

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Evaluación de marcos de acero arriostrados con  
elementos autocentrantes en edificios de mediana  
altura en Chile

Por  
July Andrea Fuentes Riquelme

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Enero, 2022

# Índice

Índice.....	2
Capítulo I.....	14
1.    Introducción.....	14
1.1.    Objetivos Generales.....	16
1.2.    Objetivos Específicos.....	16
1.3.    Resultados Esperados.....	16
1.4.    Metodología de trabajo.....	17
1.5.    Alcances.....	17
Capítulo II.....	18
2.    Antecedentes.....	18
2.1.    Sistemas de control de respuesta sísmica.....	18
2.2.    Acero como material estructural.....	24
2.3.    Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero.....	31
Capítulo III.....	52
3.    Diseño con la normativa vigente.....	52
3.1.    NCh433 Of.1996 Mod.2009: “Diseño sísmicos de edificios” más DS N°61: “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios”.....	53
3.2.    NCh3411 Of.2017: “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo”.....	58
3.3.    AISC 360-16: “ <i>Specification for Structural Steel Buildings</i> ”.....	62
3.4.    AISC 341-16: “ <i>Seismic Provisions for Structural Steel Buildings</i> ”.....	71
Capítulo IV.....	75
4.    Modelos de análisis.....	75
4.1.    Propiedades mecánicas de los materiales.....	76
4.2.    Combinaciones de carga.....	76
4.3.    Cargas estáticas y peso sísmico.....	77
4.4.    Parámetros sísmicos.....	78
4.5.    Edificio de 4 pisos: Análisis lineal marco <i>SCBF</i> .....	79
4.6.    Edificio de 8 pisos: Análisis lineal marco <i>SCBF</i> .....	96
4.7.    Edificio de 12 pisos: Análisis lineal marco <i>SCBF</i> .....	113
4.8.    Edificio de 4 pisos: Análisis lineal marco <i>BRB</i> .....	128
4.9.    Edificio de 8 pisos: Análisis lineal marco <i>BRB</i> .....	146
4.10.    Edificio de 12 pisos: Análisis lineal marco <i>BRB</i> .....	160
4.11.    Marcos con elementos <i>SC</i> .....	175
Capítulo V.....	177
5.    Análisis no lineal.....	177

5.1.	Introducción .....	177
5.2.	Modelación de las estructuras en <i>OpenSees</i> .....	178
5.3.	Análisis no lineal estático ( <i>Pushover</i> ) .....	188
5.4.	Análisis cíclico cuasi-estático .....	196
5.5.	Análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) .....	206
Capítulo VI.....		241
6.	Conclusiones .....	241
Referencias .....		244
Anexos .....		250
8.1.	Anexo A: Valores de $R_y$ y $R_t$ para el acero – AISC341-16.....	250
8.2.	Anexo B: Verificación de ductilidad – AISC341-16 .....	251
8.3.	Anexo C: Verificación sección esbelta – compacta – AISC360-16.....	255
8.4.	Anexo D: Verificación de resistencia – AISC360 – 16 .....	261
8.5.	Anexo E: Diseño de conexiones – AISC360-16.....	275
8.6.	Anexo F: Drifts mediante NCh433 Of.96 Mod.2009 + D.S. 61 .....	286
8.7.	Anexo G: Selección de área suministrada y elección y propiedades de la funda de acero según [85] .....	294
8.8.	Anexo H: Nomenclatura de riostras para el modelo en <i>OpenSees</i> .....	296
8.9.	Anexo I: Planos de conexión viga – columna y riostra .....	301

## Lista de Figuras

Figura 1.1: Vista de una riostra <i>BRB</i> [9].....	15
Figura 1.2: Mecanismos <i>SCED</i> [7].....	15
Figura 2.1: Diagrama del funcionamiento básico de un sistema convencional [19].....	19
Figura 2.2: Diagrama del funcionamiento de un sistema activo [11].....	19
Figura 2.3: Esquema de estructura con sistema de control activo [15].....	20
Figura 2.4: Esquema de estructura con sistema de control semiactivo [11].....	21
Figura 2.5: Diagrama sobre el funcionamiento del sistema pasivo [11].....	21
Figura 2.6: Comparación de respuesta sísmica de un edificio sin aislamiento basal y del mismo edificio con aislamiento basal [11].....	22
Figura 2.7: Disminución de la aceleración espectral por incorporación del aislador sísmico, adaptado de [26].....	23
Figura 2.8: Comparación de respuesta sísmica de un edificio sin disipadores de energía y del mismo edificio con disipadores de energía [11].....	23
Figura 2.9: Curva Esfuerzo – Deformación del acero dulce (dúctil) [34].....	26
Figura 2.10: Curvas características de esfuerzo – deformación a temperatura ambiente según la calidad de acero: a) A36, b) A572 y c) A572, basada de [36], obtenida de [33].....	27
Figura 2.11: Efecto de carga y descarga en uno o ambos sentidos sobre el acero [22].....	28
Figura 2.12: Diagrama esfuerzo – deformación de un sistema inelástico [9].....	29
Figura 2.13: (a) Diagrama de fuerza axial vs desplazamiento axial de una riostra sometida a carga axial cíclica [9] y (b) envolvente de histéresis para perfiles con diferentes relaciones de esbeltez [39].....	30
Figura 2.14: Configuraciones típicas de sistemas de marcos resistentes a momento [46].....	32
Figura 2.15: Configuraciones típicas de sistemas de marcos arriostrados [46].....	32
Figura 2.16: Marco con diagonales concéntricas más detalle del nudo, adaptada de [48].....	33
Figura 2.17: Configuraciones típicas para marcos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) diagonales, (c) en V, (d) en V invertida o Chevron [9].....	34
Figura 2.18: Configuraciones prohibidas para <i>SCBF</i> , de la f) a la g): tipo K y doble K, respectivamente; de la h) a la i): diagonal sola; j) Tipo Knee [31].....	34
Figura 2.19: Efecto de piso blando en edificio, adaptada de [52].....	35
Figura 2.20: Distribución de arriostramientos en marcos [48].....	35
Figura 2.21: Diagrama Esfuerzo-Deformación de una riostra sometida a carga axial cíclica y deformación lateral de la riostra sometida a compresión junto a sus variables estáticas y cinemáticas [31].....	36
Figura 2.22: Ejemplo de un pórtico con riostras de pandeo restringido donde se observa que la conexión es concéntrica [9].....	38
Figura 2.23: Relación $P - \delta$ medida experimentalmente en riostras de perfil I con esbeltez de: (a) 120, (b) 80 y (c) 40 [39].....	39
Figura 2.24: Ejemplo de riostra restringida por pandeo más secciones típicas de las riostras de pandeo restringido, adaptado de [31] [9].....	40
Figura 2.25: Componentes del <i>BRB</i> [31].....	41
Figura 2.26: Comparación de los ciclos de histéresis de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido [31].....	41
Figura 2.27: Comportamiento histerético de un marco autocentrante [69].....	43
Figura 2.28: Comportamiento de los grupos de alambres <i>SMA</i> [70].....	44
Figura 2.29: Esquema de vista lateral e isométrica del dispositivo [70].....	44
Figura 2.30: (a) Grupo de recentrado basado en alambres superelásticos de austenita y (b) grupo disipador basados en bucles de alambres de austenita pretensados, adaptada de [70].....	45
Figura 2.31: Histéresis del dispositivo <i>MANSIDE</i> [70].....	45
Figura 2.32: Prototipo <i>SCED</i> a gran escala y probado; (a) Vista 3D, (b) Vista en planta y (c) prototipo en máquina de prueba universal [7].....	46
Figura 2.33: Respuesta fuerza – deflexión del prototipo <i>SCED</i> bajo cargas cuasi-estáticas [7].....	47

Figura 2.34: Componentes del sistema <i>SC-BRB</i> [71].	48
Figura 2.35: Histéresis del sistema <i>SC-BRB</i> bajo un análisis cuasi estático [71].	48
Figura 2.36: Dibujo esquemático del sistema de arriostramiento <i>PS-SCED</i> [72].	49
Figura 2.37: (a) Respuesta histerética teórica de la riostra <i>PS-SCED</i> y (b) Respuesta histerética post-pruebas de riostra <i>PS-SCED</i> [72].	50
Figura 2.38: Fabricación y montaje de muestra de riostra <i>PS-SCED</i> [72].	50
Figura 3.1: Espectros de diseño según la NCh3411 para: suelo D, zona sísmica 3 y categoría 1..	60
Figura 4.1: Vista transversal de losa colaborante más capa de hormigón [79].	75
Figura 4.2: Sección transversal perfil W [80].	75
Figura 4.3: Vista isométrica del edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .	79
Figura 4.4: Vista en planta del edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .	80
Figura 4.5: Vista en elevación del eje 6 del edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .	80
Figura 4.6: Vista isométrica del edificio de 4 pisos con sistema <i>SCBF</i> .	85
Figura 4.7: Espectro de diseño según [43] - edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .	86
Figura 4.8: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .	87
Figura 4.9: <i>Drifts</i> con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marcos <i>SCBF</i> .	88
Figura 4.10: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .	88
Figura 4.11: Medidas del marco arriostrado externo para la obtención de $\theta$ .	91
Figura 4.12: a) marco tipo con arriostramientos externos en X, b) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles impar (nivel i) y c) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles par (nivel j) – modificada de [31].	92
Figura 4.13: Diagrama de cuerpo libre para el diseño por capacidad de columnas – marco <i>SCBF</i> : a) nivel impar, b) nivel par y c) último nivel.	94
Figura 4.14: Vista isométrica del edificio de 8 pisos.	96
Figura 4.15: Vista en planta del edificio de 8 pisos.	97
Figura 4.16: a) Vista en elevación del eje 6 y b) Vista en elevación del eje 5 - edificio de 8 pisos.	98
Figura 4.17: Espectro de diseño según [84] - edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .	103
Figura 4.18: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .	104
Figura 4.19: <i>Drifts</i> con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marcos <i>SCBF</i> .	105
Figura 4.20: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .	105
Figura 4.21: Medidas del marco arriostrado interno para la obtención de $\theta$ .	109
Figura 4.22: a) marco tipo con arriostramientos internos en X, b) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles impar (nivel i) y c) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles par (nivel j) – modificada de [31].	110
Figura 4.23: Vista isométrica del edificio de 12 pisos.	113
Figura 4.24: Vista en planta del edificio de 12 pisos.	114
Figura 4.25: a) Vista en elevación del eje 6 y b) vista en elevación del eje 5 – edificio de 12 pisos	115
Figura 4.26: Espectro de diseño según [84] - edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .	120
Figura 4.27: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .	121
Figura 4.28: <i>Drifts</i> con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marcos <i>SCBF</i> .	122
Figura 4.29: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .	122
Figura 4.30: Deformación de un marco <i>BRB</i> con una diagonal simple [85].	128
Figura 4.31: Modelo para el análisis estructural con las 3 regiones de un miembro <i>BRB</i> [85].	129
Figura 4.32: Marco tipo <i>BRB</i> del cual se obtuvo la deformación límite de la riostra, adaptada de [85].	132
Figura 4.33: Vista isométrica del edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> .	136
Figura 4.34: Vista en elevación del eje 6 del edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> .	137
Figura 4.35: Espectro de diseño según NCh433 - edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> .	140

Figura 4.36: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> .	141
Figura 4.37: <i>Drifts</i> con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marcos <i>BRB</i> .	142
Figura 4.38: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y– edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> .	142
Figura 4.39: Curva que determina los parámetros de $\beta$ y $\omega$ , respectivamente [85].	144
Figura 4.40: Vista isométrica del edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> .	151
Figura 4.41: Espectro de diseño según NCh433 - edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> .	154
Figura 4.42: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> .	155
Figura 4.43: <i>Drifts</i> con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marcos <i>BRB</i> .	156
Figura 4.44: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> .	156
Figura 4.45: Vista isométrica del edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> .	166
Figura 4.46: Espectro de diseño según NCh433 - edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> .	168
Figura 4.47: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> .	169
Figura 4.48: <i>Drifts</i> con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marcos <i>BRB</i> .	170
Figura 4.49: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> .	171
Figura 5.1: Modelos idealizados de elementos viga-columna con distinta plasticidad [86].	178
Figura 5.2: (a) Vista en planta del edificio de 4 pisos y selección de eje a modelar y (b) Vista en planta para los edificios de 8 y 12 pisos y selección de ejes a modelar.	179
Figura 5.3: Representaciones gráficas de los modelos construidos en programa <i>OpenSees</i> para los edificios de: (a) 4 pisos, (b) 8 pisos y (c) 12 pisos, respectivamente.	180
Figura 5.4: (a) Distribución de las fibras para las secciones W [88] y (b) material Steel02 [89].	181
Figura 5.5: (a) Discretización de la sección circular con 2 fibras en la dirección radial y 30 fibras en la dirección circunferencial y (b) Imperfección geométrica inicial de la riostra [41].	182
Figura 5.6: Comparación de la respuesta numérica del <i>BRB</i> y los resultados experimentales bajo carga cíclica realizado por Zsarnoczsay [90].	184
Figura 5.7: Modelo del <i>BRB</i> en <i>OpenSees</i> [90].	184
Figura 5.8: Histéresis del material autocentrante en <i>OpenSees</i> [67].	186
Figura 5.9: Modelo histerético del sistema autocentrante [78].	187
Figura 5.10: Curva de capacidad o <i>pushover</i> (Desplazamiento de techo vs Corte basal) [92].	188
Figura 5.11: Análisis incremental del edificio <i>SCBF</i> – Edificio de 4 pisos.	190
Figura 5.12: Análisis incremental del edificio <i>BRB</i> – Edificio de 4 pisos.	191
Figura 5.13: Análisis incremental del edificio <i>SC</i> – Edificio de 4 pisos.	191
Figura 5.14: Análisis incremental del edificio <i>SCBF</i> – Edificio de 8 pisos.	192
Figura 5.15: Análisis incremental del edificio <i>BRB</i> – Edificio de 8 pisos.	193
Figura 5.16: Análisis incremental del edificio <i>SC</i> – Edificio de 8 pisos.	193
Figura 5.17: Análisis incremental del edificio <i>SCBF</i> – Edificio de 12 pisos.	194
Figura 5.18: Análisis incremental del edificio <i>BRB</i> – Edificio de 12 pisos.	195
Figura 5.19: Análisis incremental del edificio <i>SC</i> – Edificio de 12 pisos.	195
Figura 5.20: Protocolo de desplazamiento 1.	196
Figura 5.21: Protocolo de desplazamiento 2.	197
Figura 5.22: Protocolo de desplazamiento 3.	197
Figura 5.23: Análisis cuasiestático cíclico (a) <i>SCBF</i> , (b) <i>BRB</i> y (c) <i>SC</i> – riostra edificio de 4 pisos.	200
Figura 5.24: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 8 pisos – <i>SCBF</i> .	201
Figura 5.25: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 8 pisos – <i>BRB</i> .	201
Figura 5.26: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 8 pisos – <i>SC</i> .	202

Figura 5.27: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 12 pisos – SCBF.....	204
Figura 5.28: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 12 pisos – SCBF.....	204
Figura 5.29: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 12 pisos – BRB.....	205
Figura 5.30: (a) Registro de Constitución, componente longitudinal, (b) registro de Concepción, componente longitudinal y (c) registro de Viña del Mar, componente este-oeste.....	206
Figura 5.31: Histéresis SCBF, registro de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar – Edificio de 4 pisos.....	208
Figura 5.32: Histéresis BRB, registro de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar – Edificio de 4 pisos.....	209
Figura 5.33: Histéresis SC, registro de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar – Edificio de 4 pisos.....	210
Figura 5.34: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Constitución – Edificio de 8 pisos.....	211
Figura 5.35: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Concepción – Edificio de 8 pisos.....	211
Figura 5.36: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Viña del Mar – Edificio de 8 pisos.....	212
Figura 5.37: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Constitución – Edificio de 8 pisos.....	212
Figura 5.38: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Concepción – Edificio de 8 pisos.....	213
Figura 5.39: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Viña del Mar – Edificio de 8 pisos.....	213
Figura 5.40: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Constitución – Edificio de 8 pisos.....	214
Figura 5.41: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Concepción – Edificio de 8 pisos.....	214
Figura 5.42: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Viña del Mar – Edificio de 8 pisos.....	215
Figura 5.43: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Constitución – Edificio de 12 pisos.....	216
Figura 5.44: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Concepción – Edificio de 12 pisos.....	216
Figura 5.45: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Viña del Mar – Edificio de 12 pisos.....	217
Figura 5.46: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Constitución – Edificio de 12 pisos.....	217
Figura 5.47: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Concepción – Edificio de 12 pisos.....	218
Figura 5.48: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Viña del Mar – Edificio de 12 pisos.....	218
Figura 5.49 Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Constitución – Edificio de 12 pisos.....	219
Figura 5.50: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Concepción – Edificio de 12 pisos.....	219
Figura 5.51: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Viña del Mar – Edificio de 12 pisos.....	220
Figura 5.52: Deformaciones residuales, Constitución, dirección de análisis X (a) todos los sistemas y (b) sistemas BRB y SC en detalle – 4 pisos.....	222
Figura 5.53: Deformaciones residuales, (a) Concepción y (b) Viña del Mar, dirección de análisis X – 4 pisos.....	222

Figura 5.54: Deformaciones residuales, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 8 pisos. ....	223
Figura 5.55: Deformaciones residuales, Viña del Mar, dirección de análisis X – 8 pisos. ....	224
Figura 5.56: Deformaciones residuales, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 12 pisos. ....	225
Figura 5.57: <i>Drifts</i> máximos por piso, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 4 pisos. ....	226
Figura 5.58: <i>Drifts</i> máximos por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – 4 pisos. ....	227
Figura 5.59: <i>Drifts</i> máximos por piso, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 8 pisos. ....	228
Figura 5.60: <i>Drifts</i> máximos por piso, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 12 pisos. ....	229
Figura 5.61: <i>Drifts</i> máximos por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – 12 pisos. ....	230
Figura 5.62: Envoltente de deformaciones máximas, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 4 pisos. ....	231
Figura 5.63: Envoltente de deformaciones máximas, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 8 pisos. ....	232
Figura 5.64: Envoltente de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis X – 8 pisos. ....	233
Figura 5.65: Envoltente de deformaciones máximas, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 12 pisos. ....	234
Figura 5.66: Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis X – Edificio de 4 pisos. ....	235
Figura 5.67: Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – Edificio de 4 pisos. ....	236
Figura 5.68: Aceleración máxima por piso, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – Edificio de 8 pisos. ....	237
Figura 5.69: Aceleración máxima por piso, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – Edificio de 12 pisos. ....	238
Figura 5.70: Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – Edificio de 12 pisos. ....	239
Figura 5.71: Equilibrio dinámico y efecto de velocidad en el desequilibrio de fuerzas, adaptada de [67] ....	240
Figura 8.1: Vista en planta del último piso del edificio - Ubicación <i>Joints</i> esquinas. ....	286
Figura 8.2: Dimensiones de placa <i>SCBF</i> en [mm]. ....	301
Figura 8.3: Detalle marco arriostrado externo – <i>SCBF</i> . ....	301
Figura 8.4: Detalle marcos arriostrado interno – <i>SCBF</i> . ....	302
Figura 8.5: Dimensiones placas <i>BRB</i> en [mm]. ....	302
Figura 8.6: Detalle marcos arriostrados externos – <i>BRB</i> . ....	303
Figura 8.7: Detalle marcos arriostrados internos – <i>BRB</i> . ....	303
Figura 8.8: Conexión viga columna. ....	303

## Lista de Tablas

Tabla 2.1: Sistemas de control de respuesta sísmica planteada por la ISO 3010. ....	18
Tabla 2.2: Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero – AISC341-16.....	31
Tabla 2.3: Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero – NCh433.....	31
Tabla 3.1: Zonas sísmicas y sus respectivos valores de aceleración efectiva $A_0$ . ....	53
Tabla 3.2: Clasificación sísmica del suelo y valores de parámetros que depende de esta. ....	53
Tabla 3.3: Categorías de un edificio y valor del coeficiente de importancia ( $I$ ). ....	54
Tabla 3.4: Sistemas estructurales y valores máximos de factores de modificación de respuesta. ...	54
Tabla 3.5: Definición del espectro de diseño (SDI).....	60
Tabla 4.1: Propiedades del hormigón utilizado en losa colaborante. ....	76
Tabla 4.2: Propiedades del acero. ....	76
Tabla 4.3: Sobrecarga de uso y carga permanente adicional. ....	77
Tabla 4.4: Parámetros sísmicos.....	78
Tabla 4.5: Factores de modificación utilizados. ....	78
Tabla 4.6: Perfiles a utilizar en las vigas y columnas para el edificio de 4 pisos.....	79
Tabla 4.7: Propiedades geométricas de las columnas utilizadas en el edificio de 4 pisos. ....	81
Tabla 4.8: Propiedades geométricas de las vigas. ....	81
Tabla 4.9: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	82
Tabla 4.10: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	82
Tabla 4.11: Peso por unidad de área - edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	82
Tabla 4.12: Periodos y masas equivalentes – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	82
Tabla 4.13: Valores de máximo y mínimo – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	83
Tabla 4.14: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	83
Tabla 4.15: Valores de corte basal con $R^*$ – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	83
Tabla 4.16: Valores de corte basal con $R^{**}$ – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	83
Tabla 4.17: Demanda de perfiles – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	84
Tabla 4.18: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	85
Tabla 4.19: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	87
Tabla 4.20: Esbeltes riostra tubular Yoder 10" – acero A53 Gr. B. ....	89
Tabla 4.21: Valores de $R_y$ , $F_y$ y $A_g$ – perfil tubular Yoder 10" – acero A53 Gr. B. ....	89
Tabla 4.22: Diseño por capacidad de la viga – mecanismo 1 – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	93
Tabla 4.23: Diseño por capacidad de vigas – mecanismo 2 – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ...	93
Tabla 4.24: Diseño por capacidad de las columnas – mecanismo 1 – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	95
Tabla 4.25: Diseño por capacidad de las columnas – mecanismo 2 – edificio de 4 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	95
Tabla 4.26: Perfiles a utilizar en las vigas y columnas para el edificio de 8 pisos. ....	97
Tabla 4.27: Propiedades geométricas de las columnas utilizadas en el edificio de 8 pisos. ....	99
Tabla 4.28: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	99
Tabla 4.29: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	99
Tabla 4.30: Peso por unidad de área - edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	100
Tabla 4.31: Periodos y masas equivalentes – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	100
Tabla 4.32: Valores de máximo y mínimo – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	100
Tabla 4.33: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	101
Tabla 4.34: Valores de corte basal con $R^*$ – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	101
Tabla 4.35: Valores de corte basal con $R^{**}$ – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	101
Tabla 4.36: Demanda de perfiles – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	102
Tabla 4.37: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	102
Tabla 4.38: Cortes por piso – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	103
Tabla 4.39: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> . ...	104
Tabla 4.40: Valores de $R_y$ , $F_y$ y $A_g$ de riostras. ....	106
Tabla 4.41: Esbelteces riostras externas – edificio de 8 pisos. ....	106

Tabla 4.42: Valores de $T_{max}$ , $C_{max}$ y $0,3 C_{max}$ de riostras externas – edificio de 8 pisos.....	106
Tabla 4.43: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	107
Tabla 4.44: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 2 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	107
Tabla 4.45: Diseño por capacidad de columnas principal externa– mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	108
Tabla 4.46: Diseño por capacidad de columna principal externa – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	108
Tabla 4.47: Esbelteces riostras internas – edificio de 8 pisos. ....	108
Tabla 4.48: Valores de $T_{max}$ , $C_{max}$ y $0,3 C_{max}$ de riostras internas – edificio de 8 pisos.....	109
Tabla 4.49: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	111
Tabla 4.50: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 2 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	111
Tabla 4.51: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	112
Tabla 4.52: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 2 – edificio de 8 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	112
Tabla 4.53: Perfiles a utilizar en las vigas y columnas para el edificio de 12 pisos. ....	114
Tabla 4.54: Propiedades geométricas de las columnas utilizadas en el edificio de 12 pisos. ....	116
Tabla 4.55: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	116
Tabla 4.56: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	116
Tabla 4.57: Peso por unidad de área - edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	117
Tabla 4.58: Periodos y masas equivalentes – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	117
Tabla 4.59: Valores de máximo y mínimo – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	118
Tabla 4.60: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	118
Tabla 4.61: Valores de corte basal con $R^*$ – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	118
Tabla 4.62: Demanda de perfiles – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	119
Tabla 4.63: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	119
Tabla 4.64: Cortes por piso – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> . ....	120
Tabla 4.65: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> ..	121
Tabla 4.66: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	123
Tabla 4.67: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	124
Tabla 4.68: Diseño por capacidad de columna principal externa– mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	124
Tabla 4.69: Diseño por capacidad de columna principal externa – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	125
Tabla 4.70: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	126
Tabla 4.71: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	126
Tabla 4.72: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	127
Tabla 4.73: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco <i>SCBF</i> .....	127
Tabla 4.74: Características geométricas marcos <i>BRB</i> – edificio de 4 pisos. ....	130
Tabla 4.75: Dimensiones marco. ....	131
Tabla 4.76: Carga última axial y área del núcleo de acero – edificio de 4 pisos. ....	133
Tabla 4.77: Fundas seleccionadas y su respectiva área suministradas – edificio de 4 pisos.....	134
Tabla 4.78: Verificación y cumplimiento de condición de fundas de acero – edificio de 4 pisos. ..	134
Tabla 4.79: Deformación unitaria límite de la riostra. ....	134
Tabla 4.80: Deformación unitaria de la riostra – edificio de 4 pisos. ....	135

Tabla 4.81: Verificación de condición. ....	135
Tabla 4.82: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	135
Tabla 4.83: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	136
Tabla 4.84: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	136
Tabla 4.85: Peso por unidad de área - edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	137
Tabla 4.86: Periodos y masas equivalentes – edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	138
Tabla 4.87: Corte basal mínimo y máximo según NCh3411 – edificio de 4 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	138
Tabla 4.88: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	139
Tabla 4.89: Valores de corte basal con $R^*$ – edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	139
Tabla 4.90: Valores de corte basal con $R^{**}$ – edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	139
Tabla 4.91: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	141
Tabla 4.92: Valores de $T_{max}$ y $C_{max}$ ajustados – edificio de 4 pisos. ....	143
Tabla 4.93: Diseño por capacidad en vigas – edificio de 4 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	145
Tabla 4.94: Diseño por capacidad en columnas – edificio de 4 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	145
Tabla 4.95: Características geométricas riostras externas – marcos <i>BRB</i> . ....	146
Tabla 4.96: Características geométricas riostras internas – marcos <i>BRB</i> . ....	146
Tabla 4.97: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras externas - edificio de 8 pisos. ....	147
Tabla 4.98: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras exteriores – edificio de 8 pisos. ....	147
Tabla 4.99: Deformación unitaria de la riostra externa – edificio de 8 pisos. ....	148
Tabla 4.100: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra externa – edificio 8 pisos. ....	148
Tabla 4.101: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras internas - edificio de 8 pisos. ....	149
Tabla 4.102: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras interiores – edificio de 8 pisos. ....	149
Tabla 4.103: Deformación unitaria de la riostra interna – edificio de 8 pisos. ....	150
Tabla 4.104: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra interna – edificio 8 pisos. ....	150
Tabla 4.105: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	150
Tabla 4.106: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	151
Tabla 4.107: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	152
Tabla 4.108: Peso por unidad de área - edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	152
Tabla 4.109: Periodos y masas equivalentes – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	152
Tabla 4.110: Corte basal mínimo y máximo según NCh3411 – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	153
Tabla 4.111: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	153
Tabla 4.112: Valores de corte basal con $R^*$ – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	153
Tabla 4.113: Valores de corte basal con $R^{**}$ – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	153
Tabla 4.114: Corte por niveles – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	154
Tabla 4.115: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	155
Tabla 4.116: Valores de $T_{max}$ y $C_{max}$ ajustados - marcos principales externos - edificio de 8 pisos. ....	157
Tabla 4.117: Diseño por capacidad en vigas principales externas - edificio de 8 pisos - marcos <i>BRB</i> . ....	157
Tabla 4.118: Diseño por capacidad en columnas principales externas - edificio de 8 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	158
Tabla 4.119: Valores de $T_{max}$ y $C_{max}$ ajustados - marcos principales internos - edificio de 8 pisos. ....	158
Tabla 4.120: Diseño por capacidad en vigas principales internas - edificio de 8 pisos - marcos <i>BRB</i> . ....	158
Tabla 4.121: Diseño por capacidad en columnas principales internas - edificio de 8 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	159
Tabla 4.122: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras externas - edificio de 12 pisos. ....	160
Tabla 4.123: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras exteriores – edificio de 12 pisos. ....	161
Tabla 4.124: Deformación unitaria de la riostra externa – edificio de 12 pisos. ....	161

Tabla 4.125: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra externa – edificio 12 pisos. ....	162
Tabla 4.126: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras internas - edificio de 12 pisos. ....	163
Tabla 4.127: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras interiores – edificio de 12 pisos....	163
Tabla 4.128: Deformación unitaria de la riostra interna – edificio de 12 pisos. ....	164
Tabla 4.129: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra interna – edificio 12 pisos. ....	164
Tabla 4.130: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	165
Tabla 4.131: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	165
Tabla 4.132: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	165
Tabla 4.133: Peso por unidad de área - edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	166
Tabla 4.134: Periodos y masas equivalentes – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	167
Tabla 4.135: Corte basal mínimo y máximo según NCh3411 – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	167
Tabla 4.136: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	167
Tabla 4.137: alores de corte basal con $R^*$ – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	168
Tabla 4.138: Corte por niveles – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . ....	169
Tabla 4.139: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marco <i>BRB</i> . .	170
Tabla 4.140: Valores de $T_{max}$ y $C_{max}$ ajustados - marcos principales externos - edificio de 12 pisos. ....	172
Tabla 4.141: Diseño por capacidad en vigas principales externas - edificio de 12 pisos - marcos <i>BRB</i> . ....	172
Tabla 4.142: Diseño por capacidad en columnas principales externas - edificio de 12 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	173
Tabla 4.143: Valores de $T_{max}$ y $C_{max}$ ajustados - marcos principales internos - edificio de 12 pisos. ....	173
Tabla 4.144: Diseño por capacidad en vigas principales internas - edificio de 12 pisos - marcos <i>BRB</i> . ....	174
Tabla 4.145: Diseño por capacidad en columnas principales internas - edificio de 12 pisos – marcos <i>BRB</i> . ....	174
Tabla 4.146: Periodos de vibración para los modelos autocentrantes según <i>ETABS</i> . ....	175
Tabla 4.147: Rigidez inicial y fluencia para el edificio de 4 pisos con marcos <i>SC</i> . ....	175
Tabla 4.148: Rigidez inicial y fluencia para el edificio de 8 pisos con marcos <i>SC</i> . ....	175
Tabla 4.149: Rigidez inicial y fluencia para el edificio de 12 pisos con marcos <i>SC</i> . ....	176
Tabla 5.1: Parámetros del material <i>Steel02</i> para vigas y columnas. ....	182
Tabla 5.2: Valores de parámetros de las riostras circulares. ....	183
Tabla 5.3: Periodos fundamentales de los sistemas <i>SCBF</i> . ....	183
Tabla 5.4: Parámetros del material <i>Steel4</i> . ....	185
Tabla 5.5: Periodos fundamentales de los sistemas <i>BRB</i> . ....	185
Tabla 5.6: Periodos fundamentales de los sistemas <i>SC</i> . ....	187
Tabla 5.7: Valores de $k$ según el periodo en dirección X de cada tipo estructura. ....	189
Tabla 5.8: Modelos de análisis y sus respectivos protocolos. ....	196
Tabla 5.9: Valores de parámetros del <i>SC</i> calibrados para el protocolo de desplazamiento – edificio de 4 pisos. ....	198
Tabla 5.10: Valores de parámetros del <i>SC</i> calibrados para el protocolo de desplazamiento – edificio de 8 pisos. ....	198
Tabla 5.11: Valores de parámetros del <i>SC</i> calibrados para el protocolo de desplazamiento - edificio de 12 pisos. ....	198
Tabla 5.12: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> – 4 <i>SCBF</i> . ....	199
Tabla 5.13: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> – 4 <i>BRB/SC</i> . ....	199
Tabla 5.14: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> – 8 <i>SCBF</i> . ....	202

Tabla 5.15: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> – 8 <i>BRB/SC</i> . .....	203
Tabla 5.16: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> – 12 <i>SCBF</i> . .....	205
Tabla 5.17: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> – 12 <i>BRB/SC</i> . .....	205
Tabla 5.18: Valores máximos de deformación residual para cada sistema – 4 pisos. ....	221
Tabla 5.19: Valores máximos de deformación residual para cada sistema – 8 pisos. ....	223
Tabla 5.20: Valores máximos de deformación residual para cada sistema – 12 pisos. ....	225
Tabla 5.21: Valores máximos de <i>drifts</i> máximos por piso para cada sistema – 4 pisos. ....	226
Tabla 5.22: Valores máximos de <i>drifts</i> máximos por piso para cada sistema – 8 pisos. ....	227
Tabla 5.23: Valores máximos de <i>drifts</i> máximos por piso para cada sistema – 12 pisos. ....	229
Tabla 5.24: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema – 4 pisos. .	231
Tabla 5.25: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema – 8 pisos. .	232
Tabla 5.26: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema – 12 pisos. .	233
Tabla 5.27: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema – Edificio de 4 pisos. .	235
Tabla 5.28: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema – Edificio de 8 pisos. .	236
Tabla 5.29: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema – Edificio de 12 pisos. .	238

# Capítulo I

## 1. Introducción

La subducción es una actividad convergente del proceso de la tectónica de placas y ocurre cuando una placa con corteza oceánica más densa colisiona con una placa de corteza continental menos densa, es decir, la corteza oceánica desciende por debajo de corteza continental. Chile se ubica mayormente sobre la placa Sudamericana, de tipo continental, que se encuentra en contacto la placa de Nazca, de tipo oceánica. Ambas convergen a una velocidad aproximada de 66 [mm/año] controlando gran parte de la sismotectónica del país. Lo anterior, hace que se produzcan los terremotos de subducción. Dichos terremotos ocurren cuando el esfuerzo compresivo horizontal neto de la zona de contacto, también llamada zona de acoplamiento, entre la placa de Nazca y la Sudamericana supera al acoplamiento mecánico que traba el movimiento de estas, produciéndose así el movimiento relativo de las placas [1].

Considerando de lo anterior, los terremotos de subducción son desastres naturales que habitualmente ocurren en distintas zonas de Chile, pudiendo producir pérdidas económicas, de vidas humanas y daños en la infraestructura [2] debido a las fuerzas laterales que estos imponen sobre las estructuras. Al mismo tiempo, en Chile, como en el resto del mundo, hay una mayor conciencia sobre el impacto negativo de los materiales utilizados para la construcción sobre el medio ambiente y la sociedad [3].

El acero es de los pocos materiales que puede ser reutilizado varias veces sin perder su calidad [4], lo cual ayuda significativamente al medio ambiente y ahorra costos. Sin embargo, en nuestro país una de las razones por las cuales la construcción de estructuras de dicho material no es llamativa porque, ante un evento sísmico de gran magnitud, los desplazamientos laterales entre pisos tienden a sobrepasar los límites fijados por las normas de diseño. Es por ello, que el diseño de las estructuras de acero debe ser tal que, se puedan utilizar posterior a un evento sísmico, ya que si estas quedan con deformaciones residuales excesivas las personas tienen que enfrentarse a costosas tareas de reparación, reconstrucción, demolición y/o reemplazo de infraestructura [5] [6]. Además, se ven afectadas a la interrupción de la actividad comercial traída por el tiempo de inactividad producto de dichas deformaciones [5].

En vista y consideración de lo anterior es que, en las últimas décadas uno de los temas más discutidos ha sido el control del comportamiento estructural contra eventos sísmicos de gran magnitud en edificaciones con estructuras de acero. Lo anterior, a través de un buen manejo de la disipación de energía y un buen control sobre las deformaciones residuales.

En este tipo de edificaciones lo anterior se puede lograr con el uso de diversos sistemas estructurales resistentes a cargas laterales inducidas por aceleraciones del suelo, como por ejemplo: los marcos concéntricamente arriostrados (*SCBF*), los marcos excéntricamente arriostrados (*EBF*), los marcos especiales a momento (*SMF*), etcétera, los cuales están diseñados de manera tal que, les den capacidad de desplazamiento, al mismo tiempo que limita las fuerzas sísmicas inducidas en la estructura [7].

