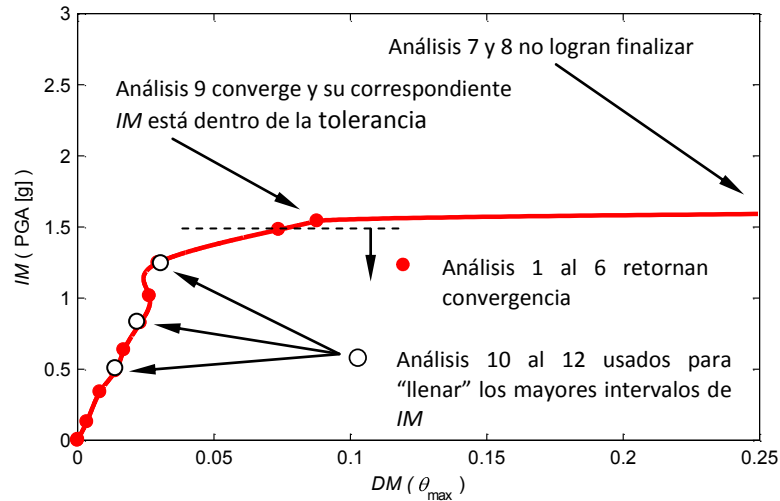
Por último, en el paso 33, se ubican puntos entre los intervalos más grandes de  $IM$ , que dado el esquema de escalamiento, corresponden a los últimos análisis antes del punto de colapso. Esto pretende definir de mejor manera la curva y detectar posibles puntos de colapso en menores valores de intensidad (fenómeno denominado “resurrección estructural” por los autores de [53] y [54]). En el ejemplo descrito en la Tabla B-1, esto se hace en los análisis 10 a 12, tomando el punto medio de los distintos intervalos.

**Tabla B-1.** Ejemplo de cálculos efectuados por algoritmo de escalamiento (adaptado de [53]).

N° análisis	Valor de $IM$ ( PGA [g] )	Valor de $DM$ ( $\theta_{max}$ )
1	0.005	0.01%
2	$0.005 + 0.125 = 0.130$	0.3%
3	$0.130 + 0.125 + 1 \times 0.085 = 0.340$	0.8%
4	$0.340 + 0.125 + 2 \times 0.085 = 0.635$	1.7%
5	$0.635 + 0.125 + 3 \times 0.085 = 1.015$	2.6%
6	$1.015 + 0.125 + 4 \times 0.085 = 1.480$	7.4%
7	$1.480 + 0.125 + 5 \times 0.085 = 2.030$	No converge ( $\theta_{max} = 61.4\%$ )
8	$1.480 + (2.030 - 1.480) / 3 = 1.663$	No converge ( $\theta_{max} = 6.6\%$ )
9	$1.480 + (1.663 - 1.480) / 3 = 1.541$	8.8%
10	$(1.480 + 1.015) / 2 = 1.248$	3.0%
11	$(1.015 + 0.635) / 2 = 0.825$	2.3%
12	$(0.635 + 0.340) / 2 = 0.488$	1.4%

Los puntos generados utilizando este algoritmo se muestran en la Figura B-1. Las líneas que conectan dichos puntos corresponden a una interpolación cúbica, la que supone una mejor aproximación a la curva IDA ([53] y [54]). En este trabajo se asigna un valor de  $\theta_{max} = 100\%$  a los puntos en los que no se obtiene la convergencia (notar que el análisis N° 7 entrega un valor cercano a 100%, pero no así el N° 8) para generar la curva IDA. Estos puntos son descartados en el cálculo de la capacidad de colapso.

Cabe destacar que no se ha tenido acceso al código computacional original utilizado por los autores de la referencias anteriores, por lo que para este trabajo de título, a partir del ejemplo mostrado en [54] se escribió una rutina que pudiese simular el algoritmo, utilizando OpenSees para la ejecución de los análisis.



**Figura B-1.** Esquema del algoritmo de escalamiento usado en IDA.

## B.2 Amplificación de acelerogramas para análisis RHA comparativo

Para el análisis de cada modelo, cada registro de aceleración fue amplificado de manera que éste produjera un valor de aceleración espectral  $S_a(T_1, 5\%)$ , en el período fundamental del modelo analizado, a lo menos igual al valor de aceleración espectral que el percentil del 50% del conjunto de registros (sin escalar) posee en dicho período (ver Figura 4-8).

La Tabla B-2 contiene los valores de  $S_a$  de cada registro para cada modelo y también el valor de la mediana de los registros. También se incluyen los factores de amplificación usados, que corresponden al máximo entre 1.0 y la razón entre la aceleración espectral de la mediana de los registros y del registro individual (no se reduce la intensidad de los registros).

Tabla B-2. Aceleración espectral y factor de amplificación para cada registro y modelo.