Los marcos con diagonales de pandeo restringido o dispositivos *BRB* (del inglés *Buckling Restrained Braces*) son un tipo de marco que evita que la riostra se pandee local o globalmente durante las solicitaciones de cargas cíclicas axiales que se aplican en las diagonales, permitiendo la fluencia del elemento ya sea en estado de tracción o compresión. Lo anterior, le permite a este sistema tener una capacidad de disipación de energía mayor y más estable frente a eventos sísmicos de elevadas magnitudes [8]. En la Figura 1.1 se presenta una riostra *BRB*.



Figura 1.1: Vista de una riostra *BRB* [9].

Debido a que los marcos con riostras *BRB* son propensos a sufrir deformaciones residuales sale la idea de incorporar mecanismos autocentrantes (*SC* del inglés *Self – Centering*) los cuales ayudan de manera considerable a la reducción de deformaciones residuales [5] lo que implica una reducción de costos al momento de reparar una infraestructura [10].

Un marco con elementos autocentrantes tiene la singularidad de no quedar con deformaciones remanentes significativas cuando la estructura es sometida a cargas laterales, concentrando el daño en elementos de fácil reemplazo y permitiendo la recuperación de la configuración original post terremoto [10]. Algunos ejemplos de mecanismos autocentrantes son los cables pretensados [7], los resortes y los elementos con propiedades *SMA* (del inglés *Shape Memory Alloy*) [5]. Estos últimos dispositivos consisten en aleaciones con memoria de forma las cuales utilizan las propiedades de los elementos que la componen para sufrir elevadas deformaciones y una vez terminada la carga, regresar a su posición inicial [11]. Los mecanismos autocentrantes se pueden complementar con mecanismos de disipación de energía, los cuales se denominan *Self – Centering Energy Dissipative (SCED)* [7]. En la Figura 1.2 se presenta un mecanismo *SCED*.

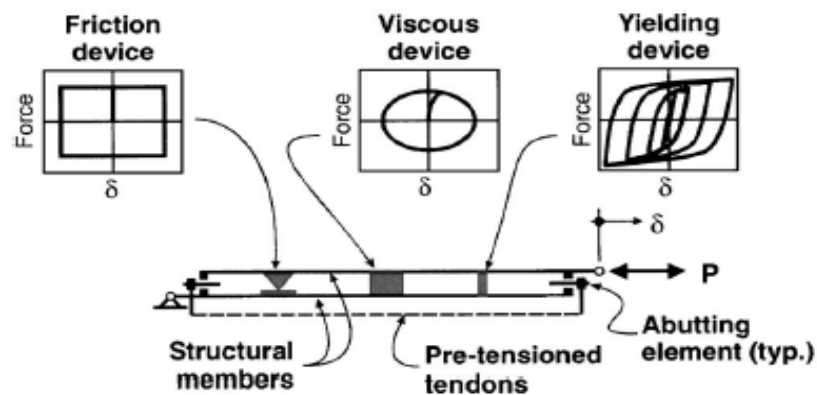


Figura 1.2: Mecanismos *SCED* [7].

No obstante, los dispositivos autocentrantes no van de la mano con el concepto de disipación de energía debido a que la máxima disipación de energía se obtiene con un comportamiento rígido – plástico en tanto que los sistemas de autocentrado requieren definitivamente que el ciclo fuerza – desplazamiento pase por el eje de origen [8].

En este trabajo se analizan estructuras de acero con alturas que van desde los 4 hasta los 12 pisos, sometidos a registros chilenos que tienen características distintas a los registros de otras partes del mundo, por lo cual se hace evidente que los dispositivos de disipación pasiva requieran tener propiedades que este estudio busca definir.

## 1.1. Objetivos Generales

Los objetivos principales son analizar y comparar la respuesta de edificios tipo oficina con 4, 8 y 12 pisos utilizando sistemas de arriostramiento: convencionales, con riostras con pandeo restringido y con dispositivos autocentrantes, cada uno de ellos por separado, sometidos a registros de aceleraciones recientes acontecidas en terremotos en Chile.

## 1.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos son: verificar si los diferentes sistemas a analizar muestran un comportamiento histerético similar al de los ensayos realizados en laboratorio y si el uso de marcos de acero con dispositivos autocentrantes mejoran la respuesta sísmica de las estructuras con los tipos de sistemas antes mencionados. Lo anterior se logra través del análisis de:

- Deformaciones residuales.
- *Drifts* máximos por piso.
- Aceleraciones absolutas de las estructuras.

## 1.3. Resultados Esperados

Se espera que los edificios con marcos arriostrados, con elementos autocentrantes, diseñados con la normativa chilena puedan enfrentar los terremotos de manera que no comprometan su desempeño estructural. Se realizará un análisis de sensibilidad en la curva constitutiva de los elementos autocentrantes para posteriormente compararla con las curvas constitutivas teóricas de dichos elementos. Se espera principalmente que, haya una disminución en las deformaciones residuales por piso en todas las estructuras, sin embargo, y basados en distintos autores, también se espera que haya un aumento de las aceleraciones absolutas máximas por piso.

Los pasos a seguir en caso de no conseguir dichos resultados esperados son:

- a) Verificar la ubicación de los marcos arriostrados utilizados, en cada dirección de análisis.
- b) Verificar la elección de los elementos que componen a los marcos arriostrados.
- c) Si una vez realizados los análisis, tomando en cuenta los puntos a) y b), tampoco se obtienen los resultados esperados, concluir que dichos modelos no son aptos para/con las normativas chilenas existentes.

## 1.4. Metodología de trabajo

La metodología de trabajo consiste en la:

1. Recopilación de la información sobre los sistemas con arriostramientos *SCBF*, sistemas *BRB* y sistemas autocentrantes.
2. Revisión de la normativa chilena vigente: NCh433 Of.1996 mod.2012 [12], NCh3411 Of.2017, NCh427 y NCh1537 Of.2009 y la normativa norteamericana: AISC360–16 y AISC341 – 16.
3. Búsqueda de información sobre diferentes estudios que demuestren el comportamiento de marcos de acero en los cuales se hayan empleado arriostramientos tradicionales, *BRB* y dispositivos autocentrantes.
4. Análisis de la geometría de la estructura de marcos de acero “tipo” en la que se emplearan los sistemas de arriostramientos antes mencionados y la distribución de las riostras. La geometría para utilizar será la utilizada en el trabajo realizado por Matías Saavedra [8]: vanos de 5 metros de largo y altura entre piso de 3,3 metros, con la diferencia de que para los edificios con alturas superiores a 5 pisos se debe agregar un ascensor [12], por lo que se deberá reforzar el núcleo con arriostramiento. Mientras que la disposición de los arriostramientos será la utilizada en el estudio realizado por Issa y Alam [13]:
5. Creación y diseño del modelo de análisis lineal tridimensional en el programa *ETABS*, versión educacional, en el cual se verificarán deformaciones, esbelteces, resistencias de perfiles propuestos según las normas NCh433, AISC360-16 y AISC341-16 y ubicación más eficiente de los arriostramientos.
6. Desarrollo del modelo de entrada bidimensional para el análisis no lineal en *software OpenSees*, en el cual se analizarán los siguientes casos de estudio:
  - Análisis no lineal estático (*Pushover*).
  - Análisis cíclico cuasi-estático.
  - Análisis no lineal dinámico (tiempo – historia).
7. Interpretación de los resultados y comparación de parámetros relevantes entre el uso de los diferentes sistemas para los edificios con variadas alturas.
8. Conclusiones.

## 1.5. Alcances

- ✓ Los resultados se limitarán a edificios de 4, 8 y 12 pisos, establecidos en una zona sísmica 3 y en un suelo tipo D.
- ✓ Los sistemas que se analizan son marcos arriostrados convencionales (*SCBF*), marcos con diagonales de pandeo restringido (*BRB*) y marcos con elementos autocentrantes (*SC*).
- ✓ Los edificios con los sistemas antes mencionados son sometidos a los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, registros del terremoto del Maule del año 2010 en Chile.
- ✓ Las normas a utilizar serán la NCh433 Of.1996, NCh3411, AISC360-16 y AISC341-16.

## Capítulo II

### 2. Antecedentes

En esta sección se abordan conceptos generales relacionados con los distintos sistemas para el control de la respuesta sísmica, las propiedades del acero, los arriostramientos y algunos tipos de sistemas sismorresistentes en estructuras de acero.

#### 2.1. Sistemas de control de respuesta sísmica

Se denomina sismo o terremoto a los movimientos bruscos del suelo producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra. Esta energía se transmite a la superficie en forma de ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones. Durante los movimientos sísmicos de gran magnitud, grandes cantidades de energía sísmica se traspasan a las estructuras [14], si una estructura se encuentra ubicada cerca del epicentro, parte de la energía liberada por la Tierra será absorbida por la estructura siendo esta última un medio de disipación de energía.

Para evitar el colapso de la estructura, los métodos de diseño permiten que la estructura se deforme inelásticamente (daños) que permiten disipar la energía sísmica inducida por el terremoto, sin embargo, después de un movimiento severo, los daños pueden llegar a ser irreparables, afectando de manera directa la ocupación y operación de la estructura, lo que trae como consecuencia importantes pérdidas económicas.

Los dispositivos de control de respuesta sísmica son un método para prevenir y mitigar los daños en las estructuras durante y después de un evento sísmico, teniendo como resultado edificaciones más durables. Las técnicas de control de respuesta sísmica se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación [15]. Los japoneses clasifican los sistemas en cuatro categorías: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo [16]. Sin embargo, los estadounidenses plantean tres categorías de sistemas: sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo [17]. La diferencia entre ambos países es que los estadounidenses incluyen los sistemas de efecto de masa dentro de los sistemas de control pasivo o activo de energía.

Más adelante, la ISO 3010 “*International Standard: Basis for Design of Structure – Seismic Action on Structure*” plantea una clasificación internacional, la cual consiste en 3 sistemas de control de respuesta sísmica: control pasivo, control activo e híbrido y control semiactivo [18]. En la Tabla 2.1 se presentan los sistemas de control de la ISO 3010.

Tabla 2.1: Sistemas de control de respuesta sísmica planteada por la ISO 3010.

Sistema de control	Tipo
Control Pasivo	Aislamiento sísmico
	Disipación de energía
	Efecto de masa adicional
Control Semiactivo	Control de amortiguamiento
	Control de rigidez
Control Activo	Efecto de masa
	Control de fuerza

Fuente: Adaptado de [18].

### 2.1.1. Sistema convencional

Las técnicas convencionales para mitigar y controlar la respuesta de una estructura ante un evento sísmico se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, tomando como condición su ductilidad [15]. El esquema del funcionamiento básico de un sistema estructural ante una fuerza externa que presenta una excitación se basa en disipar la energía a través del funcionamiento de rótulas plásticas que se manifiestan en los elementos estructurales mediante la fluencia o el pandeo de estos [11]. En la Figura 2.1 se presenta un diagrama sobre el funcionamiento de este tipo de sistemas.



Figura 2.1: Diagrama del funcionamiento básico de un sistema convencional [19].

### 2.1.2. Sistema de control activo

Los sistemas activos son complejos dispositivos que generan fuerzas de control para modificar la respuesta dinámica de la estructura [11]. Contrarrestan los efectos del sismo directamente mediante actuadores situados en el seno estructural. La gran demanda de energía que comporta su actuación ante un sismo severo y la complejidad de los algoritmos de control los convierte en sistemas poco robustos. Actúan algunos elementos extras como los sensores, instalados en puntos estratégicos del edificio, que miden (mediante un algoritmo de control que en tiempo real procesa la información [20]) y mandan la información de excitación y respuesta a los controladores que son quienes toman la decisión de mandar la señal a los actuadores [11]. En la Figura 2.2 y en la Figura 2.3 se presentan un diagrama y un esquema de la operación de estos sistemas, respectivamente.

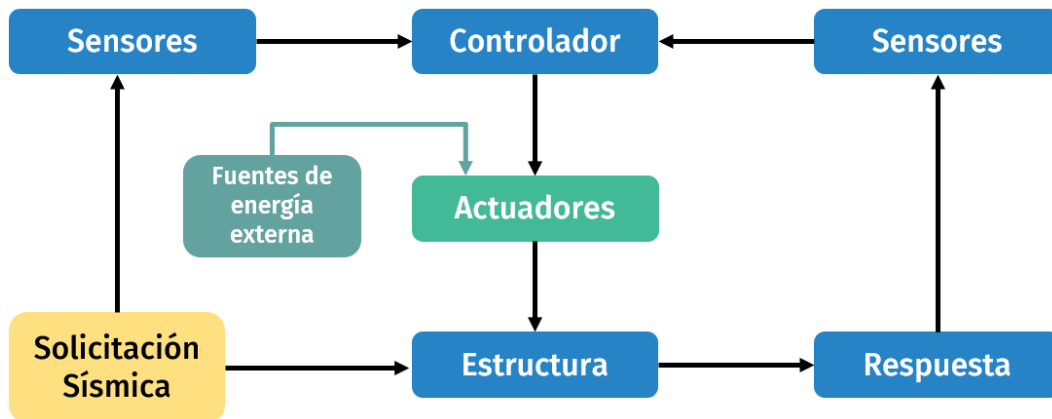


Figura 2.2: Diagrama del funcionamiento de un sistema activo [11].

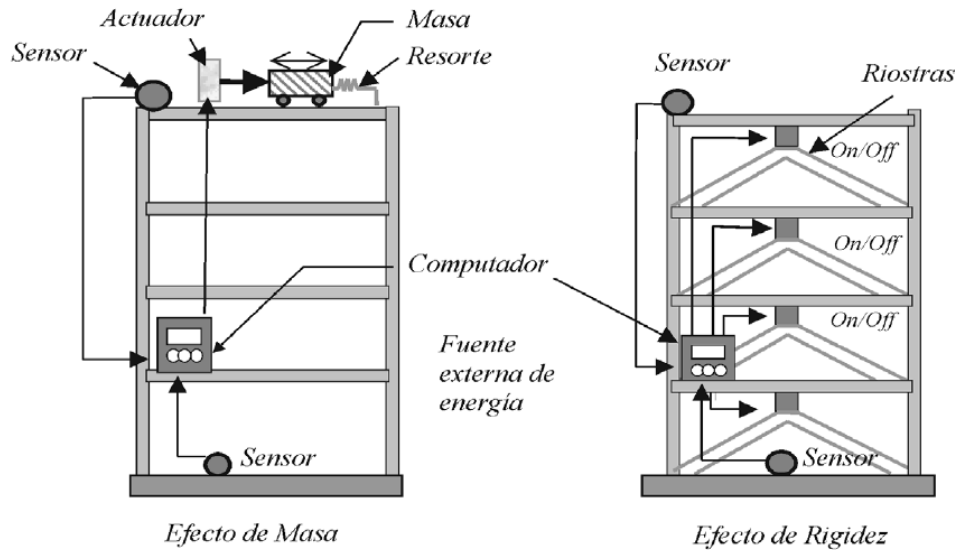


Figura 2.3: Esquema de estructura con sistema de control activo [15].

Algunas de sus ventajas son: proporcionar un mejor desempeño, ayudar a reducir de manera importante las vibraciones y que son aplicables en las estructuras de gran altura. Sin embargo, poseen grandes desventajas como requerir de grandes fuentes de suministro de energía y de mucho espacio y de aumentar la carga adicional considerablemente debido a su gran tamaño [15] [21].

### 2.1.3. Sistema de control semiactivo

Los sistemas de control semiactivos o de control híbrido son similares a los sistemas activos, ya que son una clase de sistemas de control activo pero la energía externa requerida es de menor orden de magnitud en comparación con la cantidad de energía total disipada por la amortiguación. Normalmente no suministran energía mecánica al sistema estructural y, por lo tanto, se garantiza la estabilidad entrada-acotada salida-acotada. Estos dispositivos son considerados como dispositivos pasivos controlables [11] [21]. En la Figura 2.4 se presenta un esquema de operación de un sistema semiactivo.

### 2.1.4. Sistema de control pasivo

Un sistema de control pasivo es aquel que no requiere una fuente externa de potencia y, a diferencia de los sistemas activos y semiactivos, su costo de instalación y mantención es menor y su mecánica de operación es mucho más simple. Son los dispositivos de protección más comúnmente utilizados en la actualidad. A esta categoría pertenecen los sistemas de aislación sísmica y los disipadores de energía. Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor [11]. Se caracterizan porque desarrollan fuerzas de control de movimiento en los puntos donde se unen al sistema estructural. La energía necesaria para generar estas fuerzas es suplida por el movimiento de los puntos de unión durante las vibraciones dinámicas, es decir, es el mismo movimiento estructural el que permite que el dispositivo trabaje [22]. La Figura 2.5 muestra el diagrama de flujo del mecanismo de operación de los sistemas de protección sísmica pasivos.

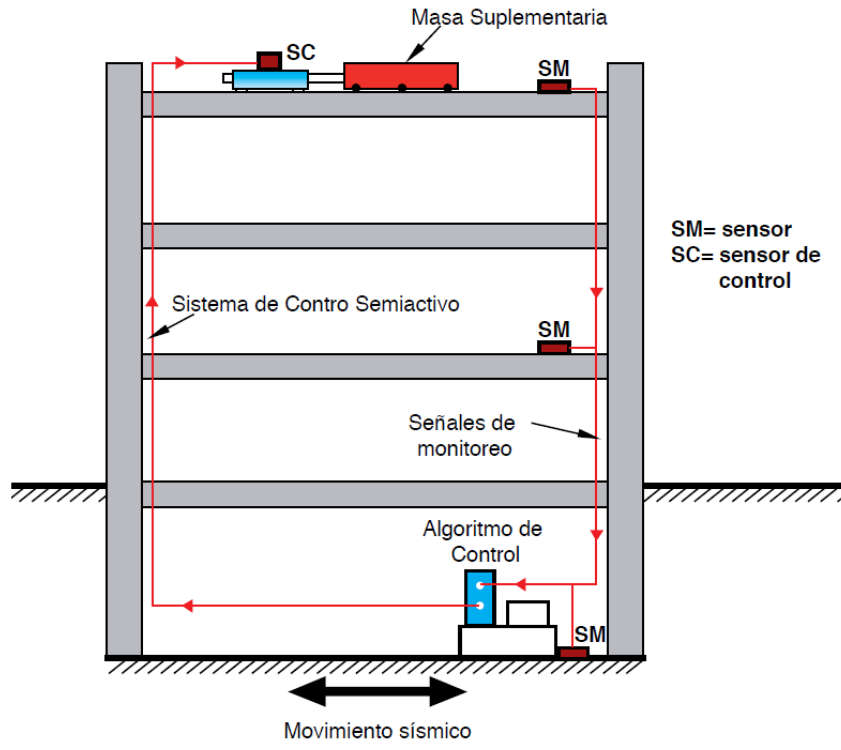


Figura 2.4: Esquema de estructura con sistema de control semiactivo [11].

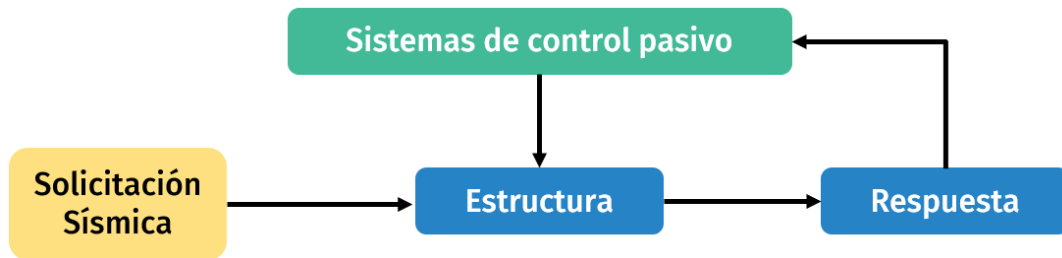


Figura 2.5: Diagrama sobre el funcionamiento del sistema pasivo [11].

#### 2.1.4.1. Aislación sísmica

El diseño de estructuras con aislación sísmica se fundamenta en el principio de separar la estructura (componentes del edificio ubicados por sobre la interfaz de aislación) de los movimientos del suelo o de la subestructura, a través de elementos flexibles en la dirección horizontal, generalmente ubicados entre la estructura y su fundación a nivel del cielo del subterráneo [11], dichos elementos flexibles corresponden ser los aisladores sísmicos. Un aislador sísmico es un elemento flexible que se coloca entre la estructura y la fundación, a fin de transmitir la menor cantidad de movimiento a la estructura, en el momento de la ocurrencia de un terremoto [23]. Al incorporar aisladores al sistema estructural se cambian sus propiedades dinámicas, por ser muy flexibles, disminuyen las vibraciones de la estructura, incrementando el periodo fundamental de vibración de dicho sistema a

aproximadamente 3 veces el periodo de vibración de la estructura sin sistema de aislación [11]. En la Figura 2.6 se presenta la comparación de respuesta sísmica de un edificio sin aislamiento basal y el mismo edificio con aislamiento basal.

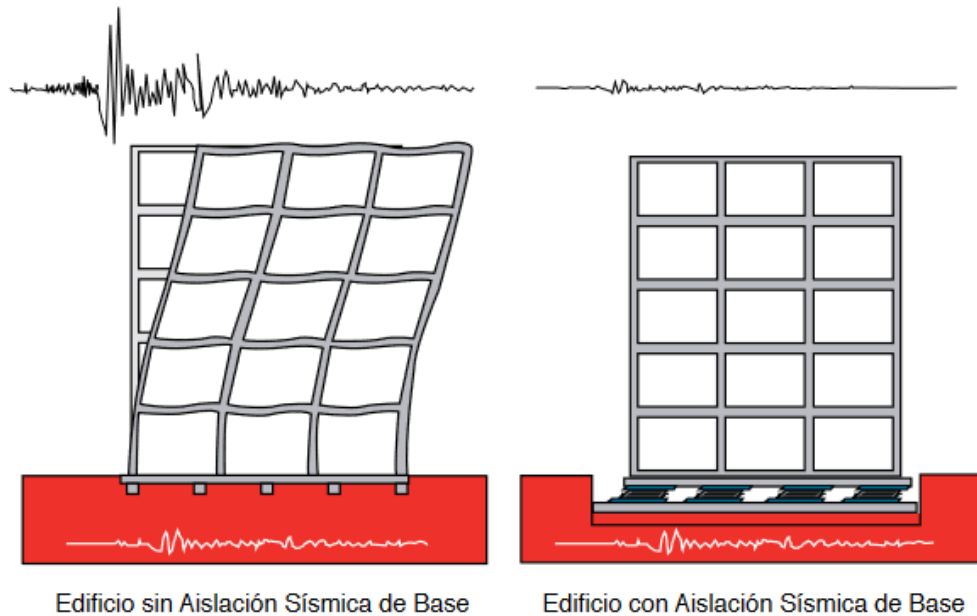


Figura 2.6: Comparación de respuesta sísmica de un edificio sin aislamiento basal y del mismo edificio con aislamiento basal [11].

En el espectro de frecuencias del sismo, a estos altos periodos de vibración, corresponden valores bajos de aceleraciones, por lo que las fuerzas inducidas por el sismo sobre la estructura disminuyen significativamente. Por otro lado, las deformaciones se incrementan de manera importante, pero estas solo se concentran en los aisladores sísmicos, lo que hace que la estructura aislada sufra sólo pequeñas deformaciones [23].

Dado que una estructura con aislamiento sísmico incrementa el nivel de protección de la estructura, resulta adecuado usarlos en estructuras que deban mantenerse operativas durante un evento sísmico severo, tales como hospitales, estaciones de bomberos, centrales energéticas, etc [23].

En la Figura 2.7 se muestra, de manera esquemática, la variación en la acción espectral en estructuras de base fija y con aislamiento.  $T_1$  corresponde al periodo de vibración de la estructura sin aislamiento. Al incluir el aislador, el primer periodo de la vibración del sistema incrementa a  $T_2$ , lo que supone una carga sísmica inferior (medida en términos de corte basal). En la actualidad, se presentan aisladores sísmicos del tipo elastómeros y del tipo deslizantes [24] [25].

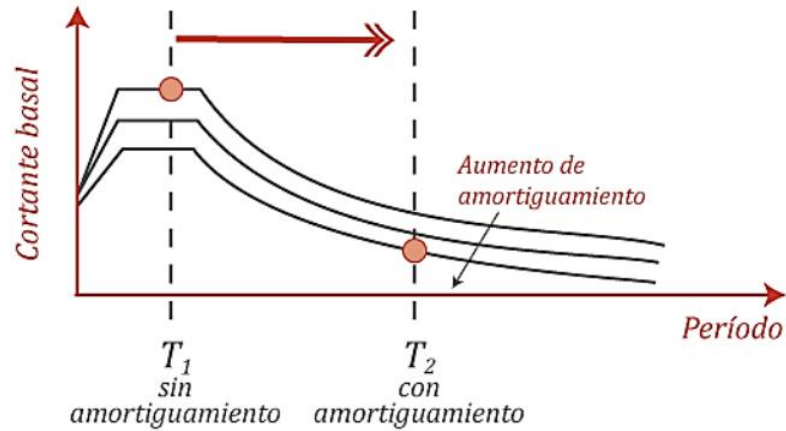


Figura 2.7: Disminución de la aceleración espectral por incorporación del aislador sísmico, adaptado de [26].

#### 2.1.4.2. Disipación de energía

Los disipadores de energía, a diferencia de los aisladores sísmicos, no evitan que las fuerzas y movimientos sísmicos se transfieran desde el suelo a la estructura. Estos dispositivos son diseñados para disipar la energía entregada por el evento sísmico, protegiendo y reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales [11]. La inclusión de estos elementos permite aumentar el nivel de amortiguamiento, la rigidez y la capacidad estructural, y, en consecuencia, reducir la respuesta estructural [11] [24]. En la Figura 2.8 se presenta la comparación de respuesta sísmica entre un edificio sin disipadores de energía y del mismo edificio con disipadores de energía.

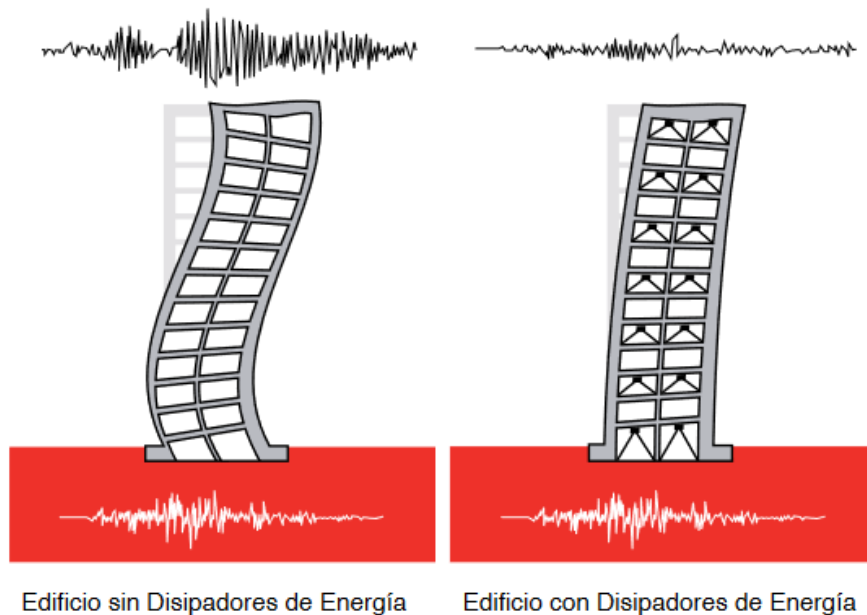


Figura 2.8: Comparación de respuesta sísmica de un edificio sin disipadores de energía y del mismo edificio con disipadores de energía [11].

El funcionamiento de los disipadores de energía depende de los desplazamientos relativos entre pisos. Se ubican generalmente en las riostras para disminuir o eliminar la disipación de energía histerética en los elementos estructurales (en conexiones viga-columna) [24]. Los disipadores de energía permiten construir estructuras en altura más económicas y con altos niveles de seguridad durante sismos severos.

La utilización de disipadores de energía es adecuada en edificios altos, actúan modificando la propiedad dinámica de amortiguamiento del sistema estructural, de modo que las vibraciones inducidas por la excitación son absorbidas por estos dispositivos [27]. En estructuras de bajo periodo (inferiores a 0,2 [s]) no es eficiente utilizar disipadores de energía, ya que los pequeños desplazamientos elásticos asociados a su comportamiento no permiten trabajar al disipador, por lo que los elementos estructurales disiparán la mayor parte de la energía suministrada por el sismo [22].

En el presente trabajo se analizarán estructuras con sistemas de control pasivos como lo son los marcos con riostras de pandeo restringido (*BRB*) y los marcos con elementos autocentrantes (*SC*).

## 2.2. Acero como material estructural

El acero es una aleación que está compuesta por hierro y una gran cantidad, de carbono que puede variar dependiendo del grado del acero, junto a la presencia de otros elementos fundamentales en el proceso de obtención como lo son el magnesio y el silicio [28], y como material estructural posee una serie de ventajas que hacen muy interesante su uso.

La amplia utilización en las obras de ingeniería se debe a que es posible lograr una amplia gama de propiedades mecánicas, con pequeñas variaciones en su composición y proceso de manufactura empleado [29].

Dichas ventajas corresponden a ser [30]:

- ✓ Poseer una alta resistencia y reducido peso propio: la alta resistencia por unidad de peso implica estructuras más livianas, lo que es gran importancia para el diseño de vigas de grandes claros, por ejemplo. El hecho de que el acero haga que los elementos estructurales sean más ligeros, lo hace insustituible en aquellos casos en el que el peso de la estructura y una parte sustancial de la carga total.
- ✓ Ser uniforme: las propiedades del acero no cambian de manera apreciable con el tiempo, en comparación con estructuras de otros materiales.
- ✓ Poseer alta durabilidad: si las estructuras de acero tienen un mantenimiento apropiado estas pueden durar indefinidamente.
- ✓ La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. El acero es el material más dúctil dentro de la gama de materiales que se usan en la ingeniería. Dicha naturaleza les permite fluir localmente evitando las fallas prematuras.

Estas ventajas son aprovechadas por los profesionales en el diseño de estructuras debido a que deben recurrir a grandes deformaciones dúctiles para avisar con anticipación de sobrecargar inesperadas en la estructura [31]. Sin embargo, no son los únicos parámetros relevantes, también es necesario cumplir con los estados límites de servicios y los estados de resistencia o estados límites últimos [32].

### 2.2.1. Tipos de acero

El acero estructural es un tipo de acero que se utiliza para la fabricación de estructuras urbanas e industriales. Los aceros estructurales generalmente se agrupan en varias clasificaciones principales de la ASTM [33]:

- a) **Aceros al carbono:** Estos aceros tienen como principales elementos de resistencia al carbono y manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Estos aceros se dividen en cuatro categorías, dependiendo del porcentaje de carbono: aceros de bajo contenido de carbono ( $< 0,15\%$ ), acero dulce ( $0,15 - 0,29\%$ ), los aceros estructurales al carbono están en esta categoría), acero medio al carbono ( $0,3 - 0,59\%$ ) y acero con alto contenido de carbono ( $0,6 - 1,7\%$ ). Algunos ejemplos de acero al carbón son los A36, A53, A500, A501 y A529.
- b) **Aceros de alta resistencia y baja aleación:** Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno o más agentes de aleación como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel. El término baja aleación se usa arbitrariamente para describir aceros en los que el total de elementos de aleación no excede el 5% de la composición total del acero. Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono. Algunos ejemplos de acero que se encuentran de esta categoría son: A572, A618, A913 y A992.
- c) **Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica:** Corresponden a los aceros que se alean con pequeños porcentajes de cobre, volviéndolos más resistentes a la corrosión. Estos aceros tienen una gran aplicación, particularmente en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión eléctrica, etc., sin embargo, no son apropiados para usarse en lugares donde queden expuestos a brisas marinas, nieblas o que estén continuamente sumergidos en agua. Algunos aceros que se encuentran dentro de esta categoría son: A242, A588 y A847.

### 2.2.2. Curva esfuerzo – deformación

Las propiedades básicas del acero se obtienen a partir de pruebas de laboratorio. Una de las más comunes es el ensayo de tensión uniaxial, a partir del cual se obtiene la curva esfuerzo – deformación, la cual puede diferir dependiendo de la composición química del acero. Dicha curva presenta información con la cual se puede determinar las características del material (las propiedades de resistencia y rigidez del acero) y su comportamiento. Las principales propiedades de resistencia son el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) y la resistencia última a tensión ( $F_u$ ) [22].

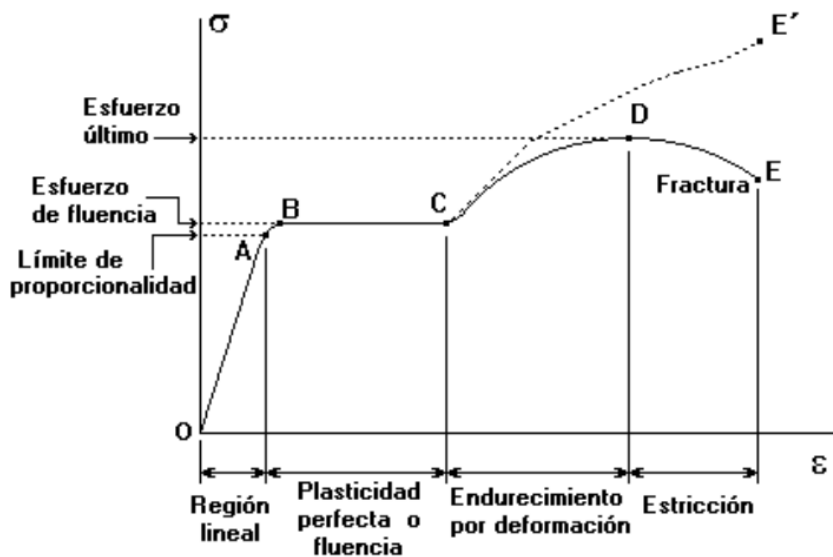


Figura 2.9: Curva Esfuerzo – Deformación del acero dulce (dúctil) [34].

En la Figura 2.9 se muestra una relación entre esfuerzo – deformación típica de aceros estructurales dúctiles (acero dulce o de bajo contenido de carbono). La región lineal o zona plástica (desde el punto O hasta el punto A) corresponde a la porción de la curva en donde es válida la Ley de Hooke, es decir, donde el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación y su pendiente corresponde a ser el módulo de elasticidad ( $E_s$ ). Este comportamiento aplica solo a pequeñas deformaciones, hasta un límite denominado “límite de proporcionalidad” (Punto A) [35]. Posteriormente, se presenta la zona de plasticidad perfecta o fluencia (entre punto B y C), la cual inicia con el esfuerzo de fluencia  $F_y$  (punto B). En dicha zona, el acero se deforma bajo un nivel de carga constante. Este tipo de deformación se denomina desplazamiento plástico o inelástico. Después se encuentra la zona de endurecimiento por deformación (entre puntos C y D), en donde el material incrementa el esfuerzo resistente (retoma tensión) para seguir deformándose; dicha zona va hasta el punto de tensión máxima, conocido como resistencia última  $F_u$  (punto D). Al llegar a su valor máximo se considera que el material ha fallado. Finalmente, se tiene la zona de estricción (entre punto D y E) o zona de tensión post – máxima, en la cual el material se va colocando menos tenso, perdiendo sección transversal en el miembro, hasta el momento de la fractura del elemento.

La Figura 2.10 muestra las curvas de esfuerzo – deformación características para algunos aceros con diferentes esfuerzos de fluencia. Durante las operaciones de soldadura y durante incendios, los elementos de acero estructural pueden someterse a temperaturas muy altas. Los diagramas preparados para aceros con temperaturas superiores a 200 °F (93 °C) serán más redondeadas y no lineales y no presentan puntos de fluencia bien definidos (curva c). Los aceros con contenido de carbono relativamente alto pueden incrementar un poco su resistencia a la tensión al ser calentados a una temperatura aproximada de 700 °F (371 °C). A medida que las temperaturas se elevan entre los 800 y los 1000 °F (427 y 538 °C), las resistencias se reducen drásticamente (curvas b y a).

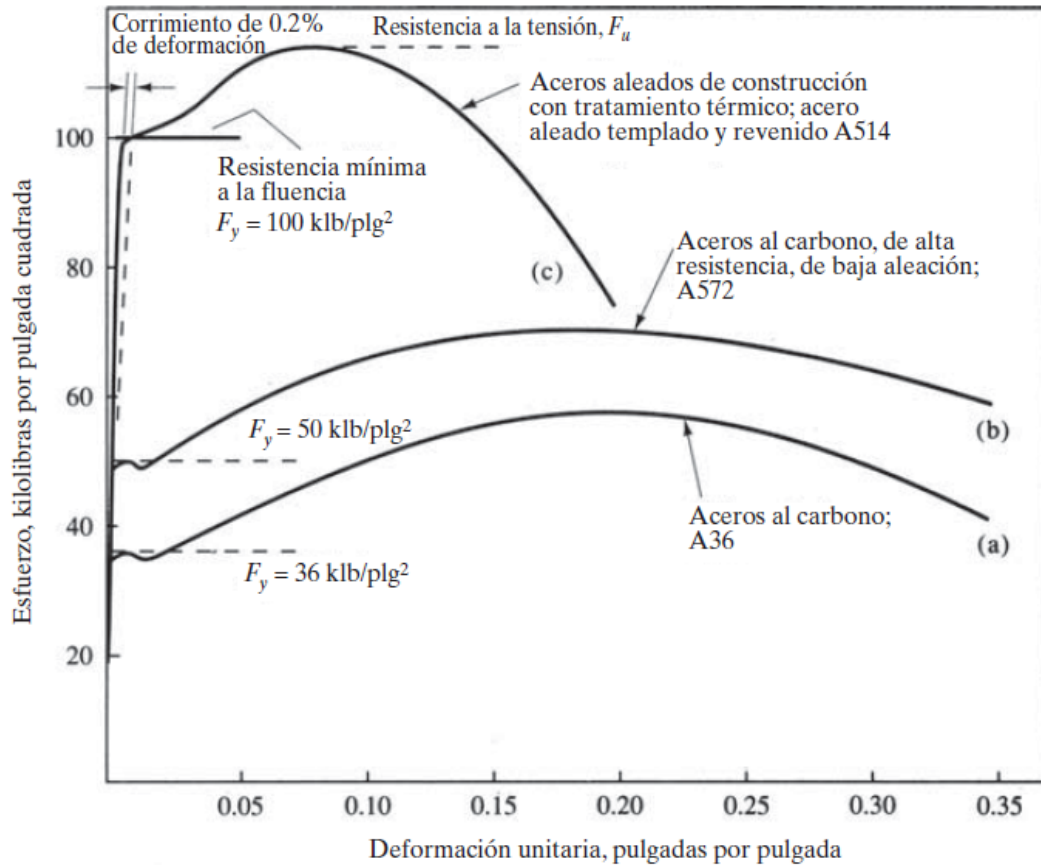


Figura 2.10: Curvas características de esfuerzo – deformación a temperatura ambiente según la calidad de acero: a) A36, b) A572 y c) A572, basada de [36], obtenida de [33].

### 2.2.3. Ductilidad y disipación de energía

Si un elemento es sometido a cargas monotónicas de compresión o tracción, la curva de esfuerzo – deformación sigue el comportamiento mostrado en la Figura 2.9, sin embargo, si el material es descargado en un punto de esfuerzo mayor al esfuerzo de fluencia la curva sigue una trayectoria paralela a la zona elástica (o región lineal) con pendiente  $E_s$  hasta llegar a un esfuerzo igual a cero, tal como lo muestra la Figura 2.11. En este caso, se observa que el comportamiento del material es esencialmente elástico, no obstante, al haber descargado más allá de su esfuerzo de fluencia el material alcanzó a experimentar un comportamiento inelástico y por lo tanto se presenta una deformación permanente (o deformación plástica) [22]. La energía de deformación acumulada hasta el punto de descarga no fue liberada totalmente, en consecuencia, el material disipa dicha energía, la cual es representada por el área bajo la curva una vez ocurrida la carga y descarga [22].

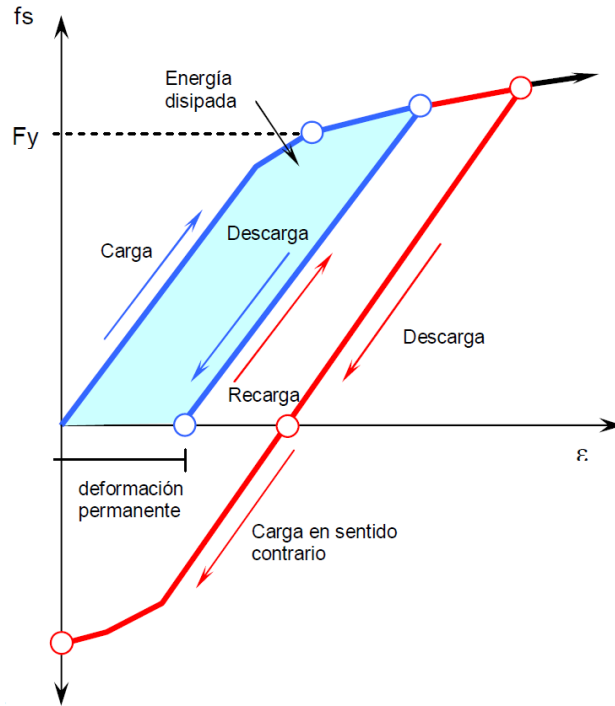


Figura 2.11: Efecto de carga y descarga en uno o ambos sentidos sobre el acero [22].

Lo anterior se conoce como el efecto de Bauschinger. Cuando el material se somete a una carga monotónica, el inicio de la fluencia se observa claramente en el diagrama de esfuerzo – deformación mediante un quiebre pronunciado (ver Figura 2.9), pero cuando las cargas se aplican en forma cíclica, luego de incursionar en el rango plástico, el paso de la rama de carga a la rama de fluencia se produce de forma gradual, sin mostrar el quiebre marcado del diagrama [9].

La ductilidad es una propiedad estructural que puede definirse como la capacidad del material para soportar grandes deformaciones inelásticas sin perder la resistencia y se cuantifica como la relación entre la deformación o desplazamiento máximo y el correspondiente a la fluencia, tal como lo presenta la ecuación (2.1):

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Donde  $\Delta_{max}$  es el desplazamiento máximo lateral de la estructura bajo la acción del sismo y  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia, ambos presentados gráficamente en la Figura 2.12.

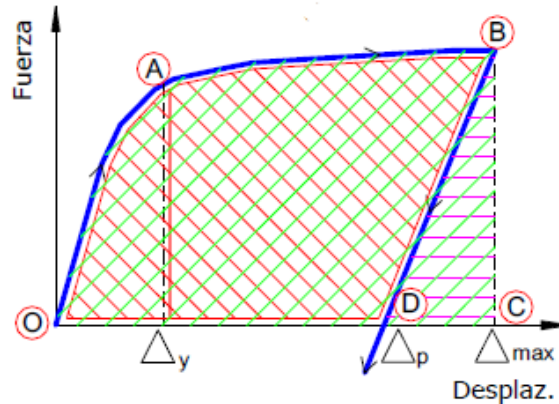


Figura 2.12: Diagrama esfuerzo – deformación de un sistema inelástico [9].

El concepto de disipación de energía es de gran importancia en el diseño sismorresistente. Un sistema lineal y elástico la estructura absorbe energía de deformación, representada por el área bajo la curva y luego vuelve a su posición inicial sin disipar energía. Caso contrario es el de un sistema inelástico, Figura 2.12, en el cual la estructura se deforma hasta alcanzar el desplazamiento máximo, absorbiendo energía de deformación, pero descargando con una trayectoria diferente, lo que hace que la estructura quede deformada. Al eliminar la fuerza la estructura se deforma, parte de la energía absorbida se recupera mientras que el resto es disipado por efecto de las deformaciones inelásticas. Dicho lo anterior, la energía disipada es una variable de gran importancia en el diseño [9].

#### 2.2.4. Comportamiento histerético de riostras de acero

Las riostras de acero son elementos dispuestos en forma diagonal dentro de marcos para resistir principalmente cargas laterales, poseen la particularidad de que solo trabajan ante cargas axiales, es decir, tracción y compresión. Son los componentes estructurales seleccionados para disipar energía mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Es por ello, que resulta interesante estudiar su comportamiento bajo carga axial cíclica [9].

En términos generales, cuando un elemento de acero es sometido a ciclos de carga y descarga en ambos sentidos, en los cuales los esfuerzos superan el esfuerzo de fluencia del material, se obtiene un comportamiento conocido como respuesta histerética. La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo [22]. Por lo tanto, hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a esfuerzos o deformaciones alternantes que están fuera del rango de respuesta lineal, ante una sollicitación [37].

Los ciclos descritos por el acero son muy estables y presentan leves pérdidas en su nivel de resistencia y rigidez, sin embargo, pueden presentar fallas prematuras por pandeos en secciones muy esbeltas. A grandes rasgos, el fenómeno de pandeo es especialmente preocupante ya que tiende a acelerar la fractura del elemento y disminuir su capacidad de disipar energía [9] [38].

En la Figura 2.13 (a) se observa que, al aplicar la carga axial de compresión, la riostra inicialmente se comporta como un elemento lineal y elástico, experimentando un acortamiento de desplazamiento axial. La carga aumenta hasta que se produce el pandeo global al alcanzar el valor  $P_{cr}$ . Si la riostra es lo suficientemente esbelta, el pandeo se produce en el rango elástico, de modo que la eventual descarga de la riostra se realiza siguiendo la rama de la carga, sin deformaciones plásticas [9].

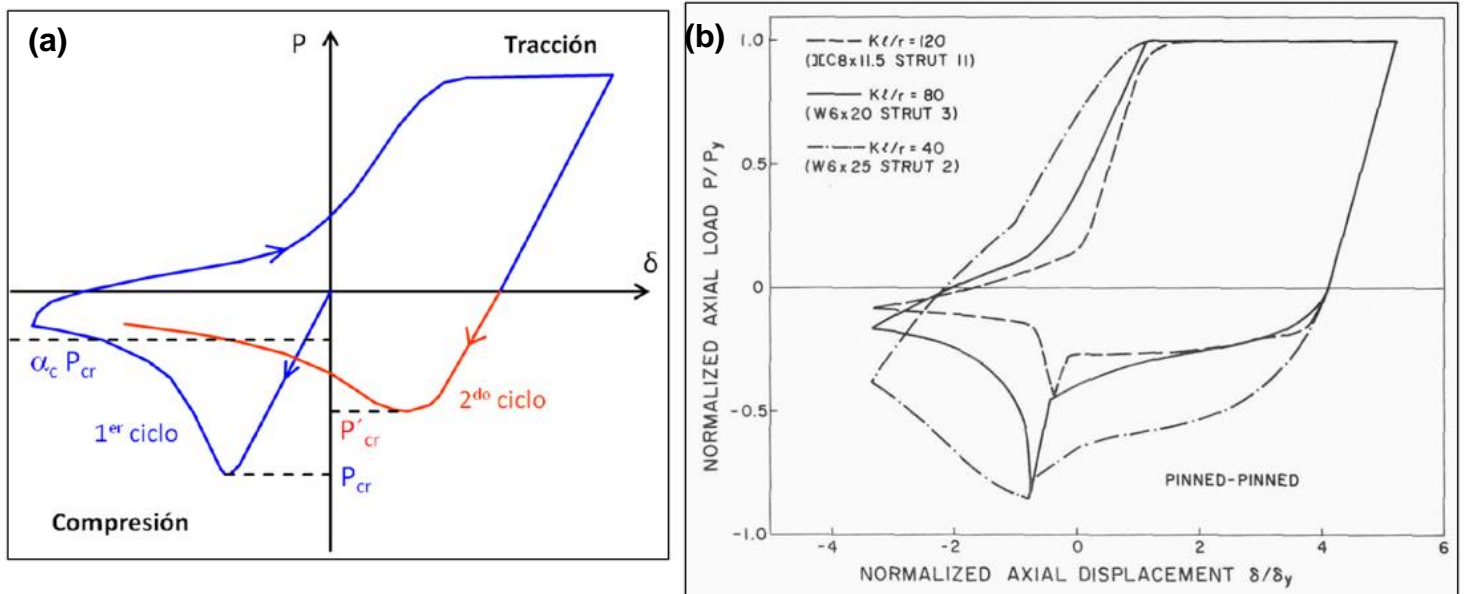


Figura 2.13: (a) Diagrama de fuerza axial vs desplazamiento axial de una riostra sometida a carga axial cíclica [9] y (b) envolvente de histéresis para perfiles con diferentes relaciones de esbeltez [39].

Algunos autores como Tremblay [40] y Black et. al [39], Uriz y Mahin [41], entre otros, estudiaron la respuesta histerética de distintos perfiles de acero realizando experimentos bajo cargas axiales cíclicas. Los resultados de dichos experimentos se compararon colocando un hincapié en los efectos producidos por la forma de la sección transversal, la esbeltez y las condiciones de borde del elemento. La esbeltez viene dada por la ecuación (2.2):

$$esbeltez = \frac{K L}{r_i} \quad (2.2)$$

Donde:

- ✓  $K$ : factor de longitud efectiva.
- ✓  $L$ : largo de la riostra.
- ✓  $r_i$ : radio de giro sobre el eje  $i$ , y viene dado por la ecuación (2.3):

$$r_i = \sqrt{\frac{I_i}{A}} \quad (2.3)$$

Donde  $I_i$  es el segundo momento de área del elemento sobre el eje  $i$  y  $A$  la sección transversal del elemento.

En la Figura 2.13 (b) se observa que, si crece la esbeltez del perfil, se reduce el área bajo la curva de la histéresis, lo que conlleva a una reducción de la disipación de energía cuando los elementos se someten a compresión, por lo que se reduce la resistencia a la compresión del perfil.

## 2.3. Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero

Los sistemas estructurales sismorresistentes son clasificados en dos grupos según la AISC341-16 [42]: sistemas de marcos a momento y sistemas de marcos arriostrados. En la Tabla 2.2 se presentan los sistemas sismorresistentes según la clasificación de la AISC341-16.

En la norma chilena NCh433 [43] se presenta una clasificación semejante, sin embargo, en los sistemas de marcos a momento no se incorporan los sistemas de columnas ordinarias en voladizo (OCCS) ni los sistemas de columnas especiales en voladizo (SCCS) y en los sistemas de marcos arriostrados no se incorporan los marcos con diagonales de pandeo restringido (BRB) ni los muros de corte especiales con placas de acero (SPSW). En la Tabla 2.3 se presentan los sistemas sismorresistentes según la clasificación de la NCh433.

Tabla 2.2: Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero – AISC341-16.

<b>Sistemas de Marcos a Momento</b>	Marcos Ordinarios a Momento ( <i>OMF</i> )
	Marcos Intermedios a Momento ( <i>IMF</i> )
	Marcos Especiales a Momento ( <i>SMF</i> )
	Marcos Especiales con Vigas Reticuladas ( <i>STMF</i> )
	Sistemas de Columnas Ordinarias en Voladizo ( <i>OCCS</i> )
	Sistemas de Columnas Especiales en Voladizo ( <i>SCCS</i> )
<b>Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros de corte</b>	Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente ( <i>OCBF</i> )
	Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente ( <i>SCBF</i> )
	Marcos Arriostrados Excéntricamente ( <i>EBF</i> )
	Marcos con Rios tras de Pandeo Restringido ( <i>BRBF</i> )
	Muros de Corte Especiales con Placas de Acero ( <i>SPSW</i> )

Fuente: Adaptado de [42].

Tabla 2.3: Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero – NCh433.

<b>Sistemas de Marcos a Momento</b>	Marcos Ordinarios a Momento ( <i>OMF</i> )
	Marcos Intermedios a Momento ( <i>IMF</i> )
	Marcos Especiales a Momento ( <i>SMF</i> )
	Marcos Especiales con Vigas Reticuladas ( <i>STMF</i> )
<b>Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros de corte</b>	Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente ( <i>OCBF</i> )
	Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente ( <i>SCBF</i> )
	Marcos Arriostrados Excéntricamente ( <i>EBF</i> )

Fuente: Adaptada de [43].

En el presente trabajo la clasificación tomada será el de la AISC341-16.

Los sistemas de marcos a momento consisten en un sistema de vigas y columnas que se conectan entre sí con conexiones de momento rígidas. Con una conexión de momento, una columna se une a una viga sin liberaciones en la articulación cuando se analiza estructuralmente. Son sistemas estructurales tridimensionales en los cuales los miembros y nudos son capaces de resistir las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura por flexión y cortante, pero se caracterizan porque el

comportamiento está controlado principalmente por flexión. La principal fuente de ductilidad proviene de la formación de nudos plásticos en las vigas [44] [45] [46]. En la Figura 2.14 se presentan algunas configuraciones típicas de sistemas de marcos a momento.

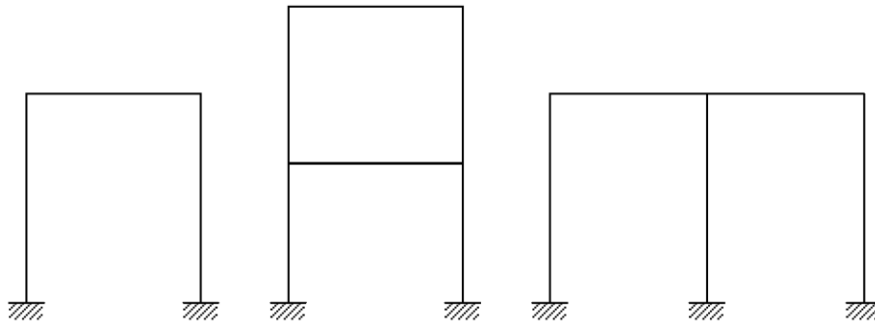


Figura 2.14: Configuraciones típicas de sistemas de marcos resistentes a momento [46].

Por otro lado, los sistemas con marcos arriostrados tienen miembros que están sujetos primordialmente a fuerzas axiales que proveen una mayor rigidez y resistencia para soportar las cargas sísmicas y su comportamiento depende, principalmente, de las fuerzas axiales o de corte. Existe un amplio intervalo de configuraciones de arriostramientos y considerables variaciones en el funcionamiento que resultan de dichas configuraciones. En la Figura 2.15 se presentan algunas configuraciones típicas de sistemas de marcos arriostrados.

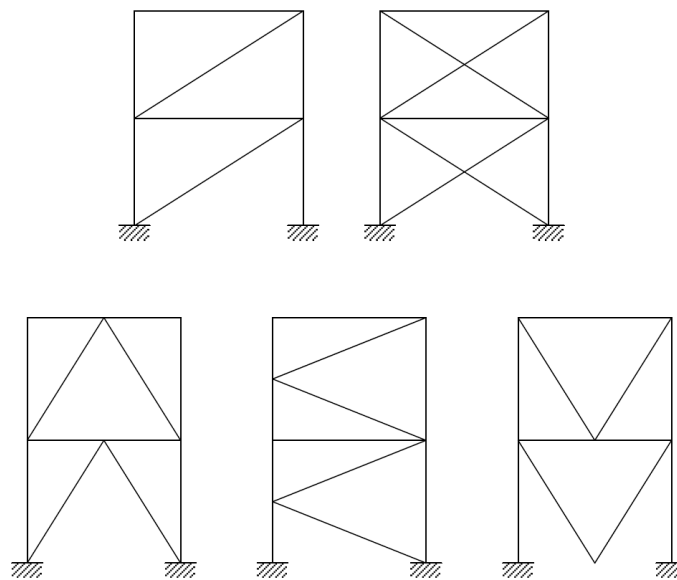


Figura 2.15: Configuraciones típicas de sistemas de marcos arriostrados [46].

Cuando el sismo golpea a la estructura, la estabilidad de esta depende de la resistencia del elemento sujeto a tracción. Debido a que generalmente las riostras son esbeltas, el elemento sujeto a compresión se pandea con una carga menor. Sin embargo, al ser la carga sísmica de naturaleza bidireccional, cuando cambia de sentido, la riostra que estaba sujeta a tracción para a trabajar a

compresión y viceversa. Así, durante un evento sísmico, las riostras están sujetas a una fluctuación de carga que debe ser considerada en el diseño. Es claro que, al depender completamente en la resistencia de los arriostramientos, éstos deben ser diseñados para disipar efectivamente la carga sísmica para que la estructura funcione de manera adecuada. En el caso de vigas y columnas, ésta se diseña para que su comportamiento sea esencialmente elástico durante la actividad sísmica [44]. Se explicará el funcionamiento y los detalles de los sistemas en cuales se enfocará el presente trabajo, es decir, marcos *SCBF*, *BRB* y *SC*.

### 2.3.1. Marcos concéntricos especiales (*SCBF*)

Los marcos especiales arriostrados concéntricamente (*SCBF*) se utilizan comúnmente como sistema de resistencia sísmica en edificios de baja y mediana altura. La presencia de las riostras modifica significativamente el comportamiento del marco, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos. La denominación de marcos arriostrados concéntricamente se debe a que las conexiones de las riostras se diseñan de modo tal de evitar (o reducir al mínimo) las excentricidades, por lo que los ejes de las barras que llegan al nudo deben conectarse en un punto [47] [9]. En la Figura 2.16 se presenta con un marco con diagonales concéntricas y un detalle del nudo con líneas trazadas en los ejes baricéntricos de las barras para mostrar la conexión.

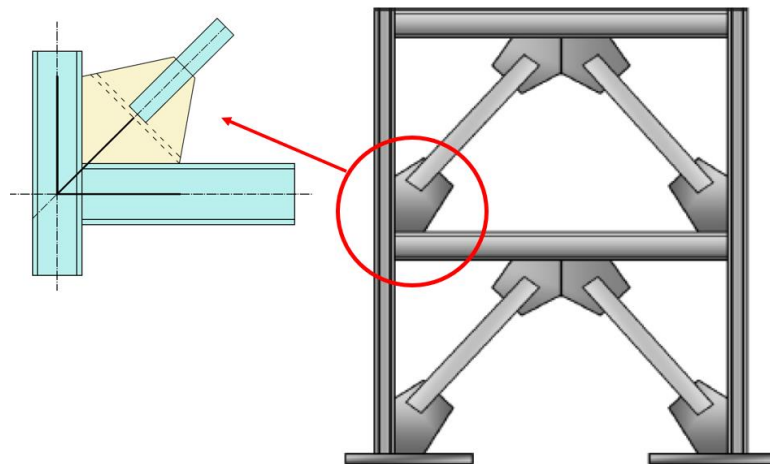


Figura 2.16: Marco con diagonales concéntricas más detalle del nudo, adaptada de [48].

Se pueden plantear diferentes configuraciones, como se muestra en la Figura 2.17. Las diagonales deben estar ubicadas simétricamente y en la periferia en toda la edificación para garantizar adecuada rigidez y resistencia, pero no solo se debe respetar criterios estructurales sino los criterios funcionales de la edificación, como lo es la ubicación de puertas y ventanas; por otro lado, es necesario considerar otros criterios como son los económicos y estéticos del diseño de la construcción. Además, para lograr un eficiente funcionamiento de las diagonales, se debe tener en cuenta el ángulo de inclinación, cuyo valor es recomendable que se encuentre comprendido entre  $30^\circ$  y  $60^\circ$  para facilitar la construcción de las conexiones entre las riostras y el marco [49] [9].

Sin embargo, algunas configuraciones están prohibidas en regiones sísmicas porque presentan una respuesta inelástica cíclica deficiente o inducen demandas indeseables en otros elementos estructurales. En la Figura 2.18 se observan algunas configuraciones prohibidas, junto con las (b) y (c) de la Figura 2.17.

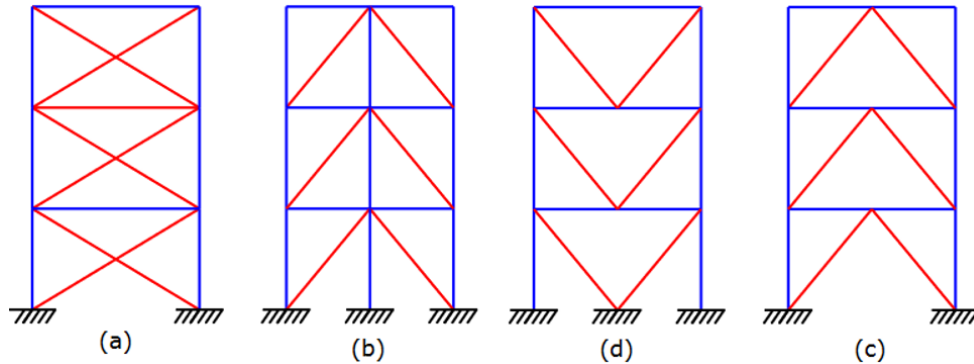


Figura 2.17: Configuraciones típicas para marcos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) diagonales, (c) en V, (d) en V invertida o Chevron [9].

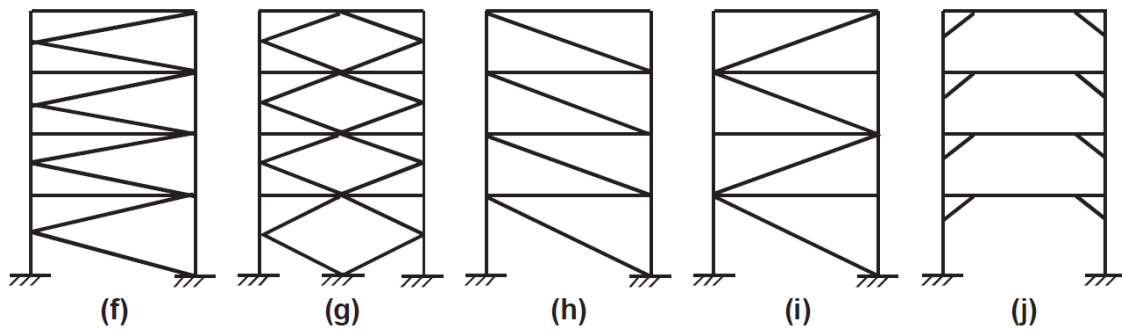


Figura 2.18: Configuraciones prohibidas para SCBF, de la f) a la g): tipo K y doble K, respectivamente; de la h) a la i): diagonal sola; j) Tipo Knee [31].

El tipo de conexiones entre vigas, columnas y riostras influye en las solicitaciones internas de la estructura. Si las conexiones son rotuladas, las riostras soportan exclusivamente esfuerzos axiales. Si, por el contrario, las conexiones son rígidas, se inducen, además, momentos y esfuerzos de corte. No obstante, estos momentos son significativamente menores que en el caso de un marco a momento con similares características. De manera que, en todos los casos, los esfuerzos que controlan el diseño de los marcos arriostrados concéntricamente son las cargas axiales de compresión y tracción [9].

Este tipo de marcos se diseña para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por lo que es posible, que la disipación de energía se produzca mediante la fluencia por las riostras en tracción y el pandeo de las riostras en compresión, formando rótulas plásticas en la zona central de los extremos de las riostras. Lo anterior, puede afectar el comportamiento sismorresistente de las diagonales concéntricas [49]. La estrategia de diseño es asegurar que sólo se produzcan deformaciones plásticas en las diagonales, dejando a las columnas y vigas sin daños, permitiendo a la estructura sobrevivir a fuertes sismos sin perder su resistencia a las cargas gravitacionales [31].

Como se mencionó anteriormente, una cualidad distintiva de este sistema es su alta rigidez elástica, compara con otros sistemas (como los marcos a momento, por ejemplo), la cual permite satisfacer restricciones normativas de desplazamiento lateral máximo de forma eficiente [50] [47].

En contraste con lo anterior, éste es considerado como un sistema menos dúctil, si se compara con marcos de momento u similar, principalmente por la posibilidad de que se produzca una concentración de deformaciones inelásticas en un piso, durante un evento sísmico, lo que puede llevar a una estructura a desarrollar un mecanismo de colapso por el efecto de piso blando, ver Figura 2.19. Dicha concentración de deformaciones es originada por el descenso repentino de la rigidez de un determinado piso, a causa de un pandeo prematuro de las diagonales de 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, es decir, la energía se disipa a través de la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas [51] [47].

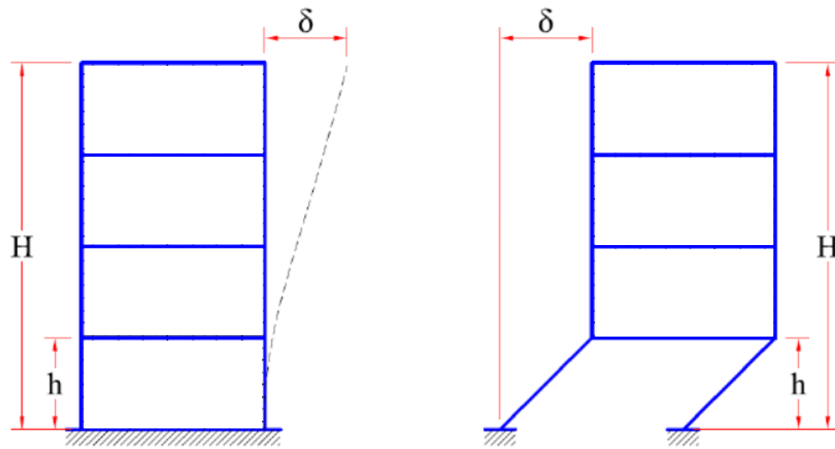


Figura 2.19: Efecto de piso blando en edificio, adaptada de [52].

Cuando la estructura es sometida a cargas laterales por efectos de acción sísmica, las diagonales de cada plano del edificio deben estar colocadas de manera que la respuesta del sistema sea simétrica en cuanto a resistencia y rigidez: por lo que, es recomendable que exista un número par de riostras en cada plano existente, y, además que tengan igual sección y ángulo de inclinación [49], tal como lo indica la Figura 2.20.

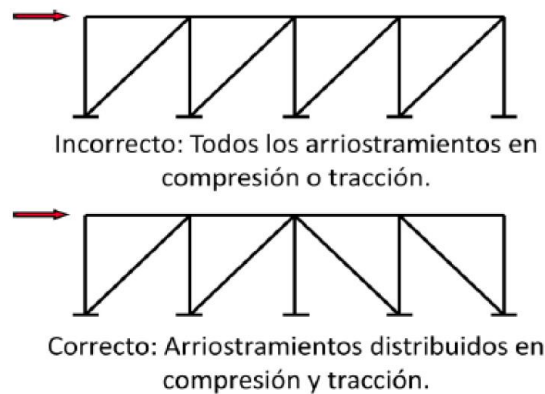


Figura 2.20: Distribución de arriostamientos en marcos [48].

### 2.3.1.1. Comportamiento estructural de las riostras SCBF

Resulta interesante estudiar su comportamiento bajo carga axial cíclica, analizando la respuesta en término de carga axial  $P$ , desplazamiento axial  $\delta$ , y el desplazamiento transversal en el centro de la riostra  $\Delta$  (que se produce como consecuencia del pandeo flexional), como se ilustra en la Figura 2.21. Al aplicar carga axial de compresión, la riostra inicialmente se comporta como un elemento lineal y elástico (tramo OA), experimentando un acortamiento  $\delta$ . La carga aumenta hasta que se produce un pandeo global al alcanzar el valor  $P_{cr}$  (tramo AB). Si la riostra es suficientemente esbelta, el pandeo se produce en el rango elástico, de modo que la eventual descarga de la riostra se realizaría siguiendo la rama de carga, sin deformaciones plásticas. Durante el pandeo, la riostra no solo se acorta axialmente, sino que también experimenta una deflexión lateral y aparecen esfuerzos internos a flexión. A medida que aumenta la deformación axial y desplazamiento lateral, se incrementa también el momento flector y se produce una rotura plástica en la zona central de la riostra (tramo BC). Si los extremos de la riostra no están articulados, se pueden formar dos rótulas plásticas también en los extremos de la riostra. Cuando la riostra pandea, la resistencia axial disminuye rápidamente (tramo CD), dependiendo de la esbeltez de la riostra. En general, mientras mayor es la esbeltez más significativa es la caída de la resistencia, en términos relativos [9].

Al remover la carga axial completamente, la riostra se mantiene significativamente deformada, tanto axialmente como lateralmente. Cuando se inicia la carga en tracción (tramo DE), la rigidez axial de la riostra está degradada por efecto del pandeo que experimentó previamente, las rotaciones en la rótula plástica se invierten y la deflexión lateral  $\Delta$  decrece. Al continuar la carga, la riostra fluye en tracción y se deforma plásticamente (tramo EF), si bien se mantiene una pequeña deflexión lateral, aun cuando la carga se remueva completamente. Se inicia un segundo ciclo de carga (tramo FG), se observa que la carga de pandeo  $P'_{cr}$ , es menor que la carga correspondiente al primer ciclo ( $P_{cr}$ ). Esta reducción es más significativa a medida que aumenta la esbeltez de la riostra [9].

Cabe agregar, que resultados experimentales [39], [53] indican que la resistencia post-pandeo se puede representar como un porcentaje de la carga crítica. Este porcentaje se denomina factor de reducción ( $\alpha_c$ ) y permite cuantificar el decremento de resistencia en la zona de post-pandeo [9].

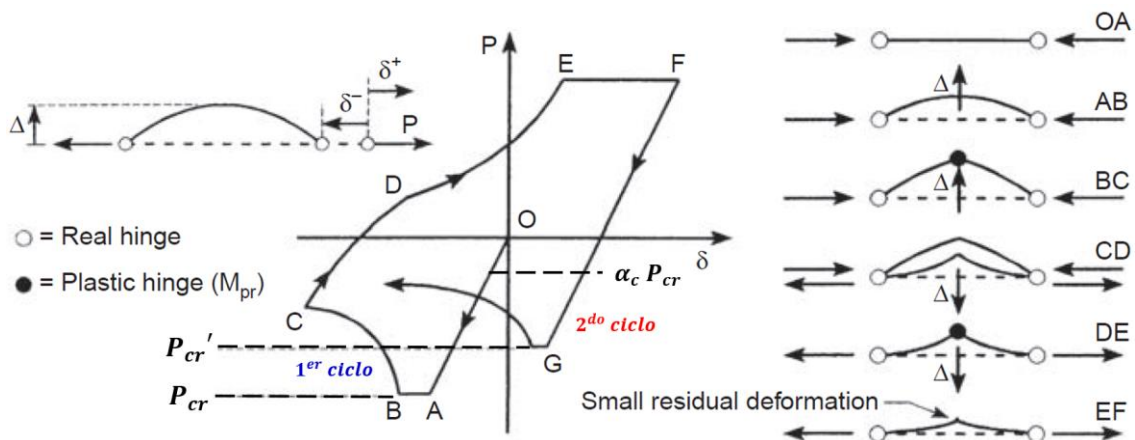


Figura 2.21: Diagrama Esfuerzo-Deformación de una riostra sometida a carga axial cíclica y deformación lateral de la riostra sometida a compresión junto a sus variables estáticas y cinemáticas [31].

Además, han mostrado que el sistema puede disipar energía luego de un pandeo global de la riostra siempre y cuando se controlen otros modos de falla frágil como el pandeo local y la fractura de las conexiones. Es decir, que se comprobó experimentalmente que, mediante un diseño adecuado, se puede lograr una respuesta dúctil y estable con una buena capacidad de disipar energía [9].

### 2.3.1.2. Factores que afectan la respuesta de las diagonales SCBF

En las últimas cuatro décadas se han realizado numerosos estudios experimentales y analíticos para estudiar la respuesta no lineal de las riostras. Esos estudios han permitido identificar tres parámetros principales, a saber, la esbeltez de la riostra ( $\lambda = K L/r$ ), sus condiciones de vínculo y la forma de la sección [9].

- a) **Esbeltez:** Es el parámetro más importante e influye significativamente no sólo en la resistencia a compresión, sino también en la resistencia proscritica y en la degradación de la resistencia por carga cíclica [9] [49]. Bruneau et. al. [50] clasifican las riostras en: esbeltas, intermedias y robustas o poco esbeltas.

Las diagonales esbeltas son aquellas en que la tensión crítica producida por el pandeo elástico del sistema es menor a la tensión de fluencia, por lo que su principal característica es tener una disminución relevante de la resistencia y rigidez por causa del pandeo [49].

Las diagonales robustas son aquellas en que la respuesta que producen a compresión está dada por la fluencia y pandeo de la diagonal, generando una rótula plástica en el centro del elemento, haciendo que si capacidad de disipar energía disminuya [49].

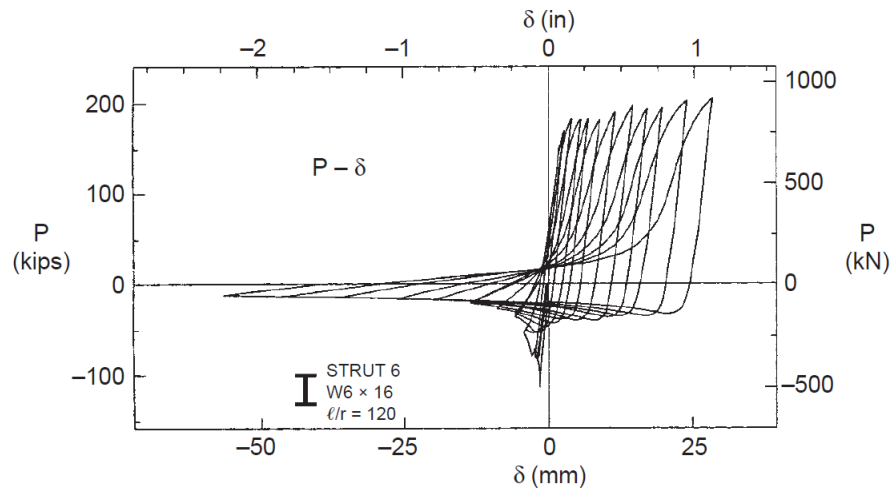
Las diagonales intermedias son aquellas en las que su comportamiento se encuentra definido entre las diagonales esbeltas y robustas antes mencionadas. Por lo tanto, la disminución de la rigidez y resistencia que presenten deben ser menores a la diagonales esbeltas y mayores que las diagonales robustas [49].