Registro	Nombre	PGA [g]	$S_a(T_1, 5\%)$ [g]						Factor de amplificación del registro					
			Modelo SPSW03	Modelo SPSW09	Modelo SPSW15	Modelo CBF03	Modelo CBF09	Modelo CBF15	Modelo SPSW03	Modelo SPSW09	Modelo SPSW15	Modelo CBF03	Modelo CBF09	Modelo CBF15
1	LLO_S80E	0.406	1.063	0.306	0.063	1.121	0.123	0.039	1.000	1.000	1.549	1.000	1.390	1.426
2	LLO_N10E	0.654	1.436	0.449	0.241	1.323	0.301	0.104	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	VEN_NS	0.213	0.400	0.351	0.059	0.353	0.112	0.029	1.617	1.000	1.665	1.804	1.523	1.921
4	VEN_EW	0.233	0.450	0.433	0.088	0.472	0.170	0.058	1.439	1.000	1.109	1.350	1.005	1.000
5	VIN_N70W	0.216	0.465	0.282	0.063	0.414	0.189	0.034	1.393	1.000	1.540	1.539	1.000	1.627
6	VIN_S20W	0.354	0.579	0.365	0.122	0.527	0.205	0.063	1.118	1.000	1.000	1.208	1.000	1.000
7	ILLA_C1_L	0.273	0.292	0.079	0.028	0.318	0.044	0.019	2.220	3.127	3.495	2.002	3.918	2.929
8	ILLA_C3_T	0.349	0.315	0.077	0.032	0.363	0.045	0.021	2.052	3.226	3.041	1.753	3.804	2.618
9	CUR_C1_L	0.142	0.152	0.020	0.009	0.135	0.015	0.008	4.261	12.215	10.697	4.722	11.226	6.919
10	CUR_C3_T	0.108	0.100	0.030	0.010	0.097	0.016	0.005	6.473	8.205	9.622	6.540	10.838	10.393
11	PICA_NS	0.734	0.835	0.237	0.105	1.183	0.159	0.086	1.000	1.047	1.000	1.000	1.077	1.000
12	PICA_EW	0.543	0.745	0.251	0.059	0.746	0.119	0.052	1.000	1.000	1.662	1.000	1.434	1.072
13	IQUI_EW	0.227	0.540	0.214	0.047	0.524	0.081	0.044	1.200	1.159	2.061	1.216	2.099	1.263
14	IQUI_NS	0.216	0.419	0.093	0.049	0.430	0.079	0.027	1.544	2.683	1.976	1.482	2.161	2.073
15	MEJI_EW	0.398	0.716	0.227	0.381	0.909	0.180	0.159	1.000	1.096	1.000	1.000	1.000	1.000
16	MEJI_NS	0.421	0.993	0.246	0.168	0.970	0.172	0.080	1.000	1.010	1.000	1.000	1.000	1.000
17	CRSM_EW	0.488	1.547	0.277	0.229	1.507	0.292	0.115	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
18	CRSM_NS	0.560	1.722	0.174	0.122	1.223	0.175	0.109	1.000	1.426	1.000	1.000	1.000	1.000
19	HCUR_EW	0.413	0.973	0.374	0.167	1.113	0.293	0.081	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	HCUR_NS	0.474	0.769	0.424	0.164	0.760	0.285	0.073	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
21	VINAM_NS	0.352	1.249	0.446	0.090	1.195	0.189	0.051	1.000	1.000	1.086	1.000	1.000	1.098
22	VINAM_EW	0.338	0.806	0.624	0.174	0.840	0.276	0.122	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
23	FCFM_EW	0.162	0.365	0.237	0.123	0.438	0.217	0.067	1.774	1.049	1.000	1.455	1.000	1.000
24	FCFM_NS	0.167	0.439	0.223	0.119	0.485	0.144	0.053	1.474	1.116	1.000	1.314	1.185	1.040
Percentil 50%			0.647	0.248	0.098	0.637	0.171	0.055						

# ANEXO C: PROBABILIDAD DE COLAPSO A PARTIR DE DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL

## C.1 Variable aleatoria lognormal

**Definición** (*variable aleatoria continua con distribución lognormal*) [38]:

Sea  $W$  una variable aleatoria con distribución normal, cuya media es  $\mu$  y varianza es  $\sigma^2$ , entonces  $X = \exp(W)$  es una variable aleatoria con distribución *lognormal* y su función de densidad de probabilidad está dada por:

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{[\ln(x) - \mu]^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (\text{C-1})$$

Se usa la notación:  $X \sim \ln N(\mu, \sigma^2)$ .