Estudios realizados por Tang y Goel [54] sobre riostras tubulares indican que el número de ciclos para producir la fractura de una riostra aumenta, generalmente, con el incremento de la esbeltez de la riostra. Actualmente, se permite el uso de riostras con esbeltez menor o igual a 200 (condicionado a que se apliquen criterios de diseño por capacidad) [9].

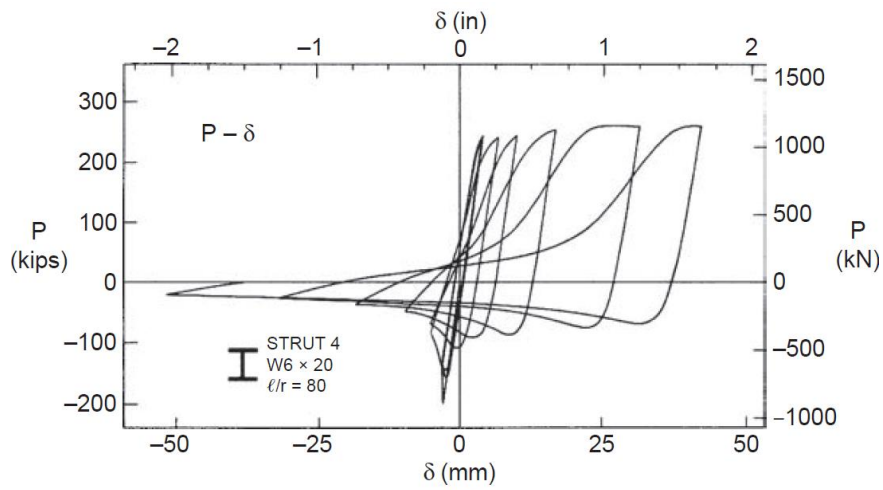
En la Figura 2.22 se observa que los aumentos de esbeltez conllevan a reducciones en la energía histerética disipada por la riostra en compresión, junto con reducciones de la resistencia a compresión (como porcentaje de la correspondiente resistencia a tracción) [31].

- b) **Conexiones:** Las conexiones realizadas entre las riostras y el marco afectan los efectos de pandeo y, por lo tanto, la longitud efectiva de la riostra ( $k L$ ), usada para determinar la resistencia. El factor  $k$  de longitud efectiva puede determinarse mediante valores tabulados, para los casos simples, o bien mediante ábacos o procedimientos de análisis estructural, para el caso de marcos u otras estructuras más complejas. Los distintos valores de  $k$  se describen en la ANSI/AISC 360-10 o en libros sobre estructuras de acero como por ejemplo [9].

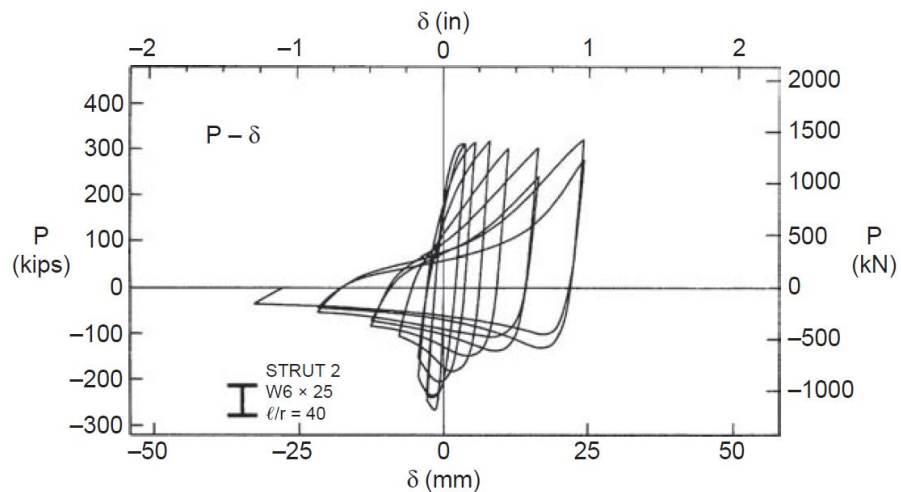
- c) **Forma de la sección:** Para analizar el comportamiento estructural de las riostras es necesario considerar la eficiencia de la sección que, a igualdad de área transversal, se cuantifica a través del radio de giro. Por ejemplo, los tubos de sección cuadrada y circular presentan ventajas comparativas frente a secciones I o secciones de canal en el ámbito económico, pero no necesariamente implican un mejor comportamiento estructural bajo cargas cíclicas. También es importante analizar la compactidad de la sección, medida a través de la relación ancho – espesor, debido a que este parámetro se relaciona directamente con los problemas de pandeo local. Las secciones más compactas presentan mayor capacidad de disipar energía y de evitar fracturas debido a las grandes deformaciones localizadas que produce el pandeo local.



(a) Axial load versus axial displacement



(b)



(c)

Figura 2.22: Ejemplo de un pórtico con riostras de pandeo restringido donde se observa que la conexión es concéntrica [9].

### 2.3.2. Marcos con diagonales de pandeo restringido (*BRB*)

Los marco con riostras de pandeo restringido (*BRB*, por las siglas en inglés de *buckling-restrained braces frame*) son un sistema relativamente nuevo para las aplicaciones sísmicas y un caso particular de los marcos arriostrados concéntricamente y, al igual que ellos, se diseñan para que los miembros componentes se corten en un punto, formando así conexiones concéntricas, tal como se muestra en la Figura 2.23 [31] [9].

Estos dispositivos fueron desarrollados originalmente en Japón por Watanabe et al [55] y Wada y Nakashima [56] y se han utilizado ampliamente para aplicaciones sísmicas después del terremoto de Kobe de 1995. También ganó aceptación en Estados Unidos uno años después del terremoto de Northridge de 1994 [57], por lo que han sido aplicadas como una conveniente solución estructural en varios países [58] [59]. Lo anterior, es por lo que las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 incluyen esto dispositivos como sistemas estructurales [9].

Las *BRB* se caracterizan por la capacidad que poseen para soportar deformaciones inelásticas significativas y proveer una excelente disipación de energía. En este tipo de marcos estructurales la disipación se lleva a cabo por ciclos estables de fluencia tracción – compresión de los arriostramientos.



Figura 2.23: Relación  $P - \delta$  medida experimentalmente en riostras de perfil I con esbeltez de: (a) 120, (b) 80 y (c) 40 [39].

### 2.3.2.1. Composición y materiales de los BRB

Están formadas por un núcleo de acero dúctil que está diseñado para ceder en tanto a tensión como a compresión, que puede adoptar diversas configuraciones; las más usuales son las secciones circular, rectangular, cuadrada o cruciforme, Figura 2.24, recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior, para evitar el pandeo global en compresión, el que se rellena con mortero de cemento. La capa antiadherente que recubre al núcleo de acero cumple funciones importantes para lograr un adecuado desempeño de la riostra; debe permitir que la barra o elemento central se deforma axialmente sin interferir con el tubo exterior y el relleno del mortero. Adicionalmente, la capa debe tener cierto espesor y flexibilidad para permitir la dilatación lateral del núcleo (efecto Poisson) cuando es comprimido por efecto de la acción sísmica [9] [31].

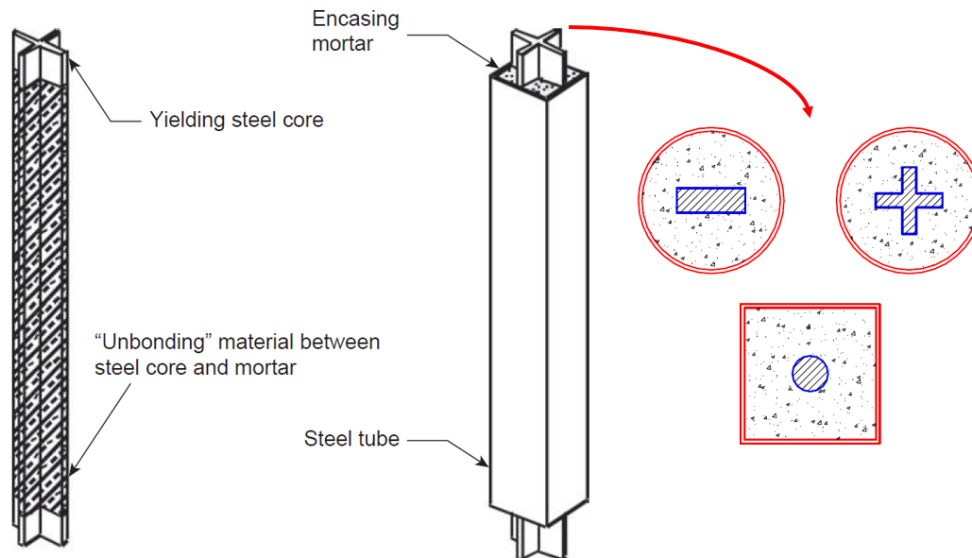


Figura 2.24: Ejemplo de riostra restringida por pandeo más secciones típicas de las riostras de pandeo restringido, adaptado de [31] [9].

Los BRB están compuestas por cinco componentes que se ilustran en la [31]:

- i. **Segmento de fluencia y restringido:** Este segmento puede ser rectangular o con forma de cruz en su sección transversal y está diseñado de manera que pueda ceder bajo carga cíclica.
- ii. **Segmento restringido al pandeo que no fluye:** Segmento rodeado por revestimiento y mortero, suele ser una expansión del segmento de fluencia, pero con un área más grande para asegurar la respuesta elástica.
- iii. **Segmento sin restricción al pandeo que no fluye:** Segmento que no está cubierto por camisa de acero ni mortero, ya que va donde se ubican las conexiones.
- iv. **Superficie antiadherente:** Material antiadherente que reduce o elimina la transferencia de corte entre el segmento i. y el mortero.
- v. **Mecanismo de pandeo restringido (camisa de acero y material confinante):** Compuesto típicamente por el mortero y una cubierta de acero cuya función es evitar el pandeo local y global de la riostra.

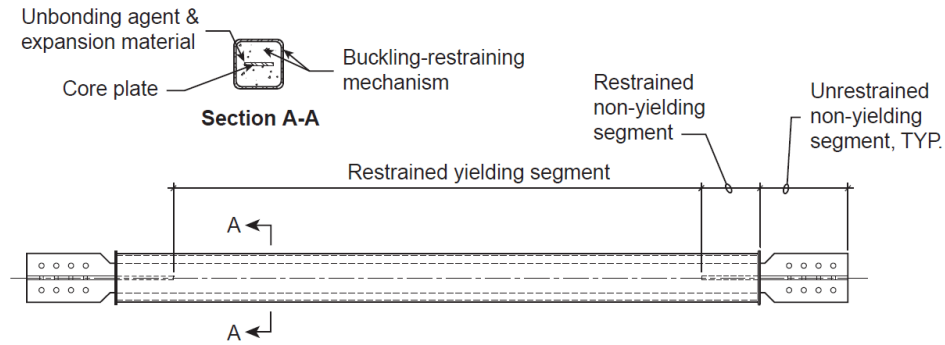


Figura 2.25: Componentes del *BRB* [31].

### 2.3.2.2. Comportamiento estructural de los *BRB*

La característica distintiva de las riostras de pandeo restringido es que pueden fluir en tracción y en compresión evitando la ocurrencia del pandeo, ya sea global o local. La Figura 2.26 muestra la respuesta histerética para una riostra de pandeo restringido (línea continua) y para una riostra típica (línea segmentada). Se puede observar que las diferencias significativas se producen cuando las riostras se someten a compresión. La riostra *BRB* presenta un comportamiento prácticamente igual en tracción y en compresión, mientras que las riostras típicas presentan una degradación de la rigidez y resistencia por efecto del pandeo, reduciendo significativamente su capacidad de disipar energía [9]. Cabe destacar que la resistencia a compresión de la riostra *BRB* puede ser mayor que la resistencia a tracción, debido a que el núcleo de acero se expande cuando es sometido a compresión [9] [31].

Por otro lado, los principales modos de falla para una riostra de pandeo restringido son [9]:

- ✓ Pandeo flexional del núcleo de acero.
- ✓ Pandeo flexional del núcleo en modos altos de pandeo (*rippling*).
- ✓ Pandeo torsional del núcleo en los extremos libres de núcleo o zona de transición.
- ✓ Falla de la conexión.

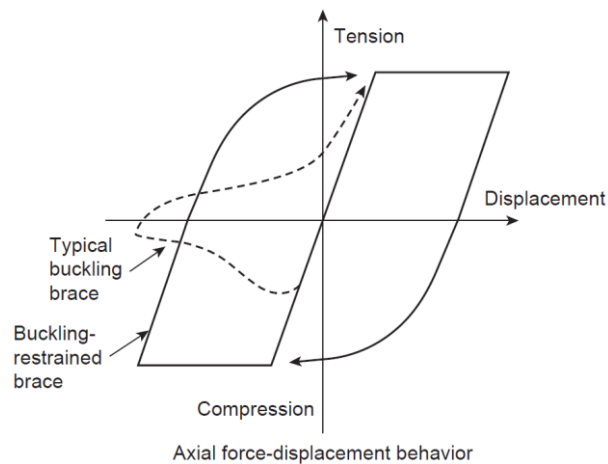


Figura 2.26: Comparación de los ciclos de histéresis de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido [31].

### 2.3.2.3. Ventajas y desventajas de los *BRB*

Se presentan a continuación algunas de las ventajas y desventajas de las riostras *BRB* cuando forman parte de un sistema estructural [31] [61]:

#### ➤ **Ventajas**

Generalmente presentan un desempeño sísmico satisfactorio bajo demandas sísmicas.

En comparación con los marcos a momento, los *BRB* exhiben una alta rigidez lateral elástica en movimiento de demanda sísmica de bajo nivel, facilitando los requerimientos de deformaciones de los códigos.

Eliminan el pandeo indeseable de los CBF convencionales al ceder tanto a tensión como a compresión, lo que proporciona una disipación de energía más grande y estable en movimientos sísmico de alto nivel.

Brindan una ventaja económica durante su instalación; esto se debe a que es posible usar conexiones apernadas o con pasador, evitando los procesos de soldadura e inspección en campo.

Las riostras actúan como fusibles estructurales reemplazables, lo que minimiza el daño a otros elementos y es posible reemplazar las riostras dañadas después de eventos sísmicos severos.

Ofrecen flexibilidad de diseño porque tanto la rigidez como la resistencia de las riostras pueden ser ajustadas para encontrar un punto óptimo de desempeño. Así mismo, su comportamiento cíclico puede ser modelado fácilmente cuando se realicen análisis de tipo inelástico.

#### ➤ **Desventajas**

La mayoría de los *BRB* se encuentran patentados, siendo propiedad de alguna empresa, por lo que su diseño e implementación varía según la empresa.

Se debe diseñar adecuadamente el núcleo de acero para prevenir fallas en su comportamiento relacionadas con el valor límite de fluencia.

Frente a sismos de gran magnitud, este sistema puede presentar deformaciones residuales excesivas debido a que no tiene un mecanismo de auto centrado, como muchos otros, lo que obstaculiza la recuperación, posterior al sismo, del funcionamiento del edificio y el trabajo de reparación.

No existen criterios para los procesos de inspección y reemplazo de las riostras que sufrieron daño bajo alguna sollicitación sísmica.

### 2.3.3. Marcos con elementos autocentrantes (SC)

Los marcos de acero arriostrados se consideran excelentes candidatos para un buen desempeño bajo eventos sísmicos pequeños y moderados debido a su elevada rigidez elástica. Sin embargo, la respuesta inelástica y las demandas de *drift* por piso, tienden a concentrarse en unos pocos pisos debido a la degradación de la respuesta histerética de las diagonales y la capacidad limitada del sistema para redistribuir la demanda sobre la altura del edificio [62] [63] [64].

Se ha demostrado que el uso de riostras *BRB* [55] con un comportamiento histerético mejorado y estable, mejora en gran medida el rendimiento de las estructuras de acero arriostradas [64] [65]. No obstante, este sistema es propenso a las deformaciones laterales residuales o a la concentración de daños en la altura del edificio [7].

Para abordar estos inconvenientes, se han propuesto nuevos sistemas de estructuras sismorresistentes que pueden sufrir grandes deformaciones axiales sin que se produzcan daños estructurales, y al mismo tiempo proporcionar una capacidad de disipación de energía estable y una fuerza de recentrado (marcos con elementos autocentrantes). Dichos sistemas presentan una respuesta histerética con capacidad de recentrado, minimizando así, las deformaciones residuales [7] [66]. Concentra el daño en elementos de fácil reemplazo y permite la recuperación de la configuración original después del evento sísmico [10].

En la Figura 2.27 se presenta un comportamiento histerético de un marco con elemento autocentrante. Si bien, la respuesta en forma de bandera disipa menos energía por ciclo que un dispositivo que trabaja a fluencia, regresa a un desplazamiento cercano a cero al final de cada ciclo. Se ha demostrado que los edificios equipados con sistemas de fluencia o autocentrantes tienden a tener demandas similares de *drifts* máximos de piso [67].

Existen diversos dispositivos que plantean un mecanismo de autocentrado como, por ejemplo, los cables pretensados [7], los resortes y los elementos con propiedades SMA (del inglés *Shape Memory Alloy*) [5]. Los mecanismos autocentrantes se pueden complementar con mecanismos de disipación de energía, los cuales se denominan *Self – Centering Energy Dissipative (SCED)* [7] [66]. Por ejemplo, Ricles et. al [68].

Investigaciones experimentales y numéricas anteriores, incluyendo varios experimentos a gran escala, validaron el rendimiento sísmico superior de las estructuras autocentradas en término de deformaciones permanentes limitadas. A continuación, se describirá el comportamiento de algunos dispositivos autocentrantes relevantes.

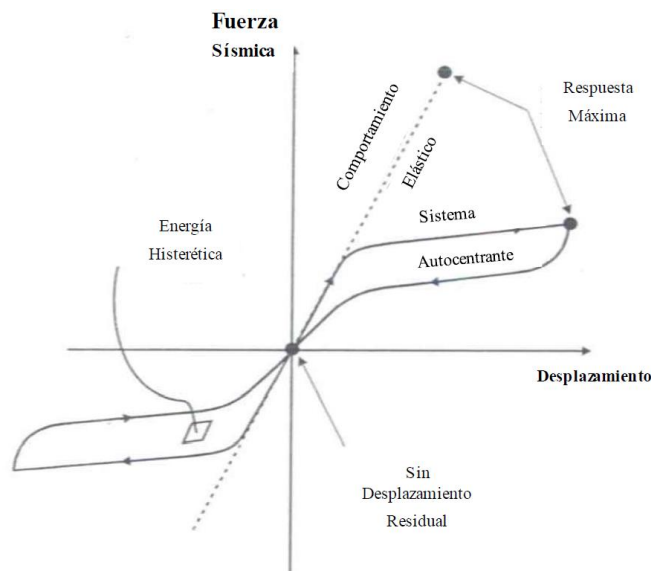


Figura 2.27: Comportamiento histerético de un marco autocentrante [69].

### 2.3.3.1. Memory Alloys Seismic Isolation and Energy Dissipative (MANSIDE)

Dolce et. al [70] desarrollaron una diagonal autocentrante a base de alambre de nitol. La diagonal cuenta con dos grupos de alambres en sus extremos; un grupo está en estado de austenita pretensado, el cual le proporciona de manera óptima la capacidad de autocentrado y tiene un comportamiento elástico rígido no lineal y el otro grupo está en estado de martensita pretensado, el cual le proporciona a elemento la capacidad de disipación de energía y tiene un comportamiento rígido plástico. Si se unen estos dos comportamientos en un sistema paralelo, se obtienen los ciclos con comportamiento de bandera tal como se muestra en la Figura 2.28. En la Figura 2.29 se presenta el esquema del dispositivo completo, vista lateral e isométrica, respectivamente. Para realizar el grupo de centrado de cables SMA se colocan dos pernos insertados transversalmente en los dos tubos, en los cuales se enrollan un número adecuado de alambres superelásticos, que también tienen un mecanismo para aplicar y calibrar la pretensión, Figura 2.30 (a). El grupo disipador de cables SMA se caracteriza por alambres superelásticos de austenita enrollado alrededor de 3 montantes, de manera que se obtienen dos grupos independientes de bucles de alambres, Figura 2.30 (b) [70].

En la Figura 2.31 se muestran de la curva de histéresis utilizando el elemento *MANSIDE* descrito anteriormente. Se caracteriza por bucles de histéresis en forma de bandera la cual da a lugar a la máxima disipación de energía compatible con la capacidad de autocentrado [70].

Para evaluar la fiabilidad a largo plazo de estos dispositivos, se evaluaron los posibles efectos de la relajación de los cables pretensados repitiendo algunas pruebas en ellos después de tres semanas. Las pruebas repetidas confirmaron que los efectos de la relajación son en gran parte insignificantes [70].

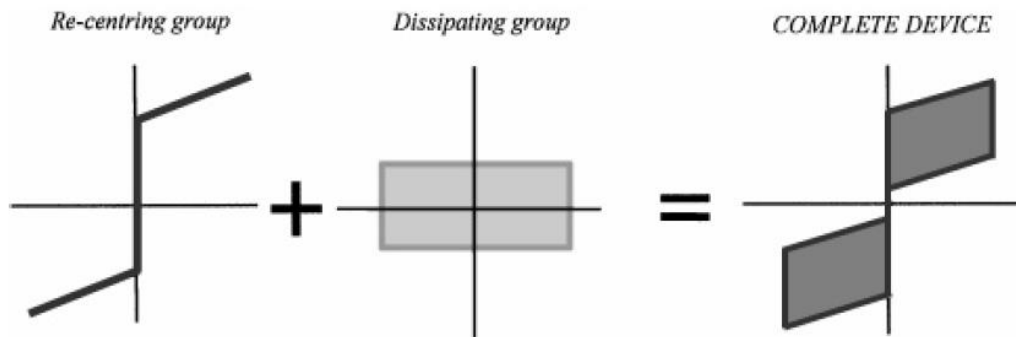


Figura 2.28: Comportamiento de los grupos de alambres SMA [70].

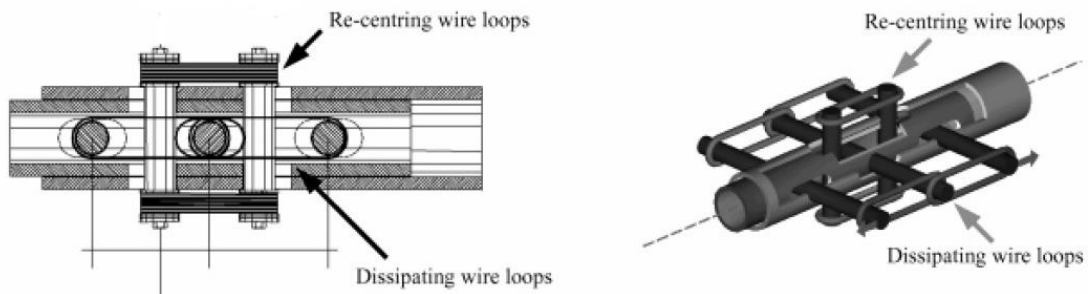


Figura 2.29: Esquema de vista lateral e isométrica del dispositivo [70].

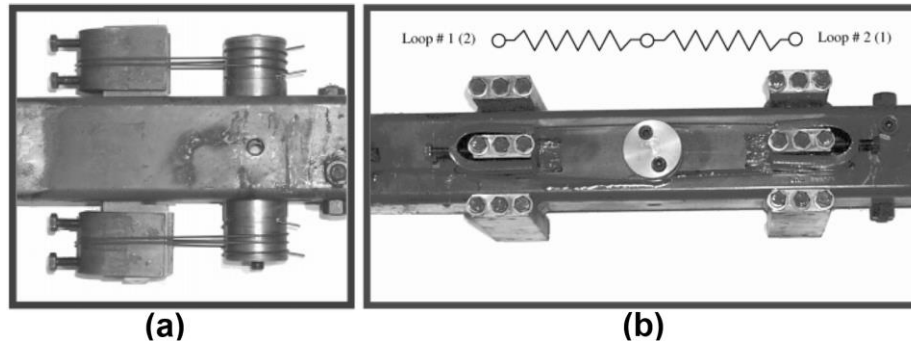


Figura 2.30: (a) Grupo de recentrado basado en alambres superelásticos de austenita y (b) grupo disipador basados en bucles de alambres de austenita pretensados, adaptada de [70].

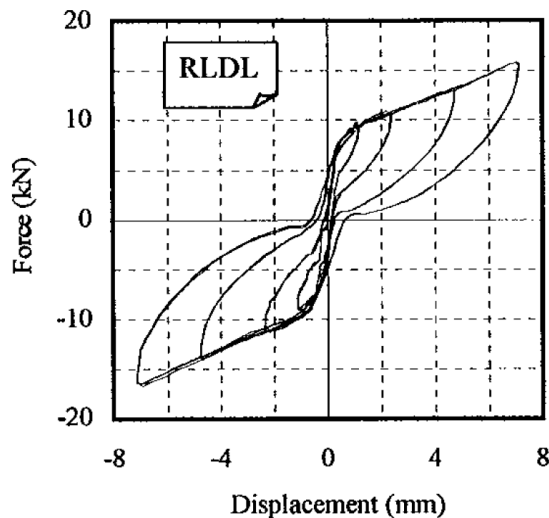


Figura 2.31: Histéresis del dispositivo *MANSIDE* [70].

### 2.3.3.2. Self – Centering Energy Dissipative (SCED)

Christopoulos et. al [7] desarrollaron un nuevo elemento de arriostramiento de acero autocentrante disipador de energía (*SCED*) que está compuesto por elementos tradicionales de arriostramiento de acero, un mecanismo disipador y un sistema tensor. Este sistema de arriostramiento fue desarrollado para sufrir grandes deformaciones axiales sin daño estructural, al tiempo que proporciona una capacidad de disipación de energía estable y una respuesta de autocentrado total dentro de los *drifts* de diseño. El mecanismo de disipación de energía del sistema consiste en una placa fina de fricción que se desliza sobre una superficie de acero inoxidable donde pernos pretensados de alta resistencia proporcionan la fuerza normal que genera la resistencia a fricción necesaria entre las placas exteriores e interiores. El mecanismo de autocentrando del sistema se compone de tendones de

aramida colocados en paralelos equipados que se caracterizan por su gran capacidad de elongación y por su módulo de elasticidad razonablemente alto.

Después de una validación experimental de los dispositivos de fricción y los elementos tensores, se completó un diseño detallado de un prototipo *SCED* a gran escala. La Figura 2.32 muestra los dibujos del taller de fabricación y montaje de dicho prototipo, en una vista 3D (a) y en una vista en planta (b). Posteriormente, el prototipo se introdujo en una máquina de prueba universal como se ilustra en la Figura 2.32 (c) [7].

Luego de varias pruebas, se llegó a la respuesta fuerza – deflexión de la riostra *SCED* mostrada en la Figura 2.33 en la cual todos los pernos en los mecanismos de disipación de energía fueron tensionados y el sistema fue cargado. El sistema funcionó como se esperaba, mostrando una respuesta de recentrado completo y estable y una disipación de energía efectiva en todo el protocolo de carga [7].

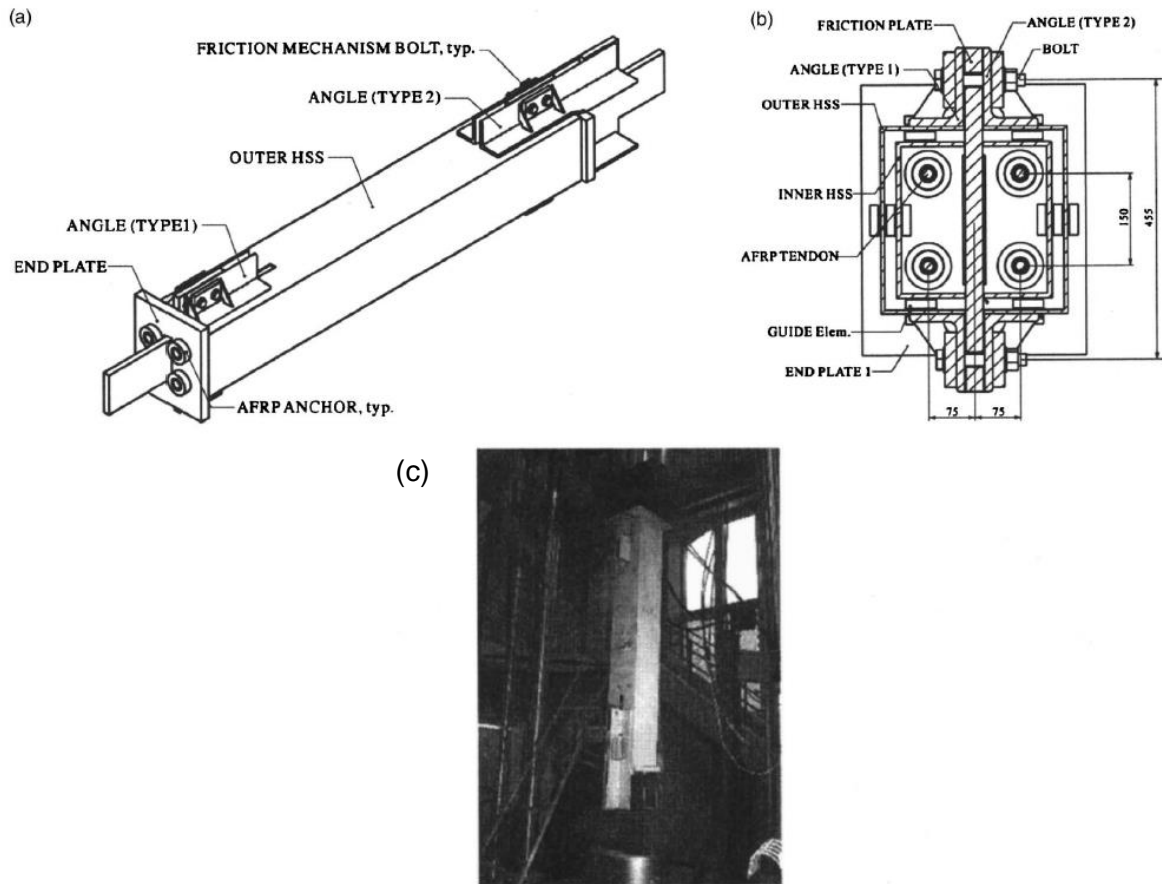


Figura 2.32: Prototipo *SCED* a gran escala y probado; (a) Vista 3D, (b) Vista en planta y (c) prototipo en máquina de prueba universal [7].

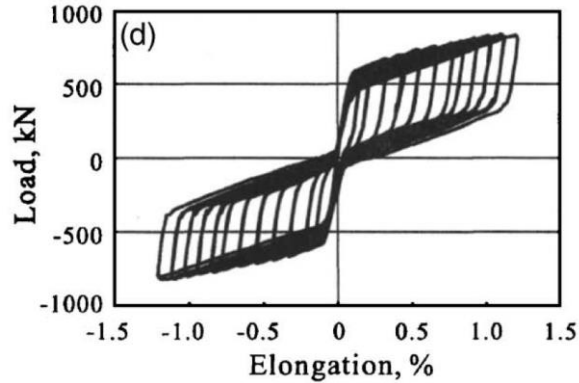


Figura 2.33: Respuesta fuerza – deflexión del prototipo *SCED* bajo cargas cuasi-estáticas [7].

### 2.3.3.3. Self – Centering Buckling Restrained Brace (*SC-BRB*)

Miller et. al [71] desarrollaron una riostra autocentrante con restricción de pandeo (*SC-BRB*). Un *SC-BRB* consta de un componente *BRB* típico, que proporciona disipación de energía, y varillas de aleación con memoria de forma (*SMA*) superelásticas de NiTi (níquel – titanio) pretensados, que proporcionan autocentrado y disipación de energía adicional. Las varillas *SMA* se unen a la parte *BRB* de la riostra mediante un conjunto de tubos concéntricos y placas terminales de flotación que hacen que las varillas *SMA* se alarguen cuando la riostra está tanto en tensión como en compresión [71].

El sistema se compone de: El núcleo de acero del *BRB* el cual bajo carga cede en tensión o compresión y proporciona la mayor parte de la capacidad de disipación de energía, un tubo interior separado del núcleo por hormigón el cual evita el pandeo local de la placa y de las conexiones del núcleo, un tubo del medio soldado a la izquierda del núcleo de acero que permanece fijo y forma parte del sistema de transferencia de carga al momento en que la riostra se acorta debido a los esfuerzos de compresión, un tubo exterior soldado al extremo derecho de la placa que permanece fijo y cumple la misma función que el tubo del medio, unas placas de anclaje en cada extremo de la riostra a través de las cuales pasa el núcleo *BRB* y anclan las fuerzas de pretensado y transfieren la fuerza a los tubos intermedios y externos y las varillas superelásticas de NiTi *SMA* pretensadas y sujetan las placas de anclaje contra los tubos del medio y exterior para crear una compresión inicial en estos dos tubos, están conectadas a esas placas mediante pernos de alta resistencia y su principal función al sistema es la de incorporar la capacidad de autocentrado. En la Figura 2.34 se ilustran los componentes claves de este sistema [71].

Como se señaló anteriormente, los tubos intermedios y externos actúan como puntales de compresión que empujan las placas de anclaje para separarlas cuando la riostra está en compresión. Cuando la riostra está en tracción, la carga se transfiere desde los extremos del núcleo de la riostra hacia los extremos de los tubos medios y exteriores que soportan las placas de anclaje empujando las placas de anclaje hacia afuera, dejando a los tubos medios y externos sin esfuerzo de tracción.

La prueba del prototipo mostró que el dispositivo *SC-BRB* proporciona una excelente disipación de energía y una amortiguación viscosa equivalente, un desempeño estable y simétrico, tal como lo muestra la Figura 2.35. El comportamiento general del *SC-BRB* fue robusto y demostró que incluso después de la fractura del núcleo *BRB*, la riostra todavía tenía una capacidad de carga significativa debido a la redundancia inherente de las varillas *SMA*. La deformación residual que quedó después de la remoción de la carga fue aproximadamente la mitad de la deformación máxima de la riostra [71].

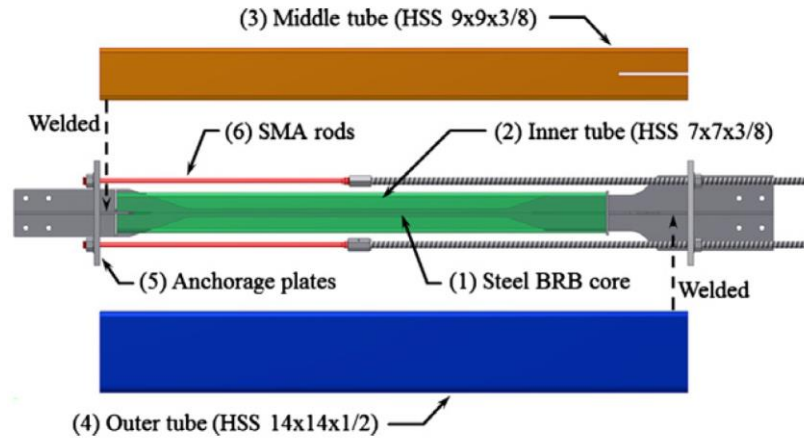


Figura 2.34: Componentes del sistema SC-BRB [71].

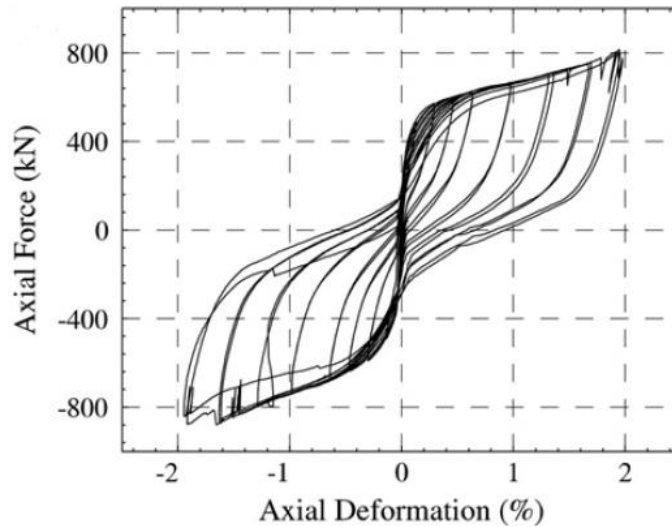


Figura 2.35: Histéresis del sistema SC-BRB bajo un análisis cuasi estático [71].