En este trabajo se ha hecho uso de las siguientes propiedades de  $X \sim \ln N(\mu, \sigma^2)$ :

- La mediana de  $X$  es:

$$\exp(\mu) \quad (\text{C-2})$$

- La distribución de probabilidad acumulada de  $X$  es:

$$F_X(x) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sqrt{2}\sigma}\right) \quad (\text{C-3})$$

## C.2 Cálculo de la probabilidad de colapso en metodología FEMA P695

La metodología propuesta por FEMA P695 define la capacidad de colapso como  $S_{CT} = \lambda_{TOT} \hat{S}_{CT}$ , en que  $\hat{S}_{CT}$  es la mediana de las capacidades de colapso según el conjunto de registros de aceleración usado y  $\lambda_{TOT}$  es una variable aleatoria con distribución lognormal, mediana igual a 1 y desviación estándar lognormal  $\beta_{TOT}$  [10]. A partir de esto se evalúa la probabilidad de que  $S_{CT}$  sea inferior a un determinado nivel de sollicitación,  $S_{MT}$  (ver capítulo 2). Es decir, se calcula el valor de:

$$\begin{aligned}
P &= P(S_{CT} \leq S_{MT}) \\
&= F_{S_{CT}}(S_{MT})
\end{aligned}
\tag{C-4}$$

Observando la definición de la capacidad de colapso, la probabilidad que define (C-4) puede ser calculada usando la variable  $\lambda_{TOT}$  como:

$$\begin{aligned}
P &= P(S_{CT} \leq S_{MT}) \\
&= P\left(\frac{S_{CT}}{\hat{S}_{CT}} \leq \frac{S_{MT}}{\hat{S}_{CT}}\right) \\
&= P\left(\lambda_{TOT} \leq \frac{1}{CMR}\right)
\end{aligned}
\tag{C-5}$$

En la ecuación (C-5), el término  $CMR$  corresponde al margen de colapso, definido en [10] (ver capítulo 2). A partir de (C-2), se escribe  $\lambda_{TOT} \sim \ln N(0, \beta_{TOT}^2)$  y la probabilidad (C-5) se obtiene al evaluar:

$$P = F_{\lambda_{TOT}}\left(\frac{1}{CMR}\right)
\tag{C-6}$$



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI (2005), “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”, ACI318S-05, *American Concrete Institute*, Michigan.
2. AISC (2005a), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
3. AISC (2005b), “Commentary on the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
4. AISC (2005c), “Specification for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
5. AISC (2005d), “Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
6. AISC (2006), “Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls”, AISC 820-06, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
7. Argandoña, J. (2005), “Aplicación de Muros de Corte en Planchas de Acero en Edificios”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.
8. ASCE, 2006, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, incluyendo Suplemento N° 1, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
9. Astaneh-Asl, A. (2001), “Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls”, Steel Tip 37, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA.
10. ATC-63 (2009), “Quantification of Buildings Seismic Performance Factors”, FEMA P695/June 2009, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

11. Beltrán, J. F. y Herrera, R. (2008), “Innovaciones en el Diseño Sísmico de Estructuras de Acero”, *Revista Acero Latinoamericano*, [en línea] < <http://www.construccionenacero.com/Paginas/ArticulosyPublicaciones-Revista.aspx>> [consulta: 14 de abril de 2010].
12. Berman, J., Bruneau, M., (2008), “Capacity Design of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear Walls”, *AISC Engineering Journal*, Vol. 45, No. 1, pp. 57-71.
13. Berman, J. and Bruneau, M., (2005), “Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 2, pp. 259–267.
14. Berman, J. and Bruneau, M. (2004), “Steel Plate Shear Walls are Not Plate Girders”, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 41, No. 3, pp. 95–106.
15. Berman, J. and Bruneau, M. (2003), “Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 11, pp. 1448–1456.
16. *Blogdowntown, Llc. Development*. [en línea] < <http://blogdowntown.com/2008/10/3756-la-live-tower-structure-hailed-at-steel-industry>> [consulta: 13 de abril de 2010].
17. Brockenbrough, R. y Merritt, F. (2006), *Structural Steel Designer’s Handbook*, 4<sup>ta</sup> edición, McGraw-Hill, New York, NY.
18. Bruneau, M., Berman, J., Lopez-Garcia, D., Vian, D., (2007). “A Review of Steel Plate Shear Wall Design Requirements and Research”, *Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction*, Vol.44, No.4, pp. 27-34.
19. Bruneau, M., Whittaker, A. S. y Uang, C. M. (1998), *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill, New York, NY.
20. BSSC (2004), NEHRP “Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures”, FEMA 450-1/2003 Edition, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
21. Charney, F. (2008), “Unintended Consequences of Modeling damping in Structures”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 4, pp. 581-592.