#### 2.3.3.4. Pre-Presses Spring Self-Centering Energy Dissipation (PS-SCED)

Xu et al. [72] proponen un sistema de arriostramiento de acero que combina un mecanismo de resortes de discos pretensados, para autocentrar, con dispositivos de fricción, para la disipación de energía, el cual aprovecha al máximo las características especiales de los resortes de discos para proporcionar la fuerza de restauración adecuada junto con los dispositivos de fricción para disipar energía, diseñaron fabricaron una muestra de refuerzo PS-SCED a gran escala. En la Figura 2.36 se presenta un dibujo esquemático de la riostra PSD-SCED [72].

En primer lugar, se ensamblan los tubos interiores, a los que se sueldan nervaduras de refuerzo para facilitar la instalación de los dispositivos de fricción y proporcionar un refuerzo adicional de la estabilidad del sistema. Ocho dispositivos de fricción se dividen uniformemente en dos grupos y se fijan a ambos lados del tubo interior. La placa interior de cada dispositivo de fricción está equipada con una pieza de fricción sin amianto orgánico (NAO) y está sujeta por dos grupos de pernos de alta resistencia, de modo que se proporciona una fuerza de fricción estable cuando la pieza de fricción NAO se desliza sobre la placa exterior inoxidable del dispositivo de fricción, que está soldada al tubo exterior. Entre las cabezas de los pernos y las tuercas se ha colocado una placa de desgaste para distribuir uniformemente la fuerza normal creada por los pernos. El resorte de disco se caracteriza por su pequeño volumen, su gran capacidad de carga y su gran capacidad de autocentrado. La Figura 2.38 presenta la fabricación y montaje de una riostra *PS-SCED*. En la Figura 2.37 (a) se muestra a respuesta histerética, que es la superposición de los comportamientos histeréticos del dispositivo de fricción y los resortes de disco pre-prensados [72].

Los resultados de las pruebas de validación confirman que el sistema exhibe respuestas histeréticas en forma de bandera estable y repetibles bajo carga cíclica, ver Figura 2.37 (b), logrando una capacidad de autocentrado total cuando la fuerza de presión previa de los resortes de disco es lo suficientemente grande como para superar la fuerza de deslizamiento de los dispositivos de fricción y la deformación residual se puede reducir eficazmente. La fuerza axial aumenta bruscamente con el aumento de la deformación axial antes de que se active la riostra, y luego aumenta gradualmente antes de que los resortes de disco estén completamente comprimidos, pero luego vuelve a su rigidez inicial [72].

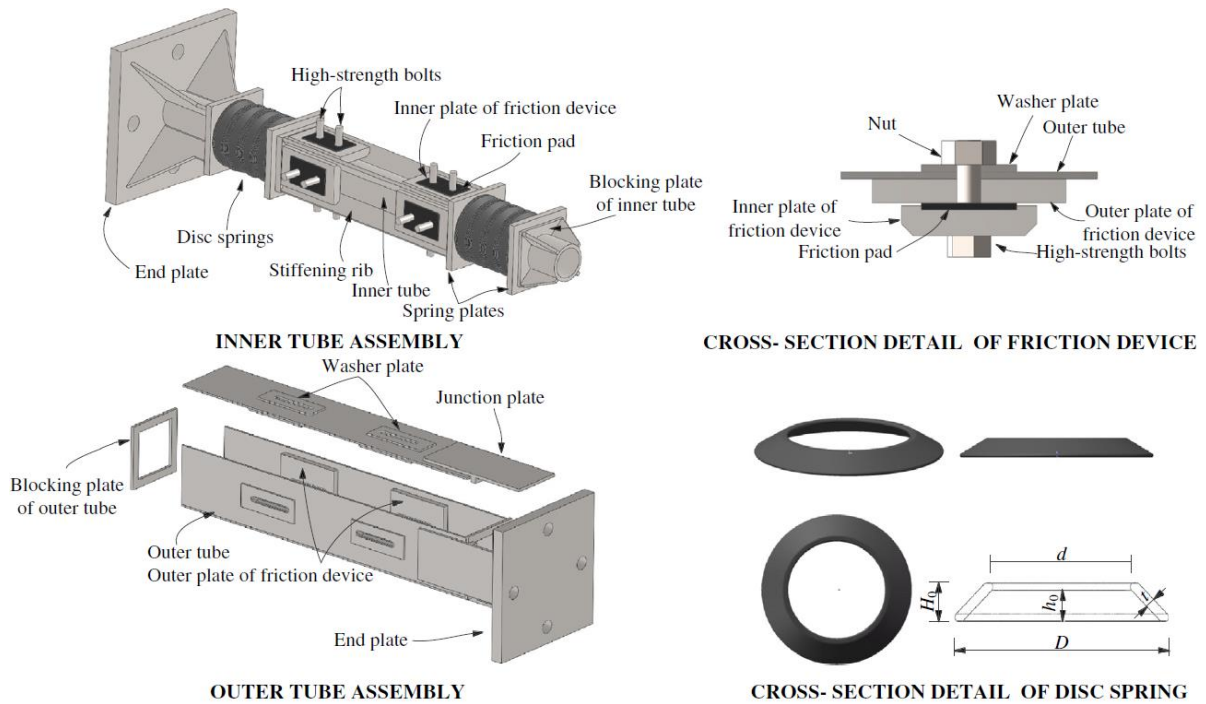


Figura 2.36: Dibujo esquemático del sistema de arriostramiento *PS-SCED* [72].

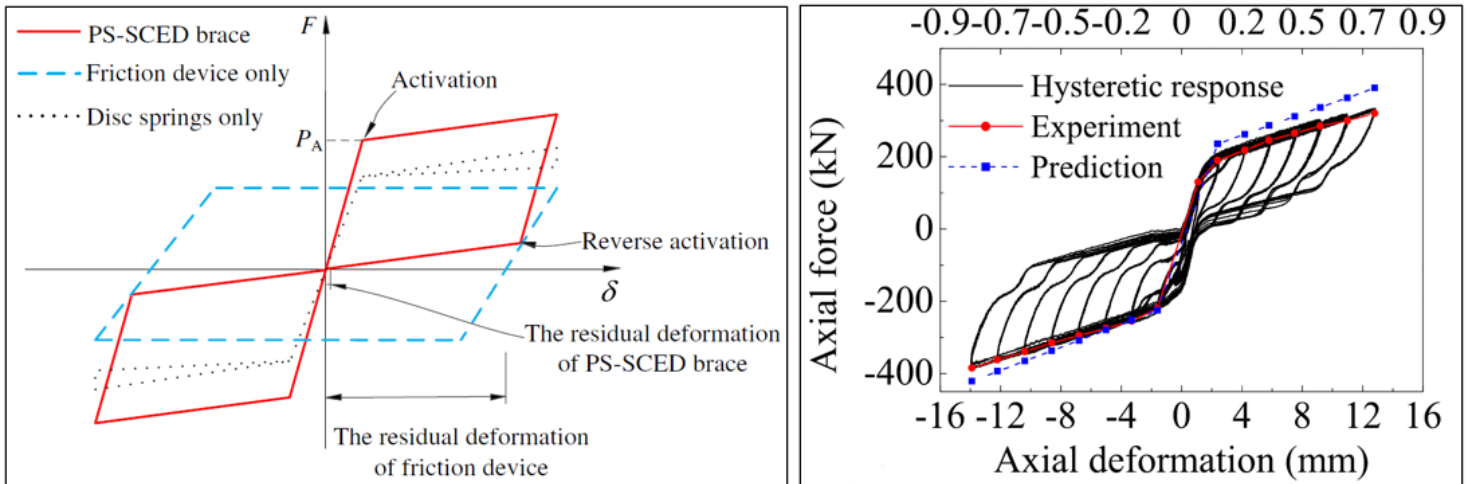


Figura 2.37: (a) Respuesta histerética teórica de la riostra *PS-SCED* y (b) Respuesta histerética post-puebas de riostra *PS-SCED* [72].

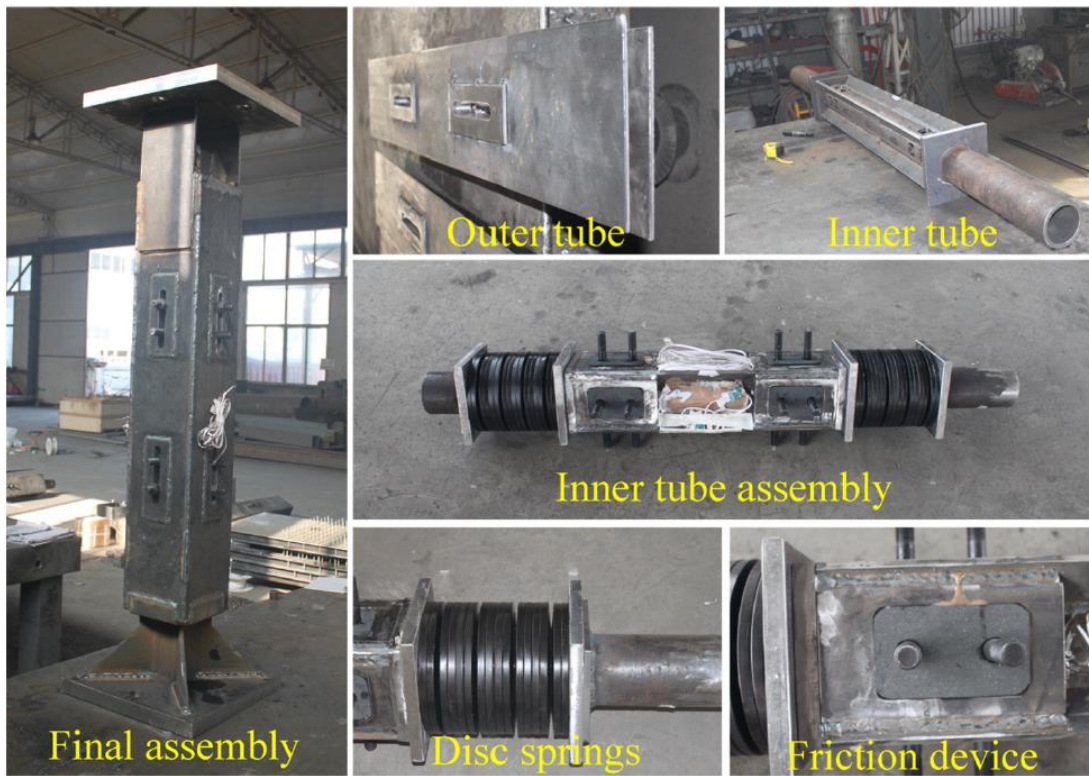


Figura 2.38: Fabricación y montaje de muestra de riostra *PS-SCED* [72].

### **2.3.3.5. Ventajas y desventajas de los sistemas SC**

Haque [73] establece lo siguiente:

#### **➤ Ventajas**

Poseen una respuesta fuerza – deformación similar a pesar de la variedad de diseño que tienen los sistemas SC.

Sus curvas de histéresis presentan una forma de bandera con ligeras variaciones en sus respuestas de carga o descarga.

Si se diseñan adecuadamente, pueden devolver las estructuras a su posición original después de un evento sísmico.

#### **➤ Desventajas**

Al tener una histéresis en forma de bandera estos sistemas generan menos disipación de energía histerética o en comparación con lo que se observa típicamente en los marcos de acero *BRB*. Esta baja amortiguación histerética da como resultado una mayor aceleración de la estructura durante los sismos.

Estos sistemas si bien, tienen la capacidad de recentrado, jamás van a recentran una estructura completamente, siempre va a quedar una pequeña, casi nula, cantidad de deformación residual.

## Capítulo III

### 3. Diseño con la normativa vigente

Las normas que se utilizan en Chile para el diseño de edificios con estructuras de acero junto con el diseño de dispositivos de disipación de energía son:

- ✓ NCh433 Of.1996 Mod.2009: “Diseño sísmico de edificios”.
- ✓ NCh1537 Of.2009: “Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso”.
- ✓ NCh3171 Of.2010: “Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga”.
- ✓ NCh427/1, 2016: “Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios”.
- ✓ Decreto supremo N° 61: “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios”.
- ✓ NCh3411, 2017: “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo”.

El Instituto Nacional de Normalización, INN, es el organismo que tiene a su cargo el estudio y preparación de las normas técnicas a nivel nacional, es decir, la serie NCh. Es miembro de la *International Organization for Standardization (ISO)* y de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas (COPANT), representando a Chile ante esos organismos. Por otra parte, el Decreto Supremo N° 61 (DS61) fue emitido por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo en el año 2011 y adecua y complementa a la norma NCh433, ajustando factores de seguridad y estándares del diseño sísmico de edificios.

En la actualidad, la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 [43] indica que mientras no se oficialice la versión de la norma chilena para el dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones contempladas en las últimas versiones de las siguientes normas: *Specification for Structural Steel Buildings* del *American Institute of Steel Construction (AISC)* y en las materias relacionadas con el diseño sísmico de edificios, las disposiciones de la *Specification of Structural Steel Buildings* se deben complementar con lo que indica la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, no obstante, las solicitudes de diseño de los marcos y los requisitos de deformación deben adecuarse a la normativa chilena de diseño sísmico. Las normativas americanas descritas corresponden a ser:

- ✓ ANSI/AISC360-16: “*Specification for Structural Steel Buildings*”.
- ✓ ANSI/AISC341-16: “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”.

### 3.1. NCh433 Of.1996 Mod.2009: “Diseño sísmicos de edificios” más DS N°61: “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios”

La NCh433 Of.1996 Mod.2009 con posterioridad al sismo ocurrido el año 2010 fue complementada con el Decreto Supremo N° 61, en donde se adicionan modificaciones en la clasificación de suelos y en los espectros de diseño. La unión complementaria de la norma y el decreto supremo da lugar al reglamento NCh433 Of.1996 Mod.2012 (de aquí en adelante, NCh433) que se utiliza en la actualidad.

Esta norma establece requisitos exigibles para el diseño sísmico de edificios para que resistan sin daños movimientos sísmicos de moderada intensidad, limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad y que eviten colapsos durante sismos de severa intensidad, aunque estas sufran algunos daños.

El diseño sísmico de estructuras dependerá de:

- ✓ La zona sísmica.
- ✓ El suelo de fundación.
- ✓ Su categoría ocupacional
- ✓ Tipo de sistema sismorresistente utilizado en su estructuración.

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, cada una de ellas tiene su respectivo valor de aceleración efectiva máxima del suelo ( $A_o$ ), tal como lo indica la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Zonas sísmicas y sus respectivos valores de aceleración efectiva  $A_o$ .

Zona Sísmica	$A_o$
1	0,2g
2	0,3g
3	0,4g

Fuente: Adaptado de [43]

La clasificación sísmica del suelo de fundación se debe realizar de acuerdo en los especificado en la Tabla 3.2. Además, los suelos de fundación tienen ciertos parámetros cuyos valores dependen de su clasificación sísmica, tal como lo indica la Tabla 3.2:

Tabla 3.2: Clasificación sísmica del suelo y valores de parámetros que depende de esta.

Tipo de suelo	S	$T_o$ [s]	$T'$ [s]	n	p
A	0,9	0,15	0,2	1	2
B	1	0,3	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,4	0,45	1,4	1,6
D	1,2	0,75	0,85	1,8	1
E	1,3	1,2	1,35	1,8	1
F	*	*	*	*	*

Fuente: Adaptado de [43].

Donde  $S$ ,  $T_o$ ,  $T'$ ,  $n$  y  $p$  son parámetros que dependen del tipo de suelo.

Los suelos tipo A están compuestos principalmente de roca o suelo cementado, los tipo B están conformados principalmente por roca blanca o fracturada, suelo muy denso o muy firme, los tipo C son suelos densos o firmes, los tipo D son suelos medianamente densos o firmes, los tipo E son suelos de compacidad o consistencia mediana y los suelos tipo F son suelos especiales. Esta última clasificación va dirigida a aquellos suelos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y, por lo tanto, requieren estudios especiales de amplificación. Algunos ejemplos de suelo tipo F son los potencialmente licuables (arenas, arenas limosas o limos), los susceptibles a densificación por vibración, los colapsables, los orgánicos, entre otros.

Para efecto de aplicación, los edificios y otras estructuras se clasifican según su categoría ocupacional, es decir, de acuerdo con su importancia, uso y riesgo de falla, tal como lo indica la Tabla 3.3:

Tabla 3.3: Categorías de un edificio y valor del coeficiente de importancia (*I*).

Categoría del edificio	Factor de importancia
I	0,6
II	1
III	1,2
IV	1,2

Fuente: Adaptada de [43]

Los edificios con categoría I corresponden a estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, los categoría II son todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público, los categoría III son edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor (excepto bibliotecas y museos) y edificios en donde existe frecuentemente aglomeración de personas (excepto escuelas cárceles, estadios, entre otros) y los categoría IV son todas las estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o utilidad pública, instalaciones esenciales, entre otros.

Para los efectos de esta norma se distinguen los tipos de sistemas estructurales indicados en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4: Sistemas estructurales y valores máximos de factores de modificación de respuesta.

Sistema estructural	Material estructural	R	R <sub>o</sub>
<b>Marcos</b>	Acero Estructural	-	
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marcos de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
<b>Muros y Sistemas Arriostrados</b>	Acero Estructural	-	
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5,5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado	7	11

Fuente: Adaptada de [43]

Donde  $R$  y  $R_o$  son factores de modificación de respuesta estructural para el análisis estático y para el análisis dinámico, respectivamente, y reflejan las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de las diferentes estructuraciones y materiales empleados.

La norma establece dos métodos para la estimación de la sollicitación sísmica: análisis estático y análisis dinámico. Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con 3 grados de libertad, como mínimo, por piso. A continuación, se explicará de manera detalla el análisis dinámico.

### 3.1.1. Análisis modal espectral

Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico, donde el espectro de diseño de pseudo-aceleración que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por la ecuación (3.1):

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^*/I)} \quad (3.1)$$

Donde:

- ✓  $S$ ,  $A_o$  e  $I$ : parámetros descritos anteriormente.
- ✓  $\alpha$ : factor de amplificación que depende del periodo de vibración del modo  $n$  ( $T_n$ ) y es definido por la ecuación (3.2):

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3.2)$$

- ✓ El factor de reducción ( $R^*$ ) de la pseudo-aceleración espectral para la dirección de análisis se calcula según la ecuación (3.3):

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.3)$$

Donde:

- ✓  $T^*$ : periodo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- ✓  $R_o$ : valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de la Tabla 3.4

Las masas equivalentes para cada modo ( $n$ ) están dadas por la ecuación (3.4):

$$M_{n,i} = \frac{L_{n,i}^2}{M_n} \quad (3.4)$$

$L_{n,i}$  es el factor de participación del modo n, en la dirección i y se obtiene de la ecuación (3.5):

$$L_{n,i} \{\Phi_n\}^T [M] \{r_i\} \quad (3.5)$$

Y  $M_n$  es la masa del modo n, y se obtiene de la ecuación (3.6):

$$M_n \{\Phi_n\}^T [M] \{\Phi_n\} \quad (3.6)$$

Donde:

- ✓  $\{\Phi\}$ : vector que representa la forma de vibrar asociada al modo n.
- ✓  $[M]$ : matriz de masa de la estructura
- ✓  $\{r_i\}$ : vector compuesto por 1 o 0, según sea el grado de libertad para la dirección de análisis "i".

Los desplazamientos y cortes basales se obtienen mediante una combinación modal utilizando el método CQC (*Complete Quadratic Combination*), según lo establecido en la NCh433. Si el corte basal resultante es menor que  $Q_{min}$ , los desplazamientos, las rotaciones y las solicitaciones de los elementos deberán multiplicarse por un factor  $R^{**}$  para así alcanzar dicho valor mínimo. Se reemplaza el valor  $R^*$  por el nuevo factor de reducción  $R^{**}$ . El valor de  $R^{**}$  se indica en la ecuación (3.7):

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_{min}} < R^* \quad (3.7)$$

Donde  $Q_{elástico}$  es el corte basal elástico resultante de la estructura, es decir, considerando  $R^*=1$ .

Por otra parte, si el corte basal resultante es mayor a  $Q_{max}$ , sólo las solicitaciones deberán multiplicarse por un factor tal que se alcance su valor máximo, es decir, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales serán los estimados previamente por  $R^*$ . Dicha multiplicación se realiza reemplazando el factor de reducción  $R^*$  por un factor  $R^{**}$  definido en la ecuación (3.8):

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_{max}} > R^* \quad (3.8)$$

### 3.1.2. Deformaciones sísmicas

Con respecto a las deformaciones sísmicas estipuladas en la Nch433, para el presente trabajo se utilizarán los siguientes acápites:

- a) **5.9.1:** Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso se deben calcular para las acciones sísmicas de diseño (análisis estático y análisis modal espectral), incluyendo el efecto de la torsión accidental.
- b) **5.9.2:** El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002, tal y como lo indica la ecuación (3.9):

$$Drift, \text{máx} = \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0,002 \quad (3.9)$$

- c) **5.9.3:** El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura entrepiso, tal y como lo indica la ecuación (3.10):

$$Drift, \text{máx} = \frac{\Delta_{punto,j} - \Delta_{punto,i}}{h_j - h_i} - \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0,001 \quad (3.10)$$

Donde:

- ✓  $\Delta_{cm,j}$ : deformación en el nivel j con respecto al centro de masa.
- ✓  $\Delta_{cm,i}$ : deformación del nivel i con respecto al centro de masa.
- ✓  $h_j - h_i$ : altura entre piso.
- ✓  $\Delta_{punto,j}$ : deformación en el nivel j con respecto a un punto cualquiera.
- ✓  $\Delta_{punto,i}$ : deformación en el nivel i con respecto a un punto cualquiera.

## 3.2. NCh3411 Of.2017: “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo”

Los requisitos de diseño de la presente se elaboraron tomando como base el reglamento ASCE 7-10 [74], específicamente, el capítulo 18 y antecedentes nacionales proporcionados por el comité.

### 3.2.1. Alcances

- ✓ Esta norma aplica al diseño y construcción de todo edificio con un sistema pasivo de disipación de energía y sus componentes o partes. Se incluyen, sin estar limitados a, sistemas compuestos por disipadores histeréticos o de fricción, que dependen del desplazamiento relativo entre sus extremos y sistemas compuestos por disipadores viscosos o viscoelásticos, que dependen de la velocidad de deformación de los mismos.
- ✓ En los casos de estructuras con aislamiento basal, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones se deben determinar de acuerdo con NCh2745 Of.2013, “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” [75].
- ✓ Esta norma no aplica a estructuras con disipadores tipo inercial, como son los amortiguadores de masa sintonizada (AMS).

### 3.2.2. Requisitos generales de diseño

#### 3.2.2.1. Clasificación del sistema disipador

Para efectos de aplicación de esta norma, el sistema sismorresistente se clasifica en 3 categorías, dependiendo de la función que desempeñan los disipadores de energía.

- a) **Categoría 1:** Incluye los sistemas disipadores de energía que constituyen el sistema sismorresistente de la estructura y que han sido incorporados para mejorar el desempeño sísmico de la edificación. Entre estos sistemas se encuentran, por ejemplo, las diagonales con pandeo restringido (*BRB*), disipadores de energía basados en la fricción y otros sistemas histeréticos. Sin embargo, también se requiere que el sistema disipador reciba no menos del 75% del corte basal total de la estructura, y la ejecución de un extenso programa de ensayos de prototipos a nivel de subsistemas y de dispositivos de manera individual.
- b) **Categoría 2:** Incluye los sistemas que no califican como categoría 1. En esta categoría se encuentran los disipadores de energía considerados en adición al sistema sismorresistente principal, ya sea para mejorar la respuesta sísmica y estructural de la edificación, controlar el daño en secciones críticas de la estructura o mejorar el confort de los ocupantes en caso de sismos severos. Para que un sistema califique como categoría 2, se requiere de una reducción no menor a un 20% en la energía que debe disipar la estructura sismorresistente cuando se incorporan los disipadores de energía en la estructura.
- c) **Categoría 3:** Todas aquellas estructuras cuyos sistemas de disipación contribuyen en menor medida al control de la respuesta sísmica y estructural. Incluye los sistemas que no califican como categoría 1 ni categoría 2.

### 3.2.2.2. Factores de modificación de respuesta

En sistemas sismorresistentes categoría 1, el valor máximo de  $R_o = 8$ . Para todos los demás casos, se deben considerar los valores establecidos por la NCh433.

### 3.2.2.3. Combinaciones de carga y factores de resistencia

Los efectos en la estructura sismorresistente debido a cargas de gravedad y cargas sísmicas se deben combinar según lo establecido en la NCh3171.

El sistema disipador se debe diseñar para una carga no menor a 1,15 veces la fuerza máxima desarrollada por los disipadores para el SMP, considerando un factor de resistencia igual a 1.

### 3.2.2.4. Estructura sismorresistente

La presente norma considera como base para el diseño sísmico de la estructura los requisitos de la NCh433, modificando o adicionando ciertas disposiciones debido a los efectos de la incorporación de dispositivos de disipación.

El corte basal sísmico usado para el diseño sísmico de la estructura sismorresistente no debe ser menor que  $V_{min}$ , donde  $V_{min}$  corresponde al mayor valor entre  $Q_{SDS}$  y la ecuación (3.11):

$$V_{min} = \frac{I A_o S P}{\beta_1 6 g} \quad (3.11)$$

Donde  $Q_{SDS}$  corresponde al corte basal obtenido del espectro SDS y  $\beta_1$  es el factor de reducción por amortiguamiento en la dirección de análisis, que permite disminuir el esfuerzo de corte basal de diseño del edificio debido a la adición de amortiguamiento mediante disipadores.

Los valores de los parámetros  $I$ ,  $A_o$  y  $P$  son los mismos utilizados en la norma NCh433, con excepción del factor  $S$  donde, para efectos de esta norma, se permite considerar  $S = 1$  si el sistema es categoría 1 o categoría 2. Por otro lado, para sistemas sismorresistentes de categoría 1,  $\beta_1$  es igual 1,33 para cada dirección de análisis, mientras que para las categorías 2 o 3, es igual al cociente de los cortes basales del edificio sin y con disipadores de energía, según lo estipulado por la cláusula 6 de esta norma.

### 3.2.2.5. Sistema disipador

Los elementos de sistema disipador cuya función no es disipar energía directamente deben ser dimensionados para permanecer en el rango elástico para las cargas no reducidas generadas por los disipadores ante el sismo máximo posible, es decir, durante el SMP.

### 3.2.2.6. Espectro elástico de diseño

Para el análisis y diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía esta norma establece tres niveles de demanda sísmica de diferentes intensidades, dependiendo de si se analiza la estructura sismorresistente o el sistema disipador:

- a) **Sismo de Servicio (SDS):** corresponde al espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de las estructuras según NCh433, modificado adicionalmente por los parámetros  $\beta_1$  y S definidos en la presente norma. Para el diseño de la estructura sismorresistente, se debe utilizar el espectro asociado al SDS.
- b) **Sismo de Diseño (SDI):** Corresponde al espectro de diseño de Newmark & Hall que establece la norma NCh2745 Of.2013, el cual está definido por los parámetros indicados en la Tabla 3.5. Además, se incorporan los factores de modificación por zona sísmica (Z) de NCh2745.
- c) **Sismo Máximo Probable (SMP):** Corresponde al nivel de movimiento del suelo cuyo espectro se obtiene al multiplicar el espectro SDI por un factor 1,2.

Tabla 3.5: Definición del espectro de diseño (SDI).

Clasificación del suelo	Ta [s]	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]	Te [s]	Tf [s]	$\alpha_{AA}$	$\alpha_{VV}$	$\alpha_{DD}$
A	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1,085	50	20
B	0,03	0,2	0,54	2	10	33	1,1	94	30
C	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1,212	131	33
D	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1,47	159	40

Fuente: Adaptado de [76].

En la Figura 3.1 se presentan de manera gráfica los tres sismos antes descritos.

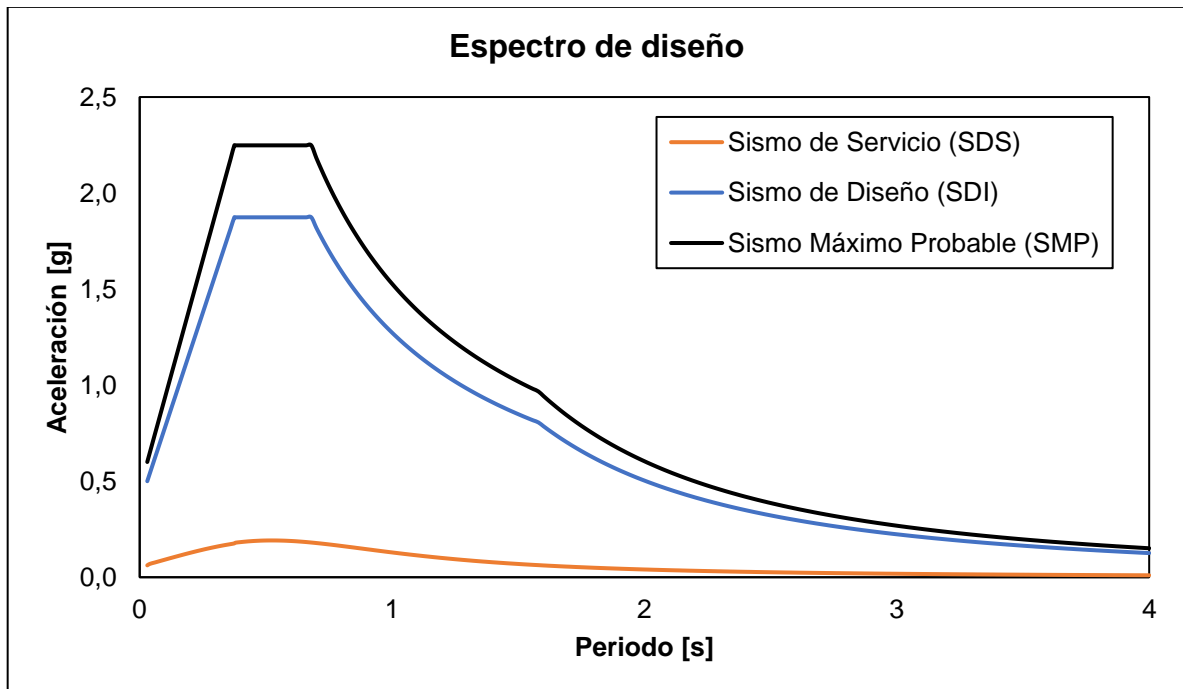


Figura 3.1: Espectros de diseño según la NCh3411 para: suelo D, zona sísmica 3 y categoría 1.

### 3.2.2.7. Registros sísmicos

Para el análisis y diseño de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía se deben utilizar componentes horizontales de registros de aceleración del suelo de al menos tres eventos sísmicos. Los registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el SDI o SMP, según sea el caso. Para cada par de registros horizontales se deben construir los espectros elásticos de pseudo aceleración para una razón de amortiguamiento crítico del 5% y se deben combinar según el método SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*). Los registros se deben modificar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para los tres o más pares de registros, no resulte menor que 1,17 veces el espectro elástico de SDI o SMP según corresponda, en el rango de periodos entre  $0,1T_1$  y  $1,5 T_1$ .

### 3.2.2.8. Deformaciones sísmicas

La limitación de deformación entre piso es la misma que establece la NCh433, debido a que el espectro y el límite considerados en conjunto han resultado en un nivel de desempeño aceptable en eventos sísmicos pasados. Alternativamente, se permite verificar deformaciones mediante un análisis dinámico no lineal, considerando una razón de amortiguamiento crítico inherente a la estructura no mayor que a 5% para todos los modos de vibrar, un nivel de movimiento sísmico correspondiente al SDS amplificado por  $R^*$  (elástico), considerando  $\beta_1$  igual a 1, y, amplificando los límites de deformaciones de NCh433 por  $R_1$  definido por las ecuaciones (3.12) y (3.13):

$$R_1 = R^* ; si Q_{SDS} \geq V_{min} \quad (3.12)$$

$$R_1 = \frac{R^* Q_{SDS}}{V_{min}} ; si Q_{SDS} < V_{min} \quad (3.13)$$

### 3.2.2.9. Procedimiento de análisis dinámico no lineal

El modelo matemático de la estructura sismorresistente debe representar la distribución espacial de la masa total del sistema. El comportamiento histerético debe considerar la fluencia de los elementos, la degradación de la resistencia, la degradación de la rigidez y el estrechamiento de los ciclos de histéresis. De la misma manera, para los modelos matemáticos de los disipadores dependientes de la deformación, se debe reproducir el comportamiento histerético no lineal de los dispositivos y se debe tomar en cuenta todo cambio significativo de rigidez, resistencia, y forma del lazo histerético. Los valores de los cocientes  $E$ ,  $\theta$  y  $\beta_1$ , se deben calcular, para cada dirección de análisis, como el promedio de los valores correspondientes a cada excitación sísmica, siempre y cuando se considere al menos siete pares de registros horizontales de aceleración en dos direcciones ortogonales. De lo contrario, los valores de  $\theta$  y  $\beta_1$  se deben determinar como el valor mínimo obtenidos de los registros considerados, y el cociente  $E$  se debe determinar como el valor máximo obtenido de los registros considerados.

### 3.2.2.10. Procedimiento de análisis modal espectral

El análisis modal espectral debe satisfacer los requisitos establecidos por dicho análisis definido en la NCh433 en lo que no se contraponga con los requisitos de la presente norma, utilizando el espectro SDS.

## 3.3. AISC 360-16: “Specification for Structural Steel Buildings”

El código AISC360-16 establece criterios para el diseño, fabricación y montaje de edificios de acero estructural y otras estructuras. Además, establece los procedimientos para la verificación de resistencia de los elementos estructurales para la combinación de cargas estipuladas por la NCh3171.Of.2010. Las vigas se verificarán a flexión y corte, mientras que las columnas se calcularán para la compresión y flexocompresión. Para el caso del marco *SCBF*, las riostras se verificarán para compresión y tracción.

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método de diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD). El diseño por resistencia con las disposiciones de diseño mediante el método LRFD debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (3.14):

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (3.14)$$

Donde:

- ✓  $R_u$ : resistencia requerida (LRFD).
- ✓  $\Phi R_n$ : resistencia de diseño.

### 3.3.1. Diseño de miembros en tracción

#### 3.3.1.1. Límites de esbeltez

No existe límite de esbeltez máxima para miembros a tracción. Sin embargo, es preferible que la razón de esbeltez ( $L/r$ ) no exceda de 300.

#### 3.3.1.2. Resistencia en tracción

La ecuación (3.15) que rige la verificación a tracción:

$$P_u \leq \Phi_t P_n \quad (3.15)$$

La resistencia de diseño a tracción ( $\Phi_t P_n$ ), será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción calculado en la sección bruta (ecuación (3.16)) y ruptura en tracción calculado en la sección neta (ecuación (3.17)).

a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad (3.16)$$

Con un factor  $\Phi_t = 0,9$  para el método LRFD.

b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e \quad (3.17)$$

Con un factor  $\Phi_t = 0,75$  para el método LRFD.

Donde:

- ✓  $A_e$ : área neta efectiva.
- ✓  $A_g$ : área bruta de miembro.
- ✓  $F_y$ : esfuerzo de fluencia mínima.
- ✓  $F_u$ : esfuerzo último mínimo especificado.

### 3.3.2. Diseño de miembros en compresión

#### 3.3.2.1. Disposiciones generales

La ecuación (3.18) rige la verificación a compresión:

$$P_u \leq \Phi_c P_n \quad (3.18)$$

Donde:

- ✓  $\Phi_c$ : factor de resistencia para compresión = 0,9 (LRFD).
- ✓  $P_n$ : resistencia nominal a compresión.
- ✓  $P_u$ : resistencia axial requerida según las combinaciones LRFD.

La resistencia nominal a compresión es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo lateral torsional.

#### 3.3.2.2. Límite de esbeltez

Para miembros diseñados a compresión, la razón de esbeltez no será mayor que 200, es decir, lo indicado en la ecuación (3.19):

$$\lambda = \frac{K L}{r} < 200 \quad (3.19)$$

### 3.3.2.3. Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas. La resistencia de compresión nominal ( $P_n$ ) debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión y pandeo torsional, tal y como lo indica la ecuación (3.20):

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.20)$$

Donde el esfuerzo crítico  $F_{cr}$  se determina con la ecuación (3.21) o la ecuación (3.22), según corresponda:

a) Cuando  $\frac{K L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (3.21)$$

b) Cuando  $\frac{K L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.22)$$

Donde la tensión de pandeo elástico ( $F_e$ ) se determina según lo indica la ecuación (3.23):

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K L}{r}\right)^2} \quad (3.23)$$

### 3.3.2.4. Pandeo torsional de miembros son elementos esbeltos

La resistencia nominal a compresión ( $P_n$ ) debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo torsional, tal como lo indica la ecuación (3.24):

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.24)$$

Dado que en este estudio los miembros comprimidos corresponden a perfiles W con doble simetría, el esfuerzo crítico ( $F_{cr}$ ) se determina con la ecuación (3.22), pero, utilizando la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional ( $F_e$ ) determinado con la ecuación (3.25):

i) Para miembros de simetría doble:

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.25)$$

Donde:

- ✓  $C_w$ : constante de alabeo
- ✓  $G$ : módulo elástico de corte del acero.
- ✓  $I_x$  e  $I_y$ : momentos de inercia en torno a los ejes principales.
- ✓  $J$ : constante torsional.
- ✓  $K_z$ : factor de longitud efectiva para pandeo torsional.

Para secciones doble T (W) con simetría doble,  $C_w$  puede tomarse como lo indica la ecuación (3.26):

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad (3.26)$$

Donde  $h_o$  es la distancia entre centroides de las alas.

### 3.3.3. Diseño de miembros en flexión

#### 3.3.3.1. Disposiciones generales

La ecuación (3.27) es la que rige la verificación a compresión:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (3.27)$$

La resistencia de diseño en flexión ( $\phi_b M_n$ ) debe ser determinada utilizando un factor de resistencia  $\phi_b = 0,9$  para el método LRFD.

Para miembros con simetría simple con curvatura simple y todos los elementos doblemente simétricos, el factor de modificación por pandeo lateral torsional ( $C_b$ ) para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos al volcamiento viene dado por la ecuación (3.28):

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.28)$$

Donde  $M_{m\acute{a}x}$  es el valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, y  $M_A$ ,  $M_B$  y  $M_C$  son los valores absolutos de los momentos a 1/4, 1/2 y 3/4 del tramo no arriostrado, respectivamente.

#### 3.3.3.2. Miembros compactos de sección I (doble T) de doble simetría y canales flectadas en torno a su eje mayor

La resistencia nominal a flexión ( $M_n$ ) debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional, ecuación (3.29) y (3.30) o (3.31), respectivamente.

➤ **Fluencia:**

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3.29)$$

Donde  $F_y$  es la tensión mínima de fluencia especificada del tipo de acero utilizado, y  $Z_x$  es el módulo plástico de la sección en torno al eje x.

➤ **Pandeo lateral torsional:**

a) Cuando  $L_b \leq L_p$ , el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando  $L_b < L_b \leq L_r$ :

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.30)$$

c) Cuando  $L_b > L_r$ :

$$0 \leq M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.31)$$

Donde  $F_{cr}$  se obtiene de la ecuación (3.32):

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{is}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{is}} \right)^2} \quad (3.32)$$

Y:

- ✓  $L_b$ : longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de ala comprimida o arriostrada contra giro a elección.
- ✓  $E$ : módulo de elasticidad del acero.
- ✓  $J$ : constante torsional.
- ✓  $S_x$ : módulo elástico de la sección en torno al eje x.
- ✓  $h_o$ : distancia entre los centros de gravedad de las alas de la sección.

Las longitudes límites  $L_p$  y  $L_r$  se determinan mediante las ecuaciones (3.33) y (3.34), respectivamente:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.33)$$

$$L_r = 1,96 r_{st} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_o} \sqrt{\left( \frac{J c}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (3.34)$$

En donde  $r_{st}$  se determina mediante la ecuación (3.35):

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (3.35)$$

Para secciones T con doble simetría, el valor del coeficiente  $c$  es igual a 1.

### 3.3.4. Diseño de miembros en corte

La ecuación (3.36) es la que rige la verificación al corte:

$$V_u \leq \Phi_v V_n \quad (3.36)$$

La resistencia nominal de corte ( $V_n$ ) de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte viene dada por la ecuación (3.37):

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (3.37)$$

Donde  $A_w$  es el área del alma (la altura total multiplicada por el espesor del alma  $dt_w$ ).

Para almas de miembros laminados de sección doble T con la relación  $h/t_w$  como lo indica la ecuación (3.38):

$$\frac{h}{t_w} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.38)$$

El factor  $\Phi_v$  es igual a 1 para el método LRFD y el coeficiente de corte del alma ( $C_v$ ) es igual a 1.

### 3.3.5. Diseño de miembros para flexocompresión

Las ecuaciones (3.39) y (3.40) rigen la verificación a flexocompresión en un análisis plano:

a) Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\left(\frac{D}{C}\right) = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1 \quad (3.39)$$

b) Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\left(\frac{D}{C}\right) = \frac{P_r}{2 P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1 \quad (3.40)$$

Donde:

- ✓  $P_r$ : resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga LRFD.
- ✓  $P_c$ : resistencia de compresión axial disponible =  $\Phi_c P_n$  con  $\Phi_c = 0,9$ .
- ✓  $M_r$ : resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga LRFD.
- ✓  $M_c$ : resistencia de flexión disponible =  $\Phi_b M_n$  con  $\Phi_b = 0,9$ .
- ✓  $x$ : subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.
- ✓  $y$ : subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

### 3.3.6. Conexiones

Existen tres tipos básicos de conexiones viga – columna según la restricción a la rotación que desarrollen sus conexiones:

- a) **Conexiones Simples:** Conexión que no opone ninguna resistencia a la rotación.
- b) **Conexiones Rígidas:** Conexión que cuenta con una resistencia completa a momento.
- c) **Conexiones semi-rígidas:** Conexiones cuya característica rotacional cae en algún punto entre las dos antes mencionadas.

Para el presente trabajo las conexiones viga – columna se considerarán rígidas y apernadas y las conexiones de los arriostramientos se considerarán simples.

Los estados límites que controlan el diseño de las placas y los pernos son:

- ✓ Resistencia al corte de los pernos.
- ✓ Resistencia a la fluencia y rotura.
- ✓ Resistencia de aplastamiento y perforaciones de pernos.
- ✓ Resistencia de bloque de corte.

#### 3.3.6.1. Conexión viga – columna

##### 1. Resistencia al corte de los pernos

La resistencia de diseño de corte  $\Phi R_n$  de un perno de alta resistencia de acuerdo con el estado límite de rotura en tracción y rotura a corte esta dado por la ecuación (3.41):

$$\Phi R_n = F_{nv} A_b n \quad (3.41)$$

Donde:

- ✓  $A_b$ : área bruta del perno.
- ✓  $F_{nv}$ : esfuerzo nominal de corte del perno.
- ✓  $\Phi$ : factor de reducción con un valor igual a 0,75 para el método LRFD.
- ✓  $n$ : número de pernos.

## 2. Resistencia a la fluencia y rotura

La resistencia de diseño  $\Phi R_n$  de elementos en conexión cargados en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y rotura en tracción:

- a) La fluencia en tracción de elementos conectores viene dada por la ecuación (3.42):

$$\Phi R_n = F_y A_g \quad (3.42)$$

Donde  $F_y$  corresponde al esfuerzo de fluencia de la placa y  $A_g$  corresponde al área gruesa de la sección.

- b) La rotura en tracción de elementos de conexión viene dada por la ecuación (3.43):

$$\Phi R_n = F_u A_e \quad (3.43)$$

Donde  $F_u$  corresponde a la resistencia última mínima especificada del material conectado y  $A_e$  corresponde al área neta efectiva de la sección y se obtiene de la ecuación (3.44):

$$A_e = U A_n \quad (3.44)$$

Donde  $U$  corresponde al factor de retardo de cortante y  $A_n$  corresponde al área neta de la sección.

## 3. Resistencia por aplastamiento

La resistencia de aplastamiento disponible  $\Phi R_n$  en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación:

- a) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño se utiliza la ecuación (3.45):

$$\Phi R_n = \Phi [1,2 L_c t F_u \leq 2,4 d t F_u] \quad (3.45)$$

Donde:

- ✓  $\Phi$ : factor de resistencia igual a 0,75 para el método LRFD.
- ✓  $L_c$ : distancia libre en la dirección de carga entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde de material.
- ✓  $t$ : espesor del material conectado.
- ✓  $d$ : diámetro nominal del perno.
- ✓  $F_u$ : resistencia última mínima especificada del material conectado.

## 4. Resistencia por bloque de corte

La resistencia disponible  $\Phi R_n$  para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse tal como se indica en la ecuación (3.46):

$$\Phi R_n = \Phi [(0,6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq (0,6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})] \quad (3.46)$$

Donde:

- ✓  $A_{nv}$ : área neta de corte.
- ✓  $A_{nt}$ : área neta de tracción.
- ✓  $A_{gv}$ : área gruesa de corte.

### **3.3.6.2. Conexión en los arriostramientos, sistema SCBF (diseño por capacidad)**

La resistencia a tracción requerida de la riostra corresponde a la resistencia a fluencia esperada de la riostra, la que se determina como  $R_y F_y A_g$ .

### **3.3.6.3. Conexión en los arriostramientos, sistema BRB (diseño por capacidad)**

La demanda plástica corresponde a la resistencia ajustada de la riostra en tracción y en compresión.

Tanto las verificaciones a tracción, compresión, flexión, corte y flexocompresión como las verificaciones de las conexiones, se presentan con más detalle en las secciones 8.4: Anexo D y 8.5: Anexo E, respectivamente. Cabe destacar que estos requisitos son similares con respecto a la NCh427/1:2016 - “Construcción – Estructuras de Acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios”.

En Anexo I se presentan un detalle de las conexiones.

### 3.4. AISC 341-16: “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”

Para el diseño en estructuras de acero el código AISC341-16 establece una serie de condiciones que promueven un buen comportamiento ante la acción de cargas sísmicas, según el tipo de marco a diseñar.

#### 3.4.1. Requisitos para marcos SCBF

##### 3.4.1.1. Análisis

La resistencia requerida en vigas, columnas, riostras y conexiones se deben determinar utilizando el efecto de la carga sísmica limitada por  $E_{cl}$ . La acción sísmica ( $E_{cl}$ ) se tomará como la mayor fuerza determinada de un análisis plástico. Para el caso de los SCBF, se consideran los esfuerzos más desfavorables de los siguientes casos:

- Un análisis en el que se supone que todas las riostras desarrollan la resistencia esperada a compresión y a tracción.
- Un análisis en el que supone que todas las riostras traccionadas resisten su resistencia esperada, mientras que las riostras a compresión resisten su resistencia post – pandeo.

La resistencia esperada a tracción viene dada por la ecuación (3.47):

$$R_y F_y A_g \quad (3.47)$$

Donde:

- ✓  $R_y$ : resistencia esperada del acero = 1,5 para un acero A36 según la sección 8.1: Anexo A.
- ✓  $F_y$ : esfuerzo de fluencia del acero.
- ✓  $A_g$ : área de la sección bruta del perfil.

La resistencia esperada a compresión viene dada por la ecuación (3.48):

$$\min\{R_y F_y A_g ; 1,14 F_{cre} A_g\} \quad (3.48)$$

Donde  $F_{cre}$  corresponde a la carga crítica determinada en la AISC360-16 ( $F_{cr}$ ) pero utilizando un esfuerzo de fluencia igual a  $R_y F_y$ .

La resistencia esperada de post-pandeo se determina según la ecuación (3.49):

$$0,3 \min\{R_y F_y A_g ; 1,14 F_{cre} A_g\} \quad (3.49)$$

### 3.4.1.2. Distribución de la fuerza lateral

A lo largo de cualquier línea de riostras, estas deben desplegarse de manera tal que logren un buen balance entre la resistencia de las riostras a tracción y a compresión, es decir, para cualquier dirección de fuerzas laterales las riostras traccionadas resistan entre el 30% y el 70% de la fuerza sísmica.

### 3.4.1.3. Elementos estructurales

Las columnas, vigas y riostras de acero que forman parte de las estructuras sismorresistentes deberán cumplir con una clasificación de las secciones por ductilidad, con el objetivo de controlar el pandeo local y asegurar el desarrollo de las deformaciones plásticas. Para lo anterior se definen los valores límites para la relación ancho-espesor de las secciones:

- ✓  $\lambda_{md}$ : elementos con ductilidad moderada para el caso de vigas y columnas.
- ✓  $\lambda_{hd}$ : elementos ductilidad alta para el caso de los arriostramientos multipanel (MT – SCBF).

El detalle de lo antes mencionado se presenta en la sección 8.2: Anexo B.

Adicionalmente, las riostras deberán cumplir con la ecuación (3.50) relacionada a su esbeltez:

$$\lambda = \frac{K L}{r} \leq 200 \quad (3.50)$$

### 3.4.1.4. Conexiones

Cuando una riostra o una placa de refuerzo se conectan a una viga y una columna en una conexión viga-columna, la conexión se ajustará a una de las siguientes alternativas:

- a) La conexión se diseña con una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0,0025 [rad].
- b) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al menor de los dos valores siguientes:
  - ✓ Un momento correspondiente a la resistencia a la flexión prevista de la viga multiplicado por 1,1, es decir,  $1,1 R_y M_p$ .
  - ✓ Un momento correspondiente a la suma de las resistencias a flexión esperadas de la columna multiplicada por 1,1, es decir,  $1,1 \Sigma(R_y M_p Z)$ .

Donde Z corresponde al módulo plástico de la sección alrededor del eje de flexión.

Las conexiones de las riostras deben cumplir con lo que se indica a continuación:

1. La resistencia a tracción requerida será la menor entre:
  - ✓ El límite elástico esperado en tensión de las riostras, determinado como  $R_y F_y A_g$ .

- ✓ El efecto máximo de la carga axial, indicado por el sistema y determinado mediante análisis estructural, que puede ser transferido a la riostra por el sistema.
- 2. La resistencia requerida a compresión es al menos igual a la resistencia esperada a compresión en la riostra.
- 3. La resistencia requerida de la conexión capaz de soportar las fuerzas de flexión o las rotaciones impuestas por el pandeo global de las riostras. Se considera que las uniones que cumplan con cualquiera de las siguientes disposiciones se considera que satisfacen dicho requisito:
  - ✓ Resistencia a la Flexión Requerida: las conexiones de las riostras diseñadas para soportar las fuerzas de flexión impuestas por el pandeo de las riostras deberán tener una resistencia requerida a flexión igual a la resistencia a la flexión esperada de la riostra multiplicada por 1,1, es decir,  $1,1 R_y M_p$ , donde  $M_p$  se determina con respecto al eje crítico de pandeo.
  - ✓ Capacidad de Rotación: las conexiones de las riostras diseñadas para soportar las rotaciones impuestas por el pandeo de las riostras deberán tener suficiente capacidad de rotación para acomodar la rotación requerida correspondiente al nivel de distorsión del piso de diseño. Se permite considerar la rotación inelástica de la conexión.

### 3.4.2. Requisitos para marcos *BRB*

#### 3.4.2.1. Análisis

La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones en los marcos *BRB* se deben determinar utilizando el efecto de la carga sísmica limitada por  $E_{cl}$ , suponiendo que las fuerzas en todas las riostras corresponden a la resistencia esperada en compresión o a tracción. El análisis debe considerar ambos sentidos de la acción sísmica y la determinación de las fuerzas de compresión y tracción de las riostras se debe realizar sin considerar el efecto de las cargas gravitatorias.

#### 3.4.2.2. Elementos estructurales

Las columnas y vigas deberán cumplir con una sección dúctil moderada, es decir, se debe verificar con el valor límite  $\lambda_{md}$ .

Las riostras estarán compuestas por un núcleo de acero estructural y un sistema de contención de pandeo que limitará el pandeo local y global del núcleo de acero para las deformaciones previstas. El núcleo de acero se diseñará para resistir toda la fuerza axial de diseño de las riostras (mediante el método LRFD) en tracción y en compresión. El estado límite de fluencia viene dado por la ecuación (3.51):

$$P_{ySC} = F_{ySC} A_{SC} \quad (3.51)$$

Donde:

- ✓  $A_{SC}$ : área de la sección transversal del segmento de fluencia del núcleo de acero.
- ✓  $F_{ySC}$ : tensión de fluencia del acero.

### 3.4.2.3. Zonas protegidas

La zona protegida de las riostras incluye el núcleo de acero (dado que en esta zona es donde se producen deformaciones inelásticas) y los elementos que conectan dicho núcleo de acero a las vigas y columnas, como las placas gusset.

### 3.4.2.4. Conexiones

Las conexiones viga-columna se deben ajustar a una de las siguientes alternativas:

- a) La conexión se diseña con una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0,0025 [rad].
- b) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al menor de los dos valores siguientes:
  - ✓ Un momento correspondiente a la resistencia a la flexión prevista de la viga multiplicado por 1,1, es decir,  $1,1 R_y M_p$ .
  - ✓ Un momento correspondiente a la suma de las resistencias a flexión esperadas de la columna multiplicada por 1,1, es decir,  $1,1 \Sigma(R_y M_p Z)$ .

Las conexiones de las riostras deben diseñarse para resistir la resistencia ajustada de la riostra en tracción y compresión.

### 3.4.3. Requisitos para marcos SC

En lo que respecta para la modelación en *software ETABS*, para los marcos son sistemas autocentrantes no existen requerimientos específicos para su diseño, sin embargo, autores como Chen et al. [77] y Tremblay [78] establecen que los marcos autocentrantes se comportan de manera idéntica a los marcos con riostras de pandeo restringido en el análisis lineal, por lo que ambos sistemas tendrán las mismas características: se considera el mismo factor de reducción modal, el mismo esfuerzo de fluencia y la misma rigidez inicial.

En lo que respecta a la modelación en el *software OpenSees*, no se considerará ningún dispositivo autocentrante en particular, sino que se modelará un material con sistema autocenterante cuyo comportamiento histerético sea en forma de bandera.

## Capítulo IV

### 4. Modelos de análisis

Se realizó un análisis lineal utilizando el *software ETABS v16.2.1*, versión educacional, en donde se analizaron edificios de 4, 8 y 12 pisos con marcos de acero tipo *SCBF*, *BRB* y *SC*, cada uno de estos analizados por separado. Para todos los casos a estudiar se considera:

- ✓ Una altura entrepiso constante de 3,3 [m].
- ✓ En cada dirección de análisis, 5 vanos espaciados a una distancia de 5 [m] cada uno, dando como resultado un área superficial de 625 [m<sup>2</sup>].
- ✓ Para el sistema de piso, se dispone de una losa colaborante Instadeck con una capa de hormigón G25 sobre la cresta de espesor 5 [cm] y un espesor total (placa + capa de hormigón) de 11,35 [cm] [79]. En la Figura 4.1 se presenta una sección transversal tipo de una losa colaborante [79]:

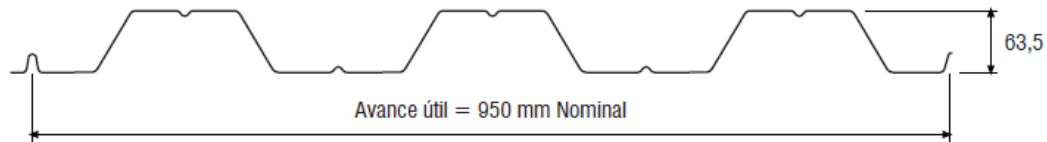


Figura 4.1: Vista transversal de losa colaborante más capa de hormigón [79].

- ✓ Los perfiles utilizados tanto para las vigas como para las columnas son perfiles W. En la Figura 4.2, se presenta la sección transversal de un perfil W junto con sus respectivos parámetros.

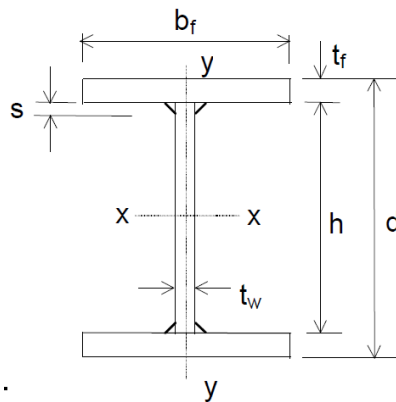


Figura 4.2: Sección transversal perfil W [80].

Adicionalmente, se hace una distinción entre los marcos arriostrados, que corresponden a ser los marcos principales, y los marcos no arriostrados, que corresponden a ser los marcos secundarios. Para el caso de los edificios de 8 y 12 pisos se agrega otra categoría de marcos arriostrados: los internos. Por lo que en dichos casos se hará referencia a marcos principales externos e internos. Para todos los casos a estudiar se considera una configuración de riostras X sobre dos pisos, tanto para los marcos exteriores como para los marcos interiores.

## 4.1. Propiedades mecánicas de los materiales

### 4.1.1. Hormigón

Para la losa colaborante se utilizó un hormigón G25, cuyas propiedades mecánicas se presentan en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1: Propiedades del hormigón utilizado en losa colaborante.

Hormigón	$E_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$f_c'$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
G25	235000	250

### 4.1.2. Acero

Para los tres tipos de marcos, las vigas y columnas son de acero A36 y las riostras son de acero A53 Gr. B. En la Tabla 4.2 se presentan las propiedades mecánicas de ambos tipos de acero:

Tabla 4.2: Propiedades del acero.

Calidad	$E_s$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Coef. Poisson	$G$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_s$ [kgf/cm <sup>3</sup> ]	$F_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$F_u$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
A36	2100000	0,3	781493	7849	2530	4080
A53 Gr.B	2100000	0,3	781493	7849	2460	4218

## 4.2. Combinaciones de carga

La norma NCh 3171 Of.2010 “Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga” establece las disposiciones generales y las combinaciones de carga para el diseño de edificios tanto para el diseño por resistencia (método LRFD) como por tensiones admisibles (método ASD), usando las combinaciones indicadas en la cláusula 9 [81]. En el presente informe, el análisis que se realizará para dimensionar los elementos de un material de construcción será utilizando el método LRFD mediante las combinaciones de carga indicadas en [81]:

$$0,9D \pm 1,4S_x$$

$$0,9D \pm 1,4S_y$$

$$1,2D + 1,6L$$

$$1,2D + L \pm 1,4S_x$$

$$1,2D + L \pm 1,4S_y$$

Donde:

- ✓  $D$ : carga permanente.
- ✓  $L$ : carga de uso (o sobrecarga).
- ✓  $S_x$ : Carga sísmica en dirección X según [43].
- ✓  $S_y$ : Carga sísmica en dirección Y según [43].

### 4.3. Cargas estáticas y peso sísmico

#### 4.3.1. Cargas estáticas

La norma NCh 1537 Of.2009 “Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso” establece las bases para evaluar las cargas permanentes y de uso que se deben considerar en el diseño de edificios [82]. La sobrecarga de uso utilizada es de 250 [kg/m<sup>2</sup>] en todos los pisos. Para el caso de las cargas muertas se considerará el peso de la losa colaborante, el cual incluye el peso de la capa de hormigón más el peso de la placa, que según [79] es de 212 [kg/m<sup>2</sup>]. Adicionalmente, se agregará una carga de permanente adicional de 150 [kg/m<sup>2</sup>], la cual contempla el peso de los elementos no estructurales. En la Tabla 4.3 se presenta, a modo de resumen, las cargas antes mencionadas:

Tabla 4.3: Sobrecarga de uso y carga permanente adicional.

Sobrecarga de uso [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Carga permanente adicional [kgf/cm <sup>2</sup> ]
250	150

#### 4.3.2. Peso sísmico

Según lo estipulado por la NCh 433 Of.1996 Mod.2012, se consideró como peso sísmico: las cargas permanentes más la carga permanente adicional más un 25% de la sobrecarga de uso [43]. Por tanto, se tiene un peso sísmico total considerado para cada modelo de análisis según la ecuación (4.1):

$$peso\ sísmico = Q_{permanentes} + Q_{p.\ adicional} + 0,25 SC \quad (4.1)$$

## 4.4. Parámetros sísmicos

### 4.4.1. Zona sísmicas y tipo de suelo

Los parámetros sísmicos considerados para los casos de estudios corresponden a: una zona sísmica 3 y un suelo tipo D. En la Tabla 4.4 se presentan los parámetros:

Tabla 4.4: Parámetros sísmicos.

Parámetros Sísmicos	
Zona Sísmica	3
$A_0/g$	0,4
Categoría Edificio	C
I	1
Tipo de Suelo	D
S	1,2
p	1
$T_0$ [s]	0,75
$T'$ [s]	0,85
n	1,8

### 4.4.2. Factores de modificación de la respuesta

Los factores de modificación de la respuesta estructural para el análisis lineal (R) y análisis modal espectral ( $R_0$ ) dependen del sistema estructural considerado, el cual, para todos los modelos, es acero estructural. Para los marcos *SCBF* se considera lo indicado en la tabla 5.1 de la NCh433 [43] y para los marcos *BRB/SC*, en [83] sugieren un factor de modificación para el análisis lineal  $R = 8$ . En Tabla 4.5 se presentan los valores de los factores de modificación de la respuesta:

Tabla 4.5: Factores de modificación utilizados.

Sistema Estructural	Acero Estructural <i>SCBF</i>
R	5,5
$R_0$	8
Sistema Estructural	Acero Estructural <i>BRB/SC</i>
R	7
$R_0$	8

## 4.5. Edificio de 4 pisos: Análisis lineal marco SCBF

### 4.5.1. Descripción de la estructura

Para el desarrollo de este trabajo, se analizó un edificio tipo oficina de 4 pisos con marcos de acero SCBF, el cual es presentado en la Figura 4.3. Se tomo como base el edificio de 4 pisos analizado por Matías Saavedra [8], además del edificio estudiado por Issa y Alam [13] con la única diferencia que en este proyecto se optimizó el diseño en las riostras debido a que en los pisos superiores del edificio las riostra no van a trabajar a toda su capacidad, caso contrario al de los pisos inferiores.

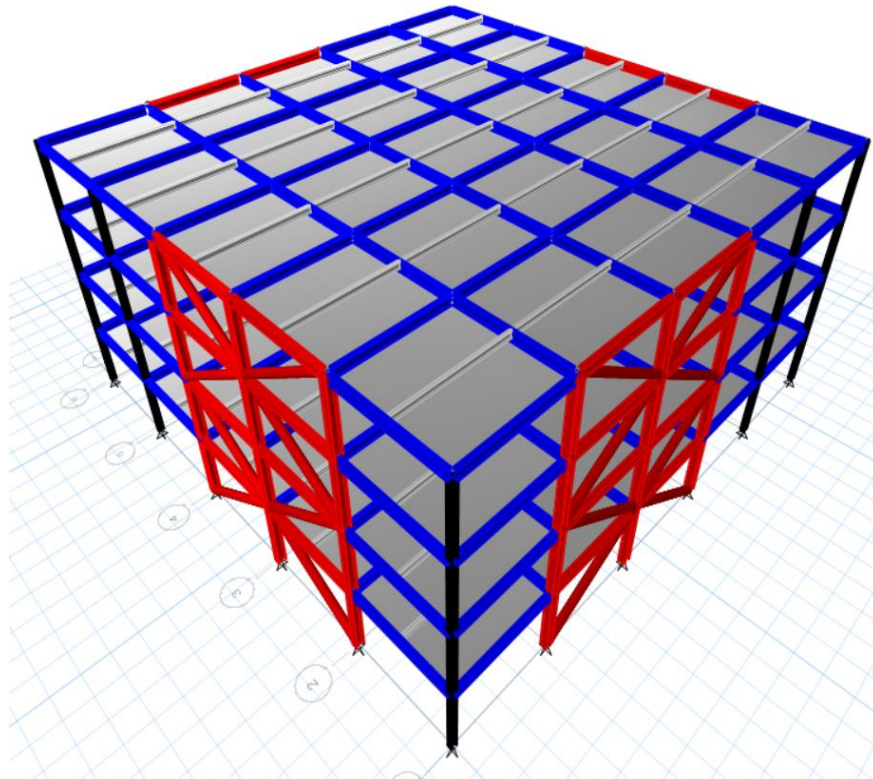


Figura 4.3: Vista isométrica del edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Los perfiles que se utilizarán tanto en las vigas como en las columnas se presentan en la Tabla 4.6. En la **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta la planta del edificio con la disposición de los marcos arriostrados (marcados en rojo). Las columnas que componen los marcos arriostrados (o marcos primarios) corresponden al perfil W12x96, mientras que las columnas que componen a los marcos no arriostrados (o marco secundario) corresponden al perfil W8x67. En la Figura 4.5 se presenta la elevación del eje 6 en donde se observan los marcos y las configuraciones de riostras utilizadas.

Tabla 4.6: Perfiles a utilizar en las vigas y columnas para el edificio de 4 pisos.

Columnas		Vigas		
Primaria	Secundaria	Primaria	Secundaria	Soporte Losa
W12x96	W8x67	W14x53	W14x38	W10x17

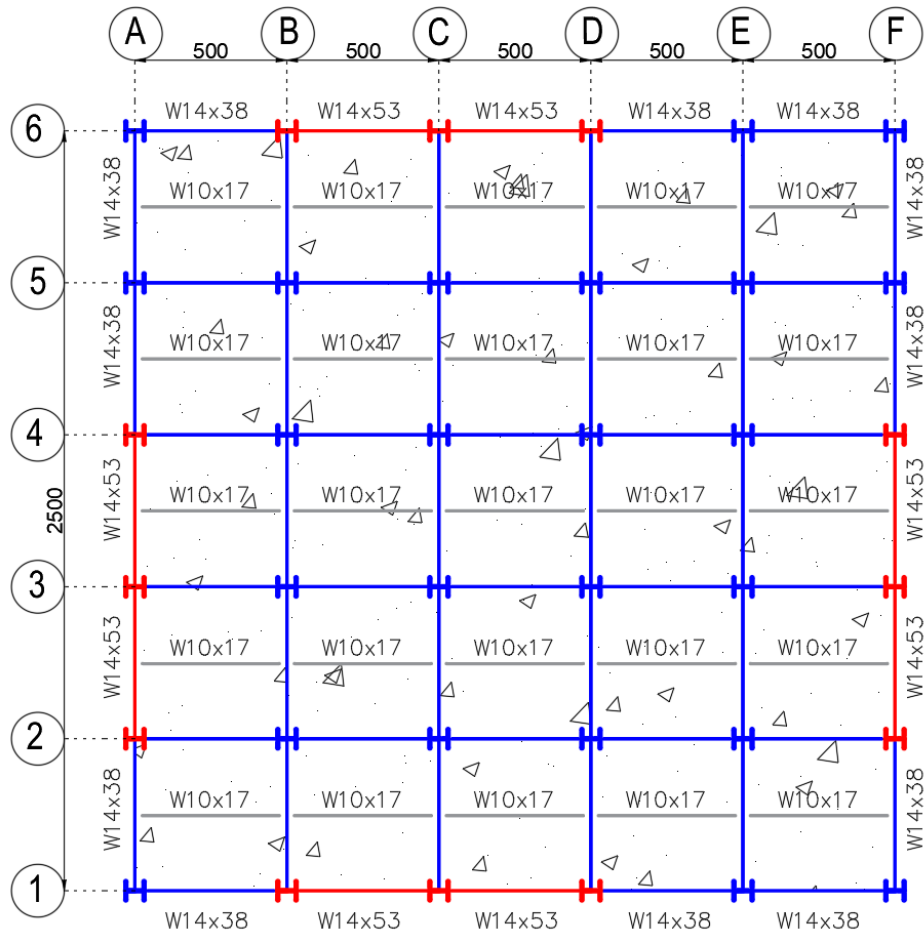


Figura 4.4: Vista en planta del edificio de 4 pisos – marco SCBF.

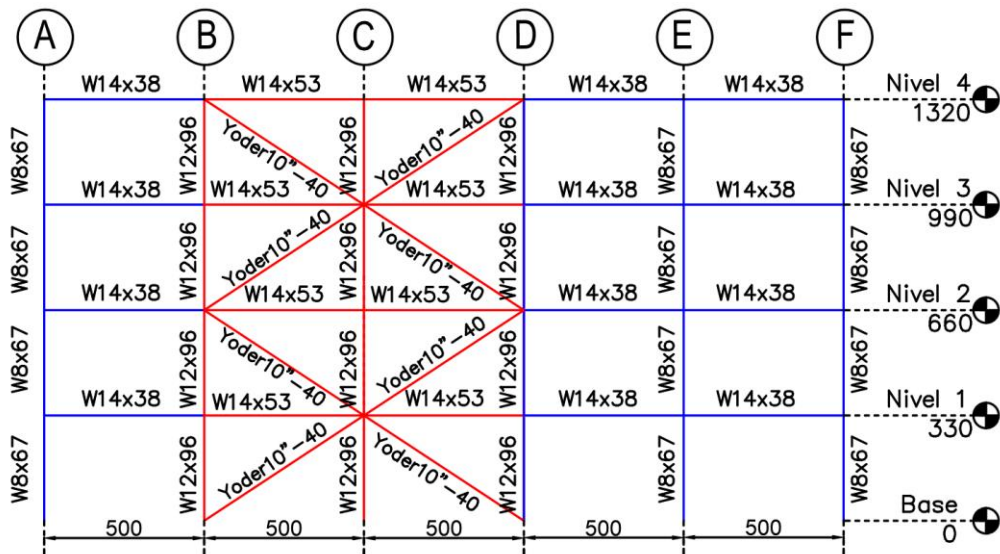


Figura 4.5: Vista en elevación del eje 6 del edificio de 4 pisos – marco SCBF.

En la Tabla 4.7 y Tabla 4.8 se presentan las propiedades geométricas de las columnas y vigas utilizadas en el modelo de 4 pisos, respectivamente. En la Figura 4.2 se muestran las dimensiones que indican cada simbología de las tablas antes mencionadas junto a los ejes coordenados.

Tabla 4.7: Propiedades geométricas de las columnas utilizadas en el edificio de 4 pisos.

Definición	Simbología	Unidad	Columna	
			W8x67	W12x96
Altura sección	d	[mm]	228,6	322,6
Espesor alma	$t_w$	[mm]	14,5	14
Ancho ala	$b_f$	[mm]	210,3	309,9
Espesor ala	$t_f$	[mm]	23,7	22,9
Peso propio	Pp	[kgf/m]	99,8	142,8
Área neta	A	[cm <sup>2</sup> ]	127,1	181,9
Momento de inercia c/r a eje x	$I_{xx}$	[cm <sup>4</sup> ]	11321,5	34672,1
Módulo elástico c/r a eje x	$W_{xx}$	[cm <sup>3</sup> ]	990,5	2149,7
Radio de giro c/r a eje x	$r_x$	[cm]	9,4	13,8
Momento de inercia c/r a eje y	$I_{yy}$	[cm <sup>4</sup> ]	3687,8	11238,2
Módulo elástico c/r a eje y	$W_{yy}$	[cm <sup>3</sup> ]	350,7	725,3
Radio de giro c/r a eje y	$r_y$	[cm]	5,4	7,9
Módulo plástico c/r a eje x	$Z_{xx}$	[cm <sup>4</sup> ]	1148,7	2408,9
Constante torsional	J	[cm <sup>3</sup> ]	210,2	285,1

Tabla 4.8: Propiedades geométricas de las vigas.

Definición	Simbología	Unidad	Viga		
			W14x53	W14x38	W10x17
Altura sección	d	[mm]	353,1	358,1	256,5
Espesor alma	$t_w$	[mm]	9,4	7,9	6,1
Ancho ala	$b_f$	[mm]	204,7	172	101,9
Espesor ala	$t_f$	[mm]	16,8	13,1	8,4
Peso propio	Pp	[kgf/m]	79,0	56,7	25,3
Área neta	A	[cm <sup>2</sup> ]	100,6	72,3	32,2
Momento de inercia c/r a eje x	$I_{xx}$	[cm <sup>4</sup> ]	22518,1	16024,9	3408,9
Módulo elástico c/r a eje x	$W_{xx}$	[cm <sup>3</sup> ]	1275,6	894,9	265,8
Radio de giro c/r a eje x	$r_x$	[cm]	15	14,9	10,3
Momento de inercia c/r a eje y	$I_{yy}$	[cm <sup>4</sup> ]	2401,7	1111,3	148,2
Módulo elástico c/r a eje y	$W_{yy}$	[cm <sup>3</sup> ]	234,6	129,3	29,1
Radio de giro c/r a eje y	$r_y$	[cm]	4,9	3,9	2,1
Módulo plástico c/r a eje x	$Z_{xx}$	[cm <sup>4</sup> ]	1427,3	1007,8	306,4
Constante torsional	J	[cm <sup>3</sup> ]	80,7	33,2	6,5

## 4.5.2. Peso de la estructura

El peso de la estructura se calculó considerando las solicitaciones mencionadas en 4.3.1. En la Tabla 4.9 se presentan los valores obtenidos de carga muerta (D) y carga viva (L) y en la Tabla 4.10 se presentan los valores de peso ( $W_{\text{sismico}}$ ) y masa sísmica.

Tabla 4.9: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Carga Muerta D [tonf]	Carga Viva L [tonf]
657	637

Tabla 4.10: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Peso Sísmico [tonf]	Masa Sísmica [tonf/g]
1191	121

En la Tabla 4.11 se calculó el peso por unidad de área (P/A) de cada diafragma, en donde se observa que en cada piso su valor es aproximadamente de 0,5 [tonf/m<sup>2</sup>], valor ubicado dentro del rango de las estructuras de acero [8].