22. Cintac. [en línea]. <<http://www.cintac.cl/pdf/Instadeck.pdf>> [consulta: 15 de febrero de 2010].
23. Computers and Structures, Inc., (2005), *SAP2000 Linear and Nonlinear*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, EE.UU.
24. Driver, R., Kulak, G., Elwi, A., Kennedy, D. (1998), “FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 121–130.
25. Engelhardt, M. (2007), “Concetrically Braced Frames”, *Teaching Principles of Seismic-Resistant Design of Building Structures*, AISC.
26. Farzad, N. (2001), *The Seismic Design Handbook*, 2<sup>da</sup> edición, Springer.
27. Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings”, Rep. 350, Washington, D.C. July.
28. *Gensler Architects. Projects*. [en línea]. <<http://www.gensler.com/#projects/73>> [consulta: 12 de abril de 2010].
29. *Google maps*. [en línea]. <<http://maps.google.cl/>> [consulta: 02 de Julio de 2010].
30. Herrera, R. (2008), Apuntes de cátedra del curso “Estructuras de Acero”, código CI52R, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
31. INN (1986), “NCh1537: Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
32. INN (1996), “NCh433: Diseño Sísmico de Edificios”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
33. Leyton, F. (2010), comunicación privada.
34. Leyton, F., Ruiz, S. y Sepúlveda, S. (2010), “Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central”, *Andean Geology*, Vol. 37, No. 2, pp. 455-472.

35. López-García, D. y Bruneau, M. (2006), “Seismic Behavior of Intermediate Beams in Steel Plate Shear Walls”, *Proceedings of the 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, California, EE.UU.
36. MacGregor, J. (1997), *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, 3<sup>o</sup> edición, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
37. Monnier, A. y Harasimowicz, A. (2007), “Shear Strength”, *Modern Steel Construction*, AISC, Enero, pp. 22-25.
38. Montgomery, C. D. y Runger, G. C. (2002), *Applied Statistics and Probability for Engineers*, 3<sup>o</sup> edición, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
39. OpenSees (2010), *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, < <http://opensees.berkeley.edu>>.
40. Portland Health & Services. Hospitals & Clinics. [en línea] < [http://www.providence.org/oregon/facilities/hospitals/providence\\_portland/default.htm](http://www.providence.org/oregon/facilities/hospitals/providence_portland/default.htm) > [consulta: 12 de abril de 2010].
41. Priestley, N., Calvi, M., Petrini, L. y Maggi, C., (2007), “Effects of Damping Modelling on Results of Time-History Analysis of RC Bridges”, 1<sup>st</sup> US-Italy Seismic Bridge Workshop, Pavia, Italia.
42. Qu, B. y Bruneau, M., (2008), “Seismic Behavior and Design of Boundary Frame Members of Steel Plate Shear Walls”, *Technical Rep. No. MCEER-08-0012*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
43. Qu, B. y Bruneau, M., (2010), “Capacity Design of Intermediate Horizontal Boundary Elements of Steel Plate Shear Walls”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 136, No. 6, pp. 665–675.
44. RENADIC (2010), *Red Nacional de Acelerógrafos Departamento de Ingeniería Civil*, Universidad de Chile. <<http://www.terremotosuchile.cl/>>.
45. Sabelli, R., Bruneau, M., Driver, R., (2008), “Steel Plate Shear Walls in the Upcoming 2010 AISC Seismic Provisions and 2009 Canadian S16”, *Structures 2008: Crossing Borders*.

46. SSN (2010), *Servicio Sismológico de la Universidad de Chile*, Departamento de Geofísica, Universidad de Chile. < <http://ssn.dgf.uchile.cl/>>.
47. Shishkin, J., Driver, R. y Grondin, G. (2005), “Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model”, *Structural Engineering Rep. No. 261*, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta.
48. Shishkin, J., Driver, R. y Grondin, G. (2009), “Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 11, pp. 1357–1366.
49. Timler, P. y Kulak, G., (1983), “Experimental Study of Steel Plate Shear Walls”, *Structural Engineering Report N° 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta. Canadá.
50. Uriz, P. y Mahin, S. (2008), “Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures”, *PEER Report 2008/08*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
51. Uriz, P., Filippou, F. y Mahin, S. (2008), “Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 4, pp. 619-628.
52. Valenzuela, R. (2007), “Aplicación de columnas compuestas CFT al diseño sísmico de edificios en Chile”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.
53. Vamvatsikos, D. y Cornell, C. (2004), “Applied Incremental Dynamic Analysis”, *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 2, pp. 523-553.
54. Vamvatsikos, D. y Cornell, C. (2002), “Incremental Dynamic Analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
55. Vian, D. y Bruneau, M. (2005), “Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Buildings Structures”, *Technical Rep. No. MCEER-05-0010*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
56. Villaverde, R. (2007), “Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 1, pp. 57-66.

57. Wilson, E. L. (2002), *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, 3° edición, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
58. Youssef, N., Wilkerson, R., Fischer, K., Tunick, D. (2009), “Seismic Performance of a 55-storey Steel Plate Shear Wall”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 19, No. 1-2, pp. 139-165.