Tabla 4.11: Peso por unidad de área - edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Piso	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m <sup>2</sup> ]	P/A [tonf/m <sup>2</sup> ]
4	30	290	625	0,46
3	30	298	625	0,48
2	30	298	625	0,48
1	30	298	625	0,48
Base	1	8	-	-
<b>Total</b>	<b>121</b>	<b>1191</b>	<b>2500</b>	<b>0,48</b>

## 4.5.3. Análisis modal espectral

### 4.5.3.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la Tabla 4.12 se presentan los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis junto a su respectiva masa equivalente:

Tabla 4.12: Periodos y masas equivalentes – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Análisis	Modo	T* [s]	Me
X	2	0,417	0,87
Y	1	0,431	0,86

#### 4.5.3.2. Corte basal de diseño

Los valores de corte máximo y corte mínimo se muestran en la Tabla 4.13 utilizando los parámetros sísmicos mencionados en 4.4.

Tabla 4.13: Valores de máximo y mínimo – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Corte Mínimo			Corte Máximo		
Cmin	0,08	-	Cmax	0,192	-
Qo min	95	[tonf]	Qo max	229	[tonf]

Por otro lado, en la Tabla 4.14, Tabla 4.15 y Tabla 4.16, presentan los resultados del análisis modal espectral para el corte basal. En primera instancia el valor del corte basal resultó ser mayor al corte máximo (Tabla 4.14), por lo que se debe calcular un factor de reducción de respuesta espectral ( $R^*$ ).

Tabla 4.14: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Sin factor de reducción			
Dirección	P [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> /P [%]
X	1191	1483	124,5
Y	1191	1484	124,6

Tabla 4.15: Valores de corte basal con  $R^*$  – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Primer factor de reducción ( $R^*$ )				
Dirección	P [tonf]	$R^*$	Qo* [tonf]	Qo*/P [%]
X	1191	4,28	347	29,1
Y	1191	4,34	342	28,7

En segunda instancia los valores de corte basal siguen superando el valor máximo (Tabla 4.15), por lo que se calcula nuevamente un segundo factor de reducción de respuesta espectral ( $R^{**}$ ), arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal mostrados en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16: Valores de corte basal con  $R^{**}$  – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Segundo factor de reducción ( $R^{**}$ )				
Dirección	P [tonf]	$R^{**}$	Qo** [tonf]	Qo**/P [%]
X	1191	6,49	229	19,2
Y	1191	6,49	229	19,2

Donde:

- ✓  $P$ : peso sísmico de la estructura según [43].
- ✓  $Q_{o\text{ elástico}}$ : corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por  $R^*$ .
- ✓  $Q_{o^*}$ : corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por  $R^*$ .
- ✓  $Q_{o^{**}}$ : corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por  $R^{**}$ .
- ✓  $Q_o/P$ : Valor del corte basal en términos del porcentaje del peso sísmico.
- ✓  $R^{**}$ : Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar  $Q_{max}$ .

#### 4.5.3.3. Demanda de los perfiles

En la Tabla 4.17, se presenta la demanda máxima de compresión, tracción, flexión y corte en las columnas, vigas y las riostras, utilizando las combinaciones de carga LRFD establecidas en la sección 4.2.

Tabla 4.17: Demanda de perfiles – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Perfil	Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Corte [tonf]	Flexión [tonf-m]
W12x96	Columna	134	80	2,9	4,8
W14x53	Viga	0	0	3,8	5,3
Tubular Yoder 10" - 40	Riostra	108	100	0	0

Dado a la carga en compresión a la que está sometida la riostra, se propone un perfil tubular Yoder de 10 pulgadas para todos los 4 pisos del edificio. Las riostras tienen una calidad de acero A53 Gr. B. La verificación por sección esbelta - compacta de los perfiles presentados en la Tabla 4.17 se detalla en la sección 8.3: Anexo C y la verificación por resistencia en la sección 8.4: Anexo D.

En la Figura 4.6 se presenta el modelo del edificio con marcos de acero SCBF. Las conexiones entre vigas y columnas se consideran rígidas mientras que las conexiones de las riostras con las vigas secundarias se consideran rotuladas.

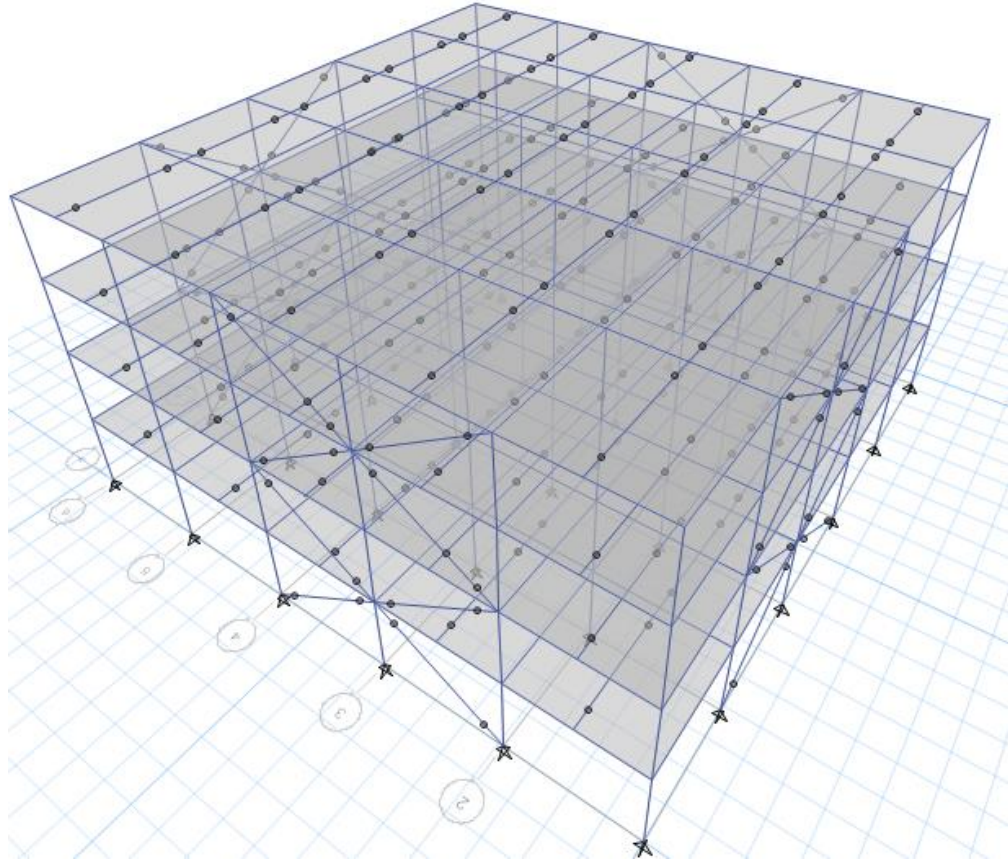


Figura 4.6: Vista isométrica del edificio de 4 pisos con sistema SCBF.

En la Tabla 4.18 se presenta a modo resumen los perfiles ocupados y su distribución en el modelo del edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Tabla 4.18: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Piso	Marco Arriostrado			Marco No Arriostrado	
	Riostra SCBF	Columna	Viga	Columna	Viga
4	Tubular Yoder 10" - 40	W12x96	W14x53	W8x67	W14x38
3					
2					
1					

#### 4.5.3.4. Espectro de diseño

En la Figura 4.7 se presenta el espectro de respuesta elástico y el espectro de respuesta de diseño, utilizando el factor de reducción  $R^{**}$ , para cada dirección de análisis, ambos asumiendo los datos de la sección 4.4. Los puntos marcados señalan la pseudo – aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la Tabla 4.12.

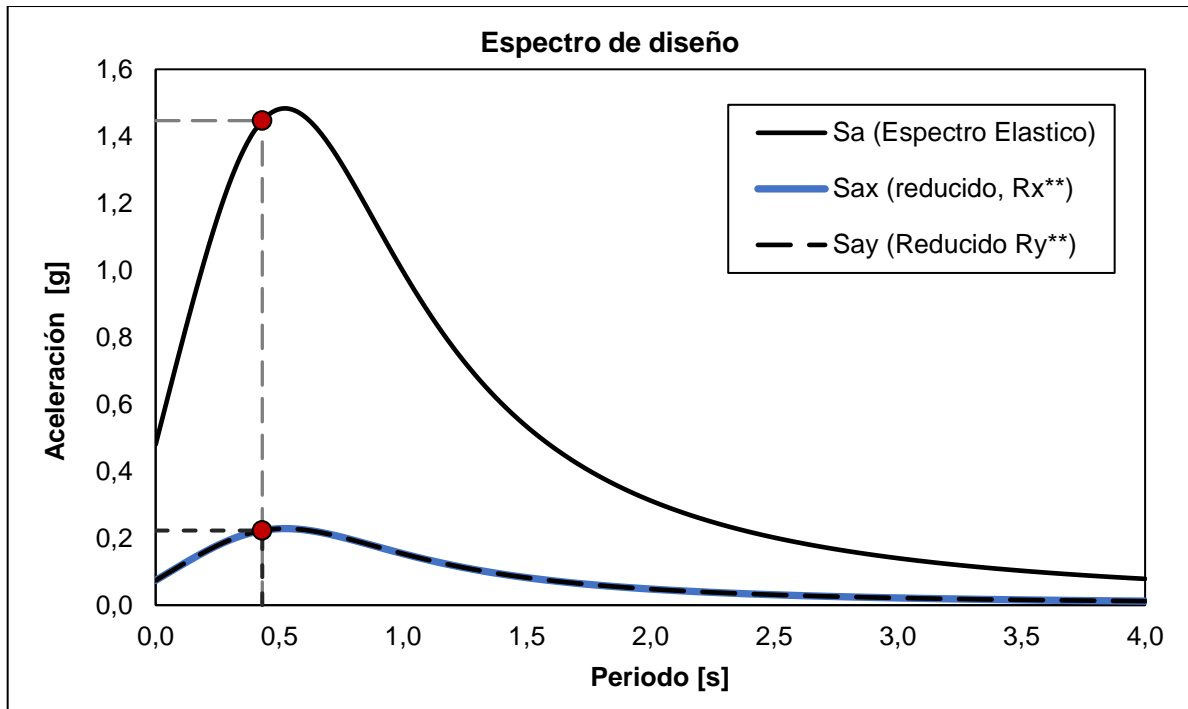


Figura 4.7: Espectro de diseño según [43] - edificio de 4 pisos – marco SCBF.

#### 4.5.3.5. Distribución del corte en la altura

En la figura 4.9 se presentan las envolventes de corte en la altura, en ambas direcciones de análisis, a través del análisis modal espectral, de la cual se tiene que:

- ✓ El piso 4 tiene un corte de 84 [tonf].
- ✓ El piso 3 tiene un corte de 153 [tonf].
- ✓ El piso 2 tiene un corte de 203 [tonf].
- ✓ Y que el piso 1 tiene un corte basal de 229 [tonf].

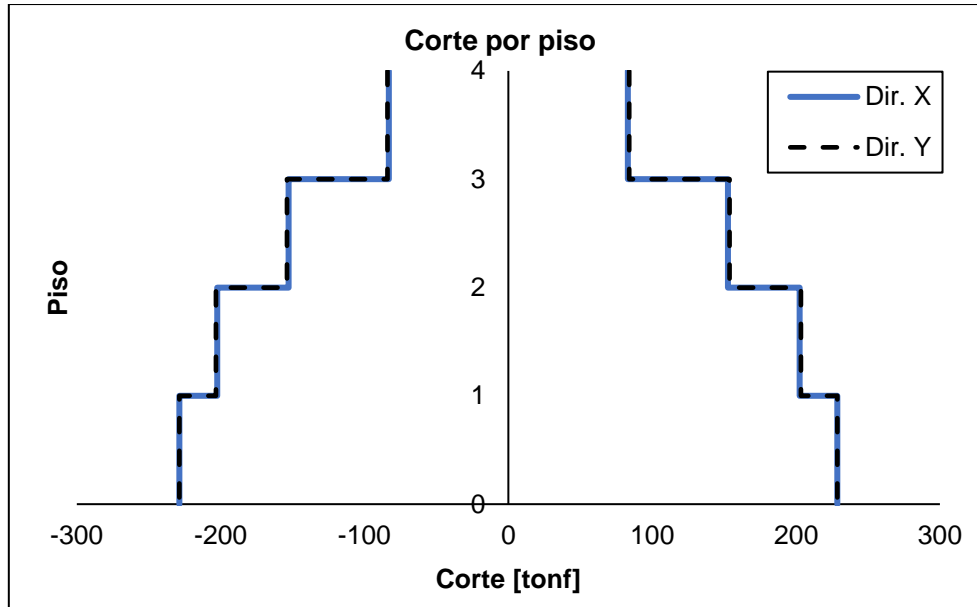


Figura 4.8: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

#### 4.5.3.6. Control de desplazamientos

En [43] se limita el desplazamiento relativo entre pisos medido desde el centro de masa para cada dirección de análisis a un 2 [‰]. En la Figura 4.9 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drifts*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma.

Los valores máximos se presentan en la Tabla 4.19, en donde se observa que los *drifts* son del orden del 1 [‰], por lo tanto, cumplen con los requerimientos estipulados en [43].

Tabla 4.19: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. X	<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. Y	<i>Drift</i> máx. [‰] NCh 433
1,12	1,19	2

#### 4.5.3.7. Desplazamiento de techo

En la Figura 4.10 se presentan los desplazamientos del diafragma por piso en dirección X e Y, de las cuales se puede observar que:

- ✓ En dirección X, el desplazamiento de techo corresponde a un 0,37% de la altura total del edificio.
- ✓ Y en dirección Y, el desplazamiento de techo corresponde a un 0,4% de la altura total del edificio.

Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es alguna esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en la sección 8.6: Anexo F.

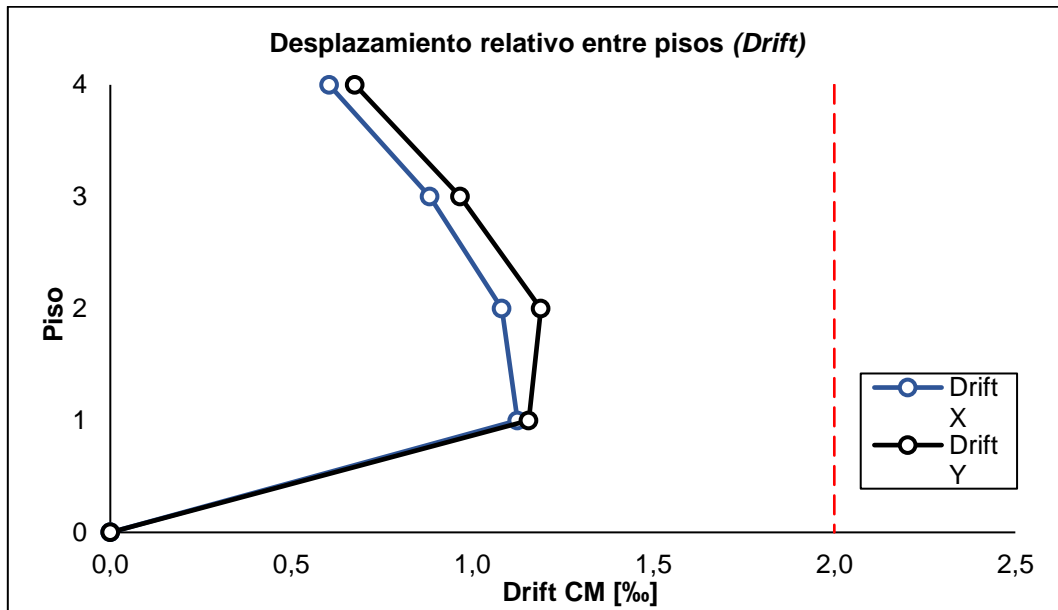


Figura 4.9: Drifts con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marcos SCBF.

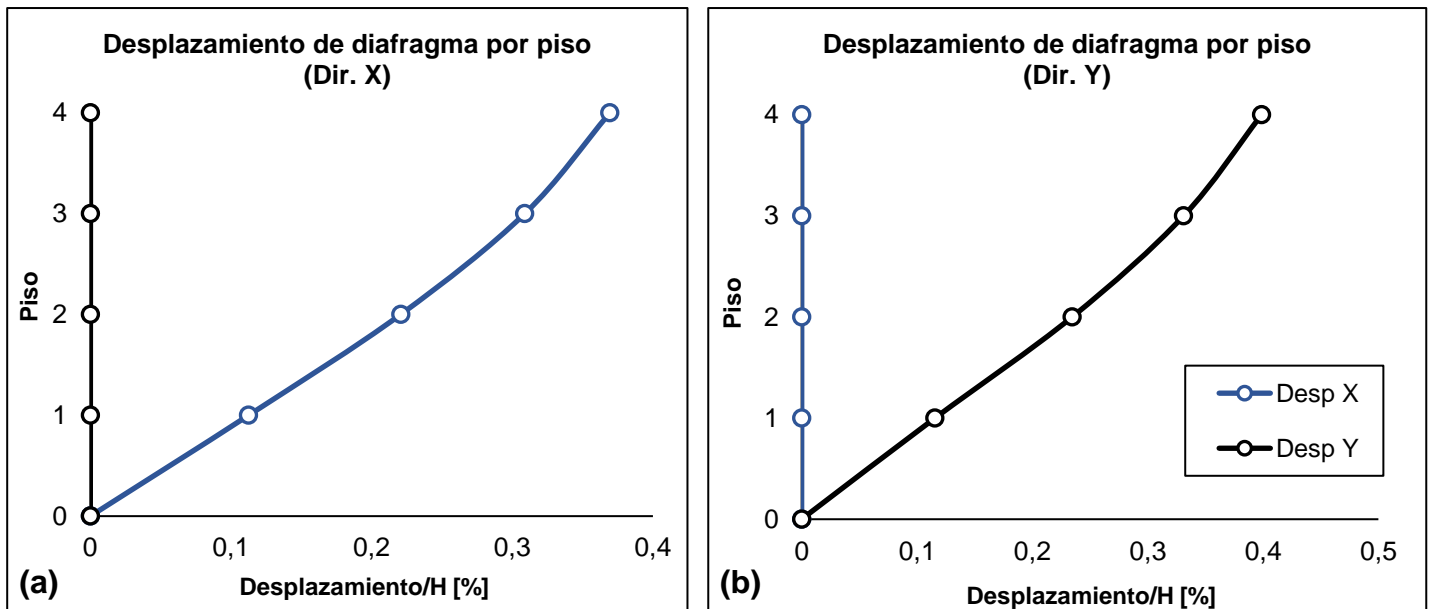


Figura 4.10: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

#### 4.5.4. Diseño por capacidad

Los elementos estructurales que no forman parte del sistema sismorresistente (vigas, columnas y conexiones) se deben comportar de manera elástica durante un evento sísmico para así evitar un mal comportamiento del sistema de arriostramiento, es decir, deben ser capaces de resistir las fuerzas esperadas máximas de las riostras que se producen en el análisis plástico, por lo que se deben diseñar en función de la capacidad de las riostras. La AISC 341-16 indica dos mecanismos de análisis plástico [42]:

- ✓ **Mecanismo 1:** Se combina la resistencia esperada a tracción con la resistencia esperada a compresión de la riostra.
- ✓ **Mecanismo 2:** Se combina la resistencia esperada a tracción junto con la resistencia post – pandeo.

En el diseño por capacidad del elemento se debe cumplir con lo indicado en la ecuación (4.2):

$$P_u \leq \phi P_n \quad (4.2)$$

En la Tabla 4.20 se presenta la esbeltez de la riostra en análisis, la cual corresponde a ser menor al límite indicado en 3.4:

Tabla 4.20: Esbeltes riostra tubular Yoder 10" – acero A53 Gr. B.

K	L [cm]	r <sub>y</sub> [cm]	λ
1	600	9,33	64,31

En la Tabla 4.21 se presentan los parámetros de resistencia esperada y esfuerzo de fluencia del acero y el área bruta de una riostra de perfil tubular Yoder 10" de un acero de calidad A53 Gr. B:

Tabla 4.21: Valores de R<sub>y</sub>, F<sub>y</sub> y A<sub>g</sub> – perfil tubular Yoder 10" – acero A53 Gr. B.

R <sub>y</sub>	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]
1,6	2460	76,8

Por lo tanto, según lo estipulado en la sección 3.4 se tiene:

- **Resistencia esperada a la tracción:**

$$T_{max} = R_y F_y A_g = 302 \text{ [tonf]}$$

- **Resistencia esperada a la compresión:**

$$C_{max} = \min\{R_y F_y A_g ; 1,14 F_{cre} A_g\} = \{302 ; 248\} = 248 \text{ [tonf]}$$

Donde según la AISC 360-16,  $F_{cr}$  se obtiene con la ecuación (4.3) [32]:

$$F_{cre} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] F_y R_y \quad (4.3)$$

Y  $F_e$  se obtiene con la ecuación (4.4) [32]:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{k L}{r_y} \right)^2} \quad (4.4)$$

➤ **Resistencia a compresión post – pandeo:**

$$0,3 C_{max} = 74 \text{ [tonf]}$$

#### 4.5.4.1. Diseño por capacidad de vigas

Para garantizar la respuesta dúctil del marco las demandas críticas de las vigas pueden calcularse utilizando los principios del diseño por capacidad. Esta resistencia debe verificarse con las fuerzas axiales máximas que se esperan en las riostras y deben ser considerados tanto el mecanismo 1 como el mecanismo 2. En la Figura 4.12 se presenta: a) un marco tipo con arriostramientos en X, b) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles impares (nivel i) y c) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles pares (nivel j). Para el cálculo se asumió:

- ✓ Que el esfuerzo de corte en la columna despreciable:  $V_i = V_{i+1} = 0$
- ✓ Y que la fuerza axial actuante en el marco correspondiente al mecanismo plástico ( $F_i$ ) se divide en dos partes iguales las cuales se reparten en las columnas de los extremos.

Para los pisos pares, la carga axial en la viga ( $F_i$ ) se determina por medio de un equilibrio de fuerzas horizontales mediante la ecuación (4.5):

$$F_i = [T_i + C_i] \cos(\theta_i) - [T_{i+1} + C_{i+1}] \cos(\theta_{i+1}) \quad (4.5)$$

Donde:

- ✓  $T_i$ : corresponde a ser la fuerza axial máxima en tracción en el piso i.
- ✓  $T_{i+1}$ : corresponde a ser la fuerza axial máxima en tracción en el piso i+1.
- ✓  $C_i$ : corresponde a ser la fuerza axial máxima en compresión en el piso i.
- ✓  $C_{i+1}$ : corresponde a ser la fuerza axial máxima en compresión en el piso i+1.
- ✓  $\theta_i = \theta_{i+1} = 33^\circ$ ; para este caso en particular y corresponde al ángulo formado entre la viga y la riostra y su valor se obtuvo de la Figura 4.11 con la ecuación (4.6):

$$\theta_i = \theta_{i+1} = \arctg\left(\frac{3,3}{5}\right) = 33^\circ \quad (4.6)$$

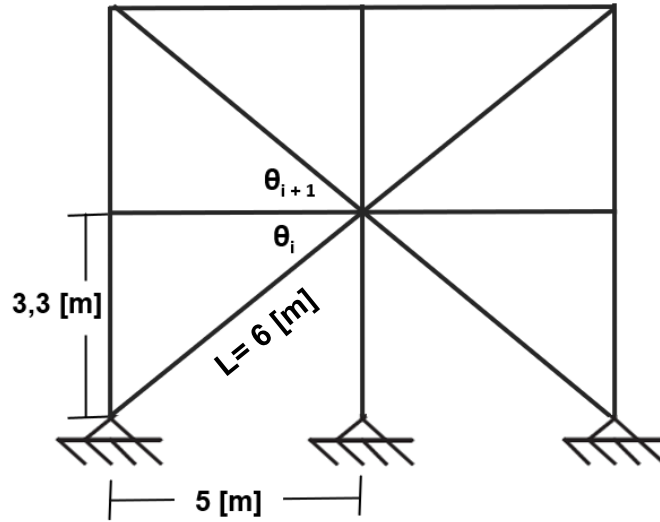


Figura 4.11: Medidas del marco arriostrado externo para la obtención de  $\theta$ .

El esfuerzo axial en la viga ( $P_u$ ), corresponde al valor máximo entre las ecuaciones (4.7) y (4.8):

$$P_{ui} = \frac{F_i}{2} + T_{i+1} \cos(\theta_{i+1}) - C_i \cos(\theta_i) \quad (4.7)$$

$$P_{uj} = T_i \cos(\theta_i) - C_{i+1} \cos(\theta_{i+1}) - \frac{F_i}{2} \quad (4.8)$$

En el último piso no existen arriostramientos en el nivel superior por lo tanto, los términos de esfuerzos de tracción y compresión asociados a "i+1" son iguales a 0.

$$T_{i+1} = C_{i+1} = 0$$

En los pisos impares, Figura 4.12 c), las fuerzas esperadas en las riostras son similares tanto en el nivel superior como en el inferior, por lo que se anulan entre si y la carga axial que recibe la viga es igual a 0.

$$T_{i+1} = T_1 ; C_{i+1} = C_1 \rightarrow P_u = 0$$

En las tablas Tabla 4.22 y Tabla 4.23 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2).

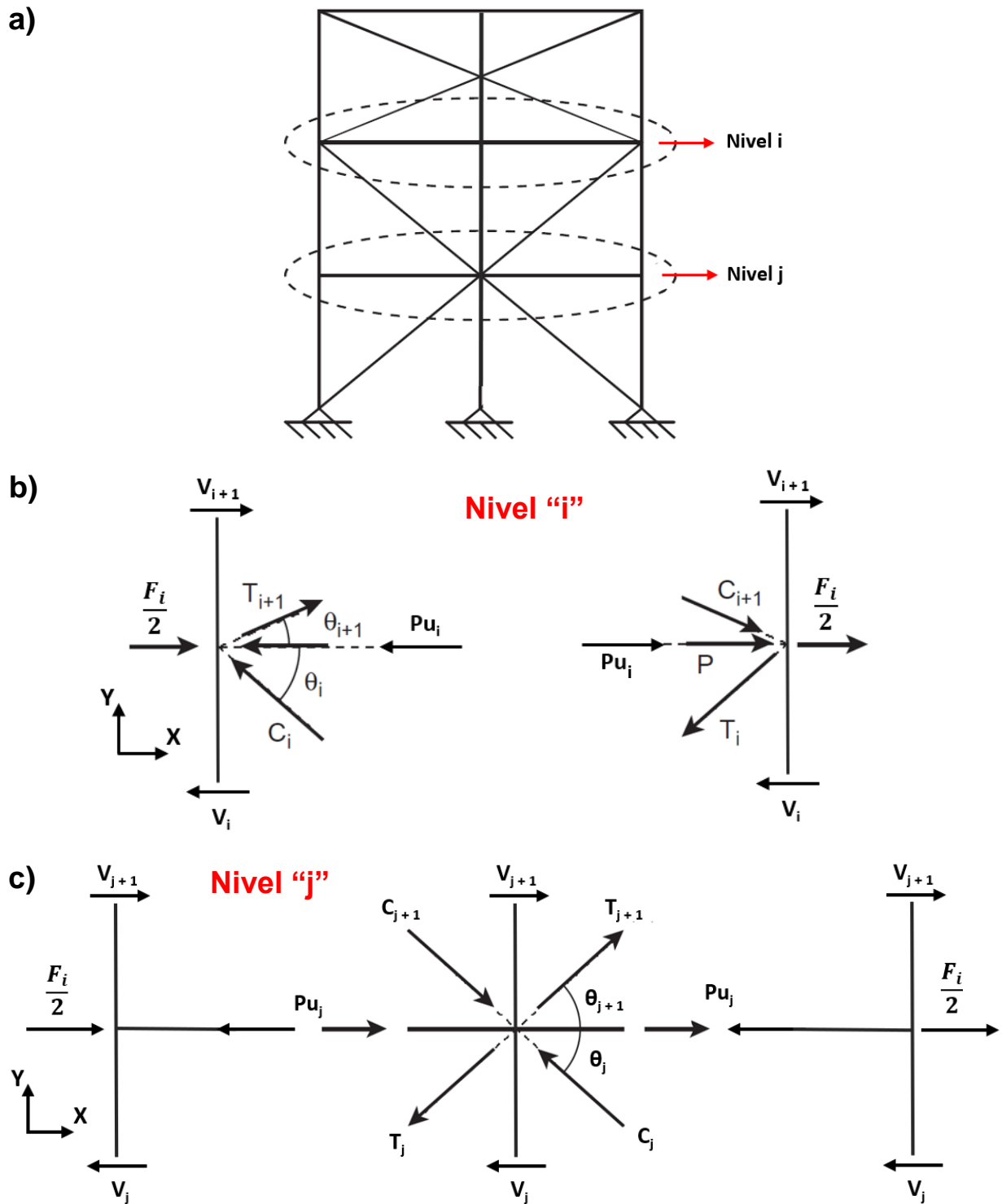


Figura 4.12: a) marco tipo con arriostros externos en X, b) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles impar (nivel i) y c) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles par (nivel j) – modificada de [31].

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.22: Diseño por capacidad de la viga – mecanismo 1 – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
4	302	248	0	0	33	0	459	23	204
3	302	248	302	248	33	33	0	0	204
2	302	248	302	248	33	33	0	45	204
1	302	248	302	248	33	33	0	0	204

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.23: Diseño por capacidad de vigas – mecanismo 2 – edificio de 4 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
4	302	74	0	0	33	0	314	95	204
3	302	74	302	74	33	33	0	0	204
2	302	74	302	74	33	33	0	190	204
1	302	74	302	74	33	33	0	0	204

#### 4.5.4.2. Diseño por capacidad de columnas

El diseño por capacidad en columnas se puede optar con un enfoque similar al diseño por capacidad en vigas, determinando las fuerzas máximas que actúan sobre las columnas a partir de las resistencias esperadas de las riostras. Para lo anterior, las columnas se deben verificar de manera que su componente axial a compresión ( $P_E$ ) más las cargas gravitacionales sean menores a la resistencia a compresión de la columna. Dichas cargas gravitacionales que caen en las columnas se incorporan utilizando la combinación de carga  $1,2D + 1,6L$ .

Tomando como referencia los diagramas de cuerpo libre de la Figura 4.13 se realizó un equilibrio de fuerzas en el eje vertical con el cual se obtuvo la carga axial a compresión que recibe la columna en cada nivel. Para el caso del edificio de 4 pisos se tuvieron las siguientes ecuaciones:

➤ **Nivel 4:**

$$P_{E,4} = T_i \sin(\theta_i) + V_4$$

➤ **Nivel 3:**

$$P_{E,3} = P_{E,4} + V_3$$

➤ Nivel 2:

$$P_{E,2} = P_{E,3} + C_{i+1} \sin(\theta_{i+1}) + T_i \sin(\theta_i) + V_2$$

➤ Nivel 1:

$$P_{E,1} = P_{E,2} + V_1$$

Según [31], el corte en la columna ( $V_i$ ) corresponde a ser la fuerza vertical producto del equilibrio de fuerzas que se produce en las riostras es a menudo despreciada para una configuración X de dos niveles, por lo que:

$$V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = 0$$

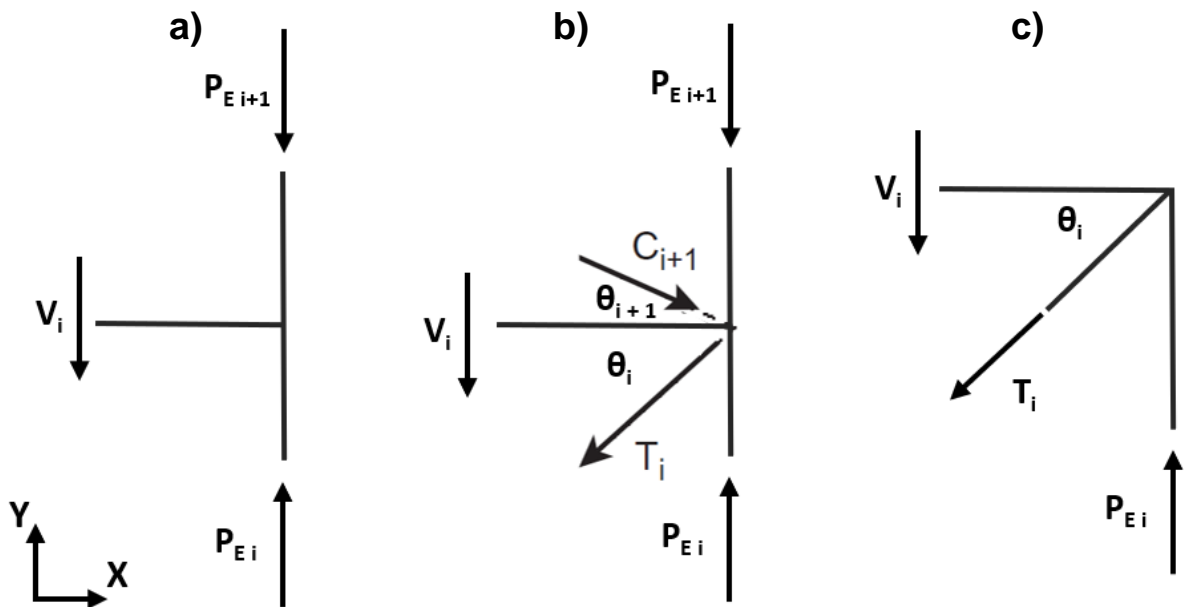


Figura 4.13: Diagrama de cuerpo libre para el diseño por capacidad de columnas – marco SCBF: a) nivel impar, b) nivel par y c) último nivel.

En las tablas Tabla 4.24 y Tabla 4.25 se presentan los resultados del diseño por capacidad de las columnas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2).

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.24: Diseño por capacidad de las columnas – mecanismo 1 – edificio de 4 pisos – marco *SCBF*.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
4	248	302	0	0	33	33	0	12	12	385
3	248	302	248	302	33	33	0	24	24	385
2	248	302	248	302	33	33	470	36	339	385
1	248	302	248	302	33	33	470	48	351	385

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.25: Diseño por capacidad de las columnas – mecanismo 2 – edificio de 4 pisos – marco *SCBF*.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
4	44	213	0	0	33	33	0	12	12	385
3	44	213	44	213	33	33	0	24	24	385
2	74	302	44	213	33	33	191	36	226	385
1	74	302	74	302	33	33	191	48	238	385

## 4.6. Edificio de 8 pisos: Análisis lineal marco SCBF

### 4.6.1. Descripción de la estructura

Según [12], para edificios con alturas superiores a 5 pisos, como es el presente caso, se debe agregar un núcleo de ascensor, por lo que se debió reforzar el núcleo del edificio con arriostramientos (marcos arriostrados internos o marcos principales internos), mientras que la disposición de los arriostramientos externos (o marcos principales externos) será la misma que en el edificio de 4 pisos. En la Figura 4.14 se presenta una vista isométrica del edificio de 8 pisos. También se utilizó el criterio de optimización en el diseño de las riostras debido a que en los pisos superiores del edificio las riostra no van a trabajar a toda su capacidad.

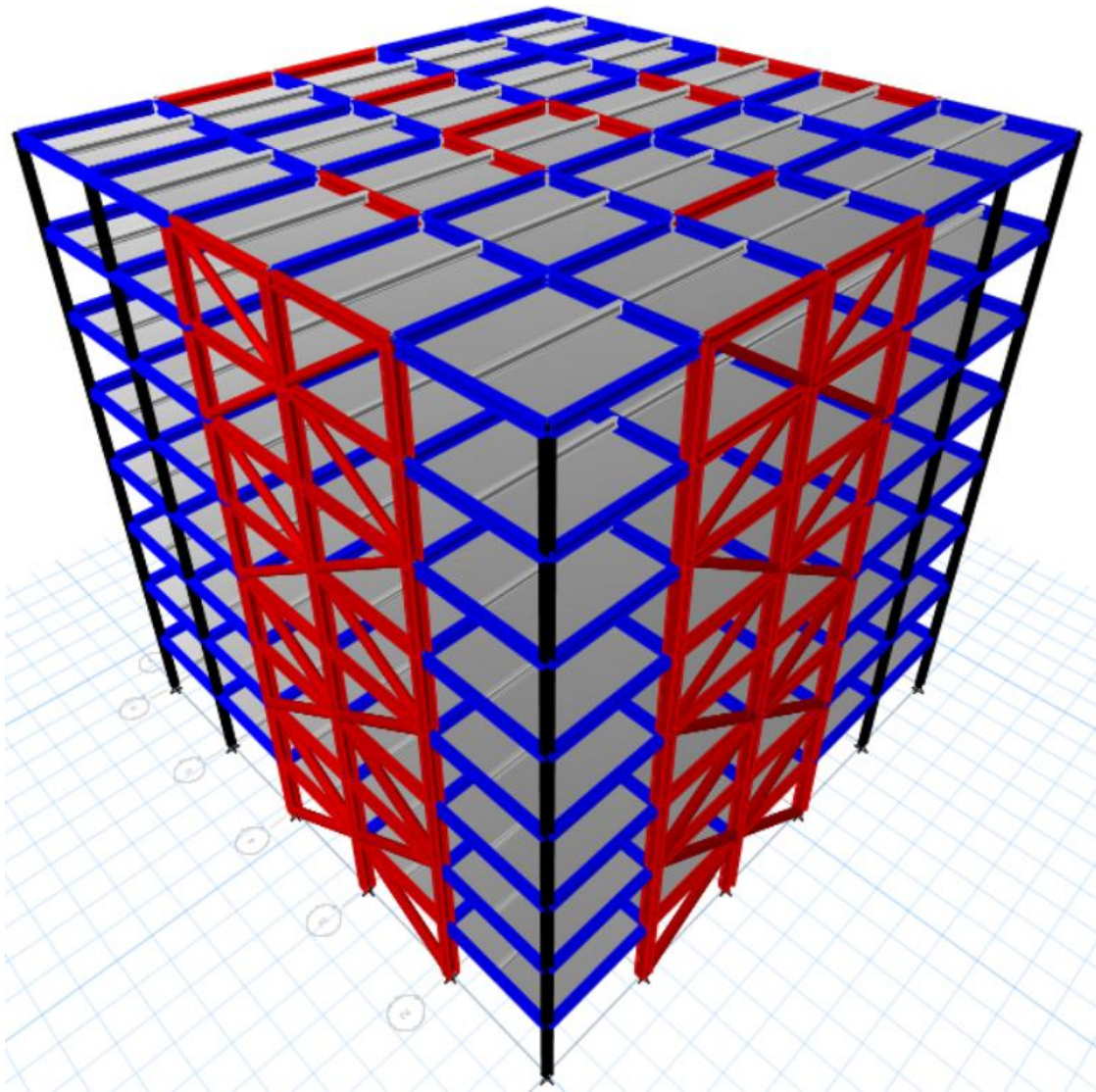


Figura 4.14: Vista isométrica del edificio de 8 pisos.

Para los tres tipos de marcos se utilizarán los mismos perfiles de vigas y columnas de la Tabla 4.26. En la Figura 4.15 se presenta la planta del edificio con la disposición de los marcos principales (marcados en rojo) externos e internos. Las columnas que componen los marcos principales externos corresponden al perfil W14x159 y las que componen los marcos principales internos son W14x211, mientras que las columnas que componen a los marcos secundarios corresponden al perfil W8x67.

En la Figura 4.16 se presenta: a) la elevación del eje 6 en donde se observan los marcos principales externos y las configuraciones de riostras utilizadas y b) la elevación del eje 5 en donde se observan los marcos principales internos y su respectiva configuración de riostras.

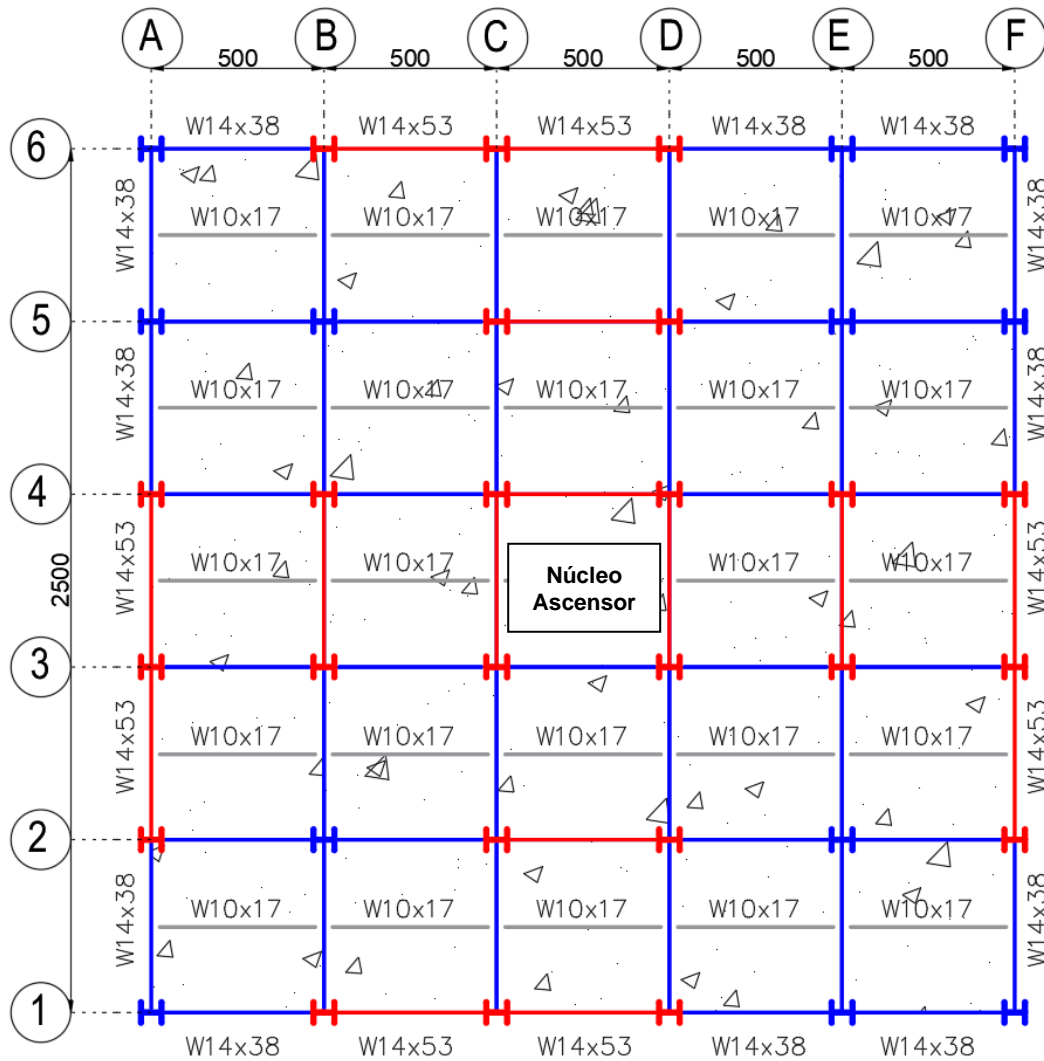


Figura 4.15: Vista en planta del edificio de 8 pisos.

Tabla 4.26: Perfiles a utilizar en las vigas y columnas para el edificio de 8 pisos.

Columnas			Vigas	
Primaria Externa	Primaria Interna	Secundaria	Primaria	Secundaria
W14x159	W14x211	W8x67	W14x38	W14x53

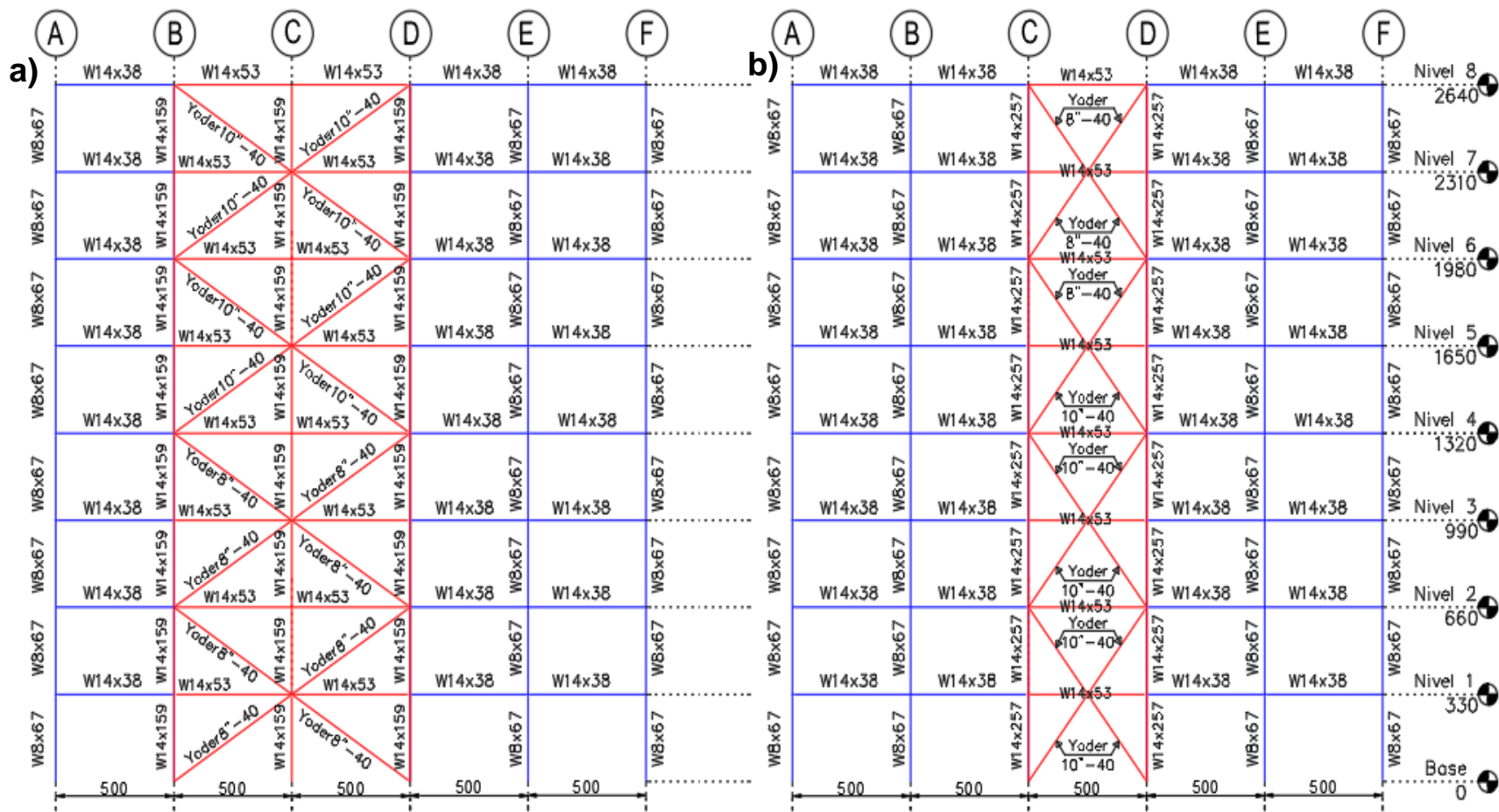


Figura 4.16: a) Vista en elevación del eje 6 y b) Vista en elevación del eje 5 - edificio de 8 pisos.

En la Tabla 4.27 y Tabla 4.8 se presentan las propiedades geométricas de las columnas y vigas utilizadas en el modelo de 8 pisos, respectivamente. En la Figura 4.2 se muestran las dimensiones que indican cada simbología de las tablas antes mencionadas junto a los ejes coordenados.

Tabla 4.27: Propiedades geométricas de las columnas utilizadas en el edificio de 8 pisos.

Definición	Simbología	Unidad	Columna		
			W8x67	W14x159	W14x257
Altura sección	d	[mm]	228,6	381	417
Espesor alma	tw	[mm]	14,5	18,9	30
Ancho ala	bf	[mm]	210,3	396,2	406,4
Espesor ala	tf	[mm]	23,7	30,2	48
Peso propio	Pp	[kgf/m]	99,8	236,5	382,8
Área neta	A	[cm <sup>2</sup> ]	127,1	301,3	487,7
Momento de inercia c/r a eje x	Ixx	[cm <sup>4</sup> ]	11321,5	79084	141518,7
Módulo elástico c/r a eje x	Wxx	[cm <sup>3</sup> ]	990,5	4151,4	6794,6
Radio de giro c/r a eje x	rx	[cm]	9,4	16,2	17,034
Momento de inercia c/r a eje y	Iyy	[cm <sup>4</sup> ]	3687,8	31134,1	53693,9
Módulo elástico c/r a eje y	Wyy	[cm <sup>3</sup> ]	350,7	1571,5	2642,4
Radio de giro c/r a eje y	ry	[cm]	5,4	10,2	10,5
Módulo plástico c/r a eje x	Zxx	[cm <sup>4</sup> ]	1148,7	4703,1	7980,5
Constante torsional	J	[cm <sup>3</sup> ]	210,2	820	3292,4

#### 4.6.2. Peso de la estructura

El peso de la estructura se calculó considerando las solicitaciones mencionadas en 4.3.1. En la Tabla 4.28 se presentan los valores obtenidos de carga muerta (D) y carga viva (L) y en la Tabla 4.29 se presentan los valores de peso ( $W_{sismico}$ ) y masa sísmica.

Tabla 4.28: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Carga Muerta D [tonf]	Carga Viva L [tonf]
1420	1229

Tabla 4.29: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Peso Sísmico [tonf]	Masa Sísmica [tonf/g]
2451	250

En la Tabla 4.30 se calculó el peso por unidad de área (P/A) de cada diafragma, en donde se observa que en cada piso su valor es aproximadamente de 0,5 [tonf/m<sup>2</sup>], valor ubicado dentro del rango de las estructuras de acero [8].

Tabla 4.30: Peso por unidad de área - edificio de 8 pisos – marco SCBF

Piso	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m <sup>2</sup> ]	P/A [tonf/m <sup>2</sup> ]
8	30	298	625	0,48
1 al 7	31	306	625	0,49
Base	2	17	-	-
<b>Total</b>	<b>250</b>	<b>2451</b>	<b>5000</b>	<b>0,49</b>

### 4.6.3. Análisis modal espectral

#### 4.6.3.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la Tabla 4.31 se presentan los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis junto a su respectiva masa equivalente:

Tabla 4.31: Periodos y masas equivalentes – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Análisis	Modo	T* [s]	Me
X	1	0,651	0,77
Y	2	0,628	0,77

#### 4.6.3.2. Corte basal de diseño

Los valores de corte máximo y corte mínimo se muestran en la Tabla 4.32 utilizando los parámetros sísmicos de la sección 4.4.

Tabla 4.32: Valores de máximo y mínimo – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Corte Mínimo			Corte Máximo		
Cmin	0,08	-	Cmax	0,192	-
Qo min	196	[tonf]	Qo max	471	[tonf]

Por otro lado, en la Tabla 4.33, Tabla 4.34 y Tabla 4.35, presentan los resultados del análisis modal espectral para el corte basal. En primera instancia el valor del corte basal resultó ser mayor al corte máximo (Tabla 4.33), por lo que se debe calcular un factor de reducción de respuesta espectral (R\*).

Tabla 4.33: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

<b>Sin factor de reducción</b>			
<b>Dirección</b>	<b>P [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>elástico [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>elástico/P [%]</b>
X	2451	2714	110,7
Y	2451	2724	111,1

Tabla 4.34: Valores de corte basal con R\* – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

<b>Primer factor de reducción (R*)</b>				
<b>Dirección</b>	<b>P [tonf]</b>	<b>R*</b>	<b>Q<sub>o</sub>* [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>*/P [%]</b>
X	2451	5,16	526	21,4
Y	2451	5,09	535	21,8

En segunda instancia los valores de corte basal siguen superando el valor máximo (Tabla 4.34), por lo que se calcula nuevamente un segundo factor de reducción de respuesta espectral (R\*\*), arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal mostrados en la Tabla 4.35.

Tabla 4.35: Valores de corte basal con R\*\* – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

<b>Segundo factor de reducción (R**)</b>				
<b>Dirección</b>	<b>P [tonf]</b>	<b>R**</b>	<b>Q<sub>o</sub>** [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>**/P [%]</b>
X	2451	5,77	471	19,2
Y	2451	5,79	471	19,2

#### 4.6.3.3. Demanda de los perfiles

En la Tabla 4.36, se presenta la demanda máxima de compresión, tracción, flexión y corte en las columnas, vigas y las riostras, utilizando las combinaciones de carga LRFD establecidas en la sección 4.2.

Dado a la carga en compresión a la que están sometidas las riostras, es que se propone un perfil tubular Yoder de 10 pulgadas, tanto para las riostras externas e internas, para los primeros 4 pisos del edificio y un perfil tubular Yoder de 8 pulgadas, tanto para las riostras externas e internas, para los último 4 pisos del edificio. Las riostras tienen una calidad de acero A53 Gr. B. La verificación por sección esbelta - compacta de los perfiles presentados en la Tabla 4.17 se detalla en la sección 8.3: Anexo C y la verificación por resistencia en la sección 8.4: Anexo D.

Las conexiones entre vigas y columnas se consideran rígidas mientras que las conexiones de las riostras con las vigas secundarias se consideran rotuladas tanto para los marcos arriostrados externos e internos.

Tabla 4.36: Demanda de perfiles – edificio de 8 pisos – marco *SCBF*.

Perfil	Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Corte [tonf]	Flexión [tonf-m]
W14x159	Columna	339	219	4,8	9,9
W14x257	Columna	423	204	5,1	12,3
W14x53	Viga	0	0	6,1	8,2
Tubular Yoder 8" - 40	Riostra Externa	75	72	0	0
Tubular Yoder 10" - 40	Riostra Externa	121	111	0	0
Tubular Yoder 8" - 40	Riostra Interna	60	53	0	0
Tubular Yoder 10" - 40	Riostra Interna	127	103	0	0

En la Tabla 4.37 se presenta a modo resumen los perfiles ocupados y su distribución en el modelo del edificio de 8 pisos – marco *SCBF*.

Tabla 4.37: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 8 pisos – marco *SCBF*.

Piso	Marco Arriostrado Externo			Marco Arriostrado Interno			Marco No Arriostrado	
	Riostra <i>SCBF</i>	Columna	Viga	Riostra <i>SCBF</i>	Columna	Viga	Columna	Viga
8	Tubular Yoder 8" - 40	W14x159	W14x53	Tubular Yoder 8" - 40	W14x257	W14x53	W8x67	W14x38
7								
6								
5								
4								
3	Tubular Yoder 10" - 40			Tubular Yoder 10" - 40				
2								
1								

#### 4.6.3.4. Espectro de diseño

En la Figura 4.17 se presenta el espectro de respuesta elástico y el espectro de respuesta de diseño, utilizando el factor de reducción  $R^{**}$ , para cada dirección de análisis, ambos asumiendo los datos de la sección 4.4. Los puntos marcados señalan la pseudo – aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la Tabla 4.31.

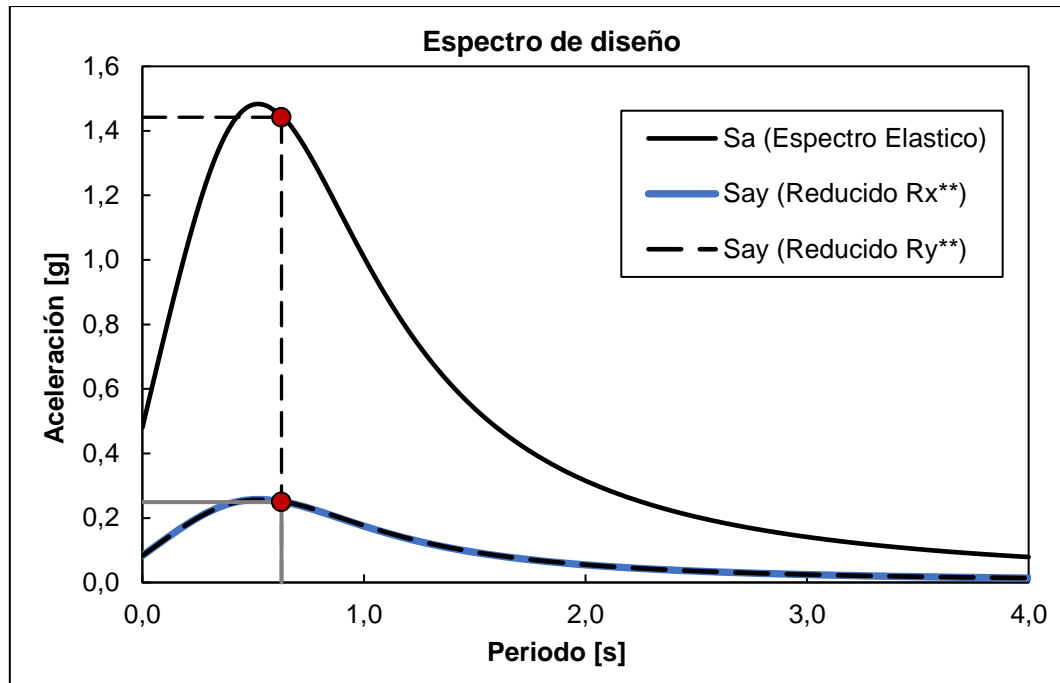


Figura 4.17: Espectro de diseño según [84] - edificio de 8 pisos – marco SCBF.

#### 4.6.3.5. Distribución de corte en la altura

En la Figura 4.18 se presentan las envolventes de corte en la altura, en ambas direcciones de análisis, a través del análisis modal espectral, de la cual se obtienen los cortes por piso presentados en la Tabla 4.38:

Tabla 4.38: Cortes por piso – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso	Corte [tonf]
8	105
7	199
6	278
5	342
4	393
3	431
2	458
1	471

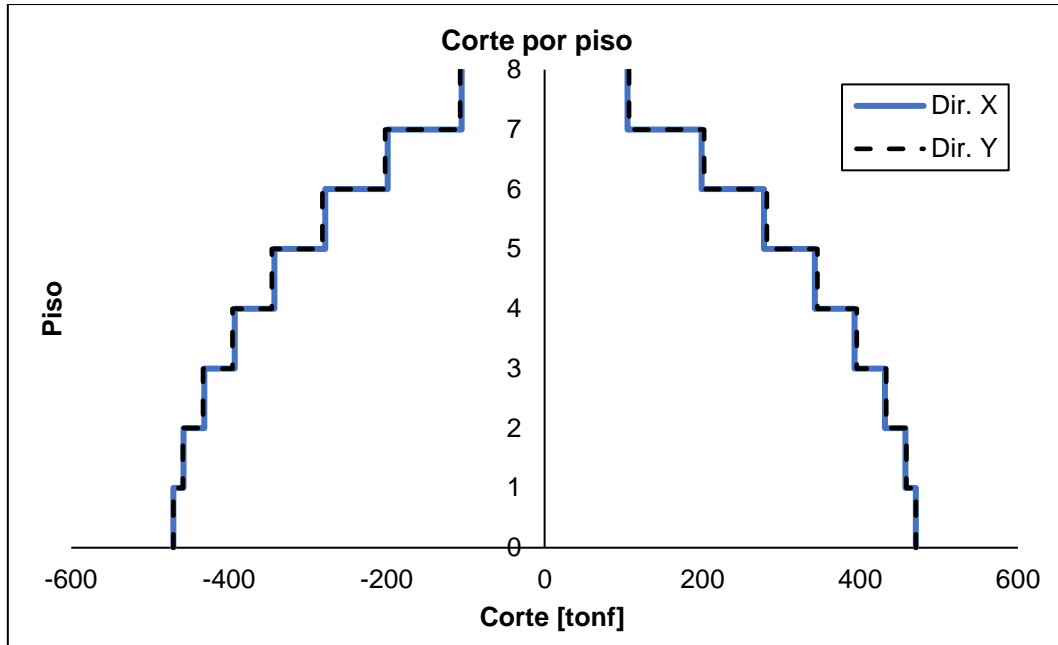


Figura 4.18: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

#### 4.6.3.6. Control de desplazamientos

En [84] se limita el desplazamiento relativo entre pisos medido desde el centro de masa para cada dirección de análisis a un 2 [‰]. En la Figura 4.19 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drifts*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma. Los valores máximos se presentan en la Tabla 4.39, en donde se observa que los *drifts* son del orden del 1,6 [‰], por lo tanto, cumplen con los requerimientos estipulados en [84].

Tabla 4.39: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. X	<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. Y	<i>Drift</i> máx. [‰] NCh 433
1,61	1,55	2

#### 4.6.3.7. Desplazamiento de techo

En la Figura 4.20 se presentan los desplazamientos del diafragma por piso en dirección X e Y, de las cuales se puede observar que:

- ✓ En dirección X, el desplazamiento de techo corresponde a un 1,1% de la altura total del edificio.
- ✓ Y en dirección Y, el desplazamiento de techo corresponde a un 1,02% de la altura total del edificio.

Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es alguna esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en la sección 8.6: Anexo F.

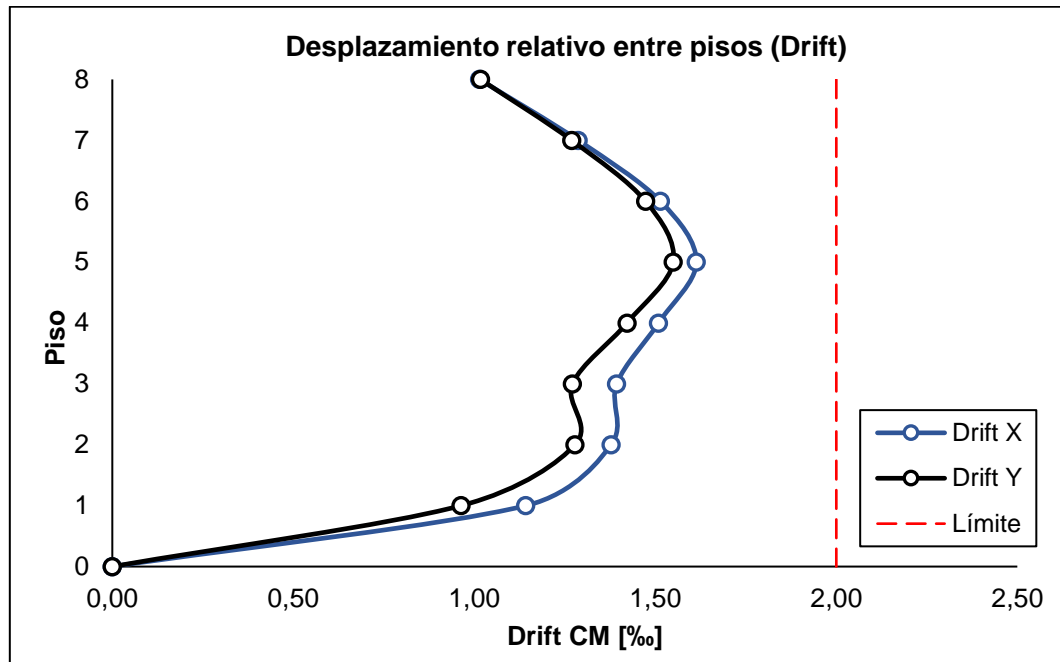


Figura 4.19: *Drifts* con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marcos SCBF.

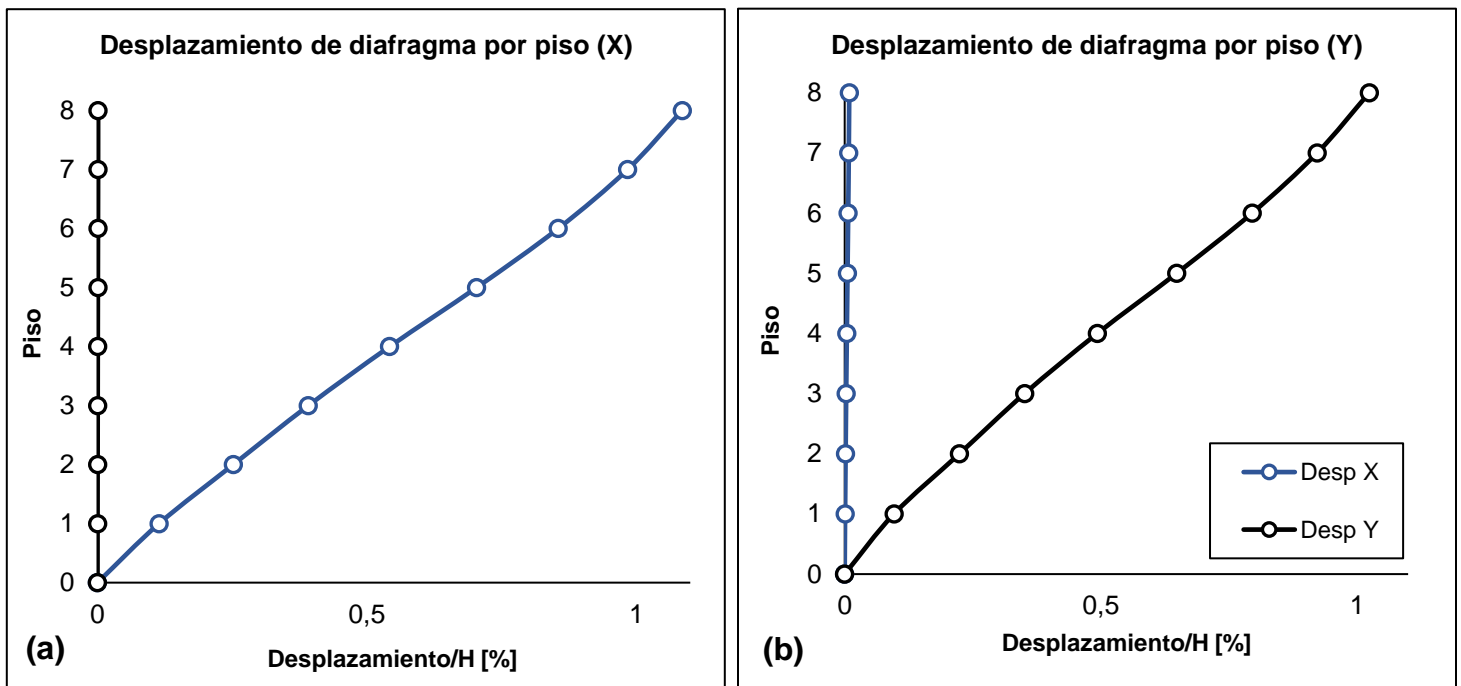


Figura 4.20: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

#### 4.6.4. Diseño por capacidad

Para el diseño por capacidad del edificio de 8 pisos con marcos *SCBF* se realiza el mismo proceso que en la sección 4.5.4, con la diferencia que en el edificio de 8 pisos se hace distinción entre los marcos arriostrados externos y los marcos arriostrados internos (o principales externos e internos, respectivamente). En la Tabla 4.40 se presentan los parámetros de resistencia esperada y esfuerzo de fluencia del acero y el área bruta de las riostras:

Tabla 4.40: Valores de  $R_y$ ,  $F_y$  y  $A_g$  de riostras.

Riostra	$R_y$	$F_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]
Yoder 8" - 40	1,6	2460	54,2
Yoder 10" - 40			76,8

##### 4.6.4.1. Marco principal externo

En la Tabla 4.41 se presentan las esbelteces de las riostras en análisis, las cuales corresponden a ser menor al límite indicado en 3.4:

Tabla 4.41: Esbelteces riostras externas – edificio de 8 pisos.

Riostra	K	L [cm]	$r_y$ [cm]	$\lambda$
Yoder 8" - 40	1	600	7,463	80,4
Yoder 10" - 40			9,33	64,31

En Tabla 4.42, se presentan la resistencia esperada a tracción y compresión y la resistencia a compresión post – pandeo para cada una de las riostras:

Tabla 4.42: Valores de  $T_{max}$ ,  $C_{max}$  y  $0,3 C_{max}$  de riostras externas – edificio de 8 pisos.

Riostra	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]	$0,3 C_{max}$ [tonf]
Yoder 8" - 40	213	145	44
Yoder 10" - 40	302	248	74

##### 4.6.4.1.1. Diseño por capacidad de vigas

Para el diseño por capacidad de vigas, se realiza exactamente el mismo proceso indicado en la sección 4.5.4.1, tomando las mismas consideraciones. Por lo tanto, y tomando como referencia los diagramas de cuerpo libre de la Figura 4.12, se realizó un equilibrio de fuerzas, del cual se obtuvo el valor de  $P_u$  para cada piso.

En las tablas Tabla 4.43 y Tabla 4.44 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_n$ ).

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.43: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\Phi P_{n_c}$ [tonf]
8	213	145	0	0	33	0	299	28	204
7	213	145	213	145	33	33	0	0	204
6	213	145	213	145	33	33	0	57	204
5	213	145	213	145	33	33	0	0	204
4	302	248	213	145	33	33	160	51	204
3	302	248	302	248	33	33	0	0	204
2	302	248	302	248	33	33	0	45	204
1	302	248	302	248	33	33	0	0	204

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.44: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 2 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\Phi P_{n_c}$ [tonf]
8	213	44	0	0	33	0	214	71	204
7	213	44	213	44	33	33	0	0	204
6	213	44	213	44	33	33	0	142	204
5	213	44	213	44	33	33	0	0	204
4	302	74	213	44	33	33	100	166	204
3	302	74	302	74	33	33	0	0	204
2	302	74	302	74	33	33	0	190	204
1	302	74	302	74	33	33	0	0	204

**4.6.4.1.2. Diseño por capacidad de columnas**

Para el diseño por capacidad de columnas de los marcos externos, se realiza exactamente el mismo proceso indicado en la sección 4.5.4.2, tomando las mismas consideraciones. Por lo tanto, y tomando como referencia los diagramas de cuerpo libre de la Figura 4.13, se realizó un equilibrio de fuerzas, del cual se obtuvo el valor de  $P_u$  para cada piso.

En las tablas Tabla 4.43 y Tabla 4.44 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_{n_c}$ ).

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.45: Diseño por capacidad de columnas principal externa– mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	P <sub>Ei</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> = 1,2D + 1,6L [tonf]	P <sub>Ei</sub> + P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
8	145	213	0	0	33	0	0	13	13	657
7	145	213	145	213	33	33	0	27	27	657
6	145	213	145	213	33	33	0	40	40	657
5	145	213	145	213	33	33	0	54	54	657
4	248	302	145	213	33	33	247	66	313	657
3	248	302	248	302	33	33	247	79	326	657
2	248	302	248	302	33	33	550	92	642	657
1	248	302	248	302	33	33	550	105	655	657

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.46: Diseño por capacidad de columna principal externa – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	P <sub>Ei</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> = 1,2D + 1,6L [tonf]	P <sub>Ei</sub> + P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
8	44	213	0	0	33	0	0	13	13	657
7	44	213	44	213	33	33	0	27	27	657
6	44	213	44	213	33	33	0	40	40	657
5	44	213	44	213	33	33	0	54	54	657
4	44	302	44	213	33	33	191	66	257	657
3	44	302	44	302	33	33	191	79	270	657
2	74	302	44	302	33	33	381	92	473	657
1	74	302	74	302	33	33	381	105	486	657

**4.6.4.2. Marco principal interno**

En la Tabla 4.47 se presentan las esbelteces de las riostras en análisis, las cuales corresponden a ser menor al límite indicado en 3.4:

Tabla 4.47: Esbelteces riostras internas – edificio de 8 pisos.

Riostra	K	L [cm]	r <sub>y</sub> [cm]	λ
Yoder 8" - 40	1	414	7,463	55,47
Yoder 10" - 40			9,33	44,37

En Tabla 4.48, se presentan la resistencia esperada a tracción y compresión y la resistencia a compresión post – pandeo para cada una de las riostras:

Tabla 4.48: Valores de  $T_{max}$ ,  $C_{max}$  y  $0,3 C_{max}$  de riostras internas – edificio de 8 pisos.

Riostra	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]	$0,3 C_{max}$ [tonf]
Yoder 8" - 40	213	190	57
Yoder 10" - 40	302	295	88

#### 4.6.4.2.1. Diseño por capacidad de vigas

Para el diseño por capacidad de vigas de los marcos internos, se realiza exactamente el mismo proceso indicado en la sección 4.5.4.1, tomando las mismas consideraciones y ecuaciones, la única diferencia es que el largo y el ángulo de la riostra cambian según la Figura 4.21:

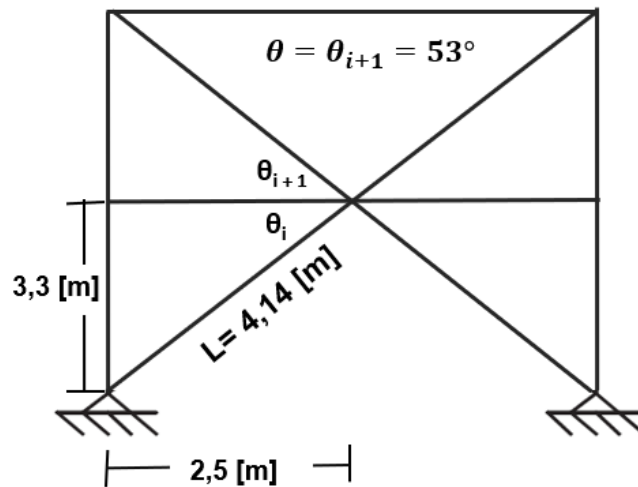


Figura 4.21: Medidas del marco arriostrado interno para la obtención de  $\theta$ .

En la Figura 4.22 se presenta: a) un marco tipo con arriostramientos en X, b) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles impares (nivel i) y c) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles pares (nivel j), las cuales fueron utilizadas para hacer el equilibrio de fuerzas.

En la Tabla 4.49 y Tabla 4.50 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_{nc}$ ).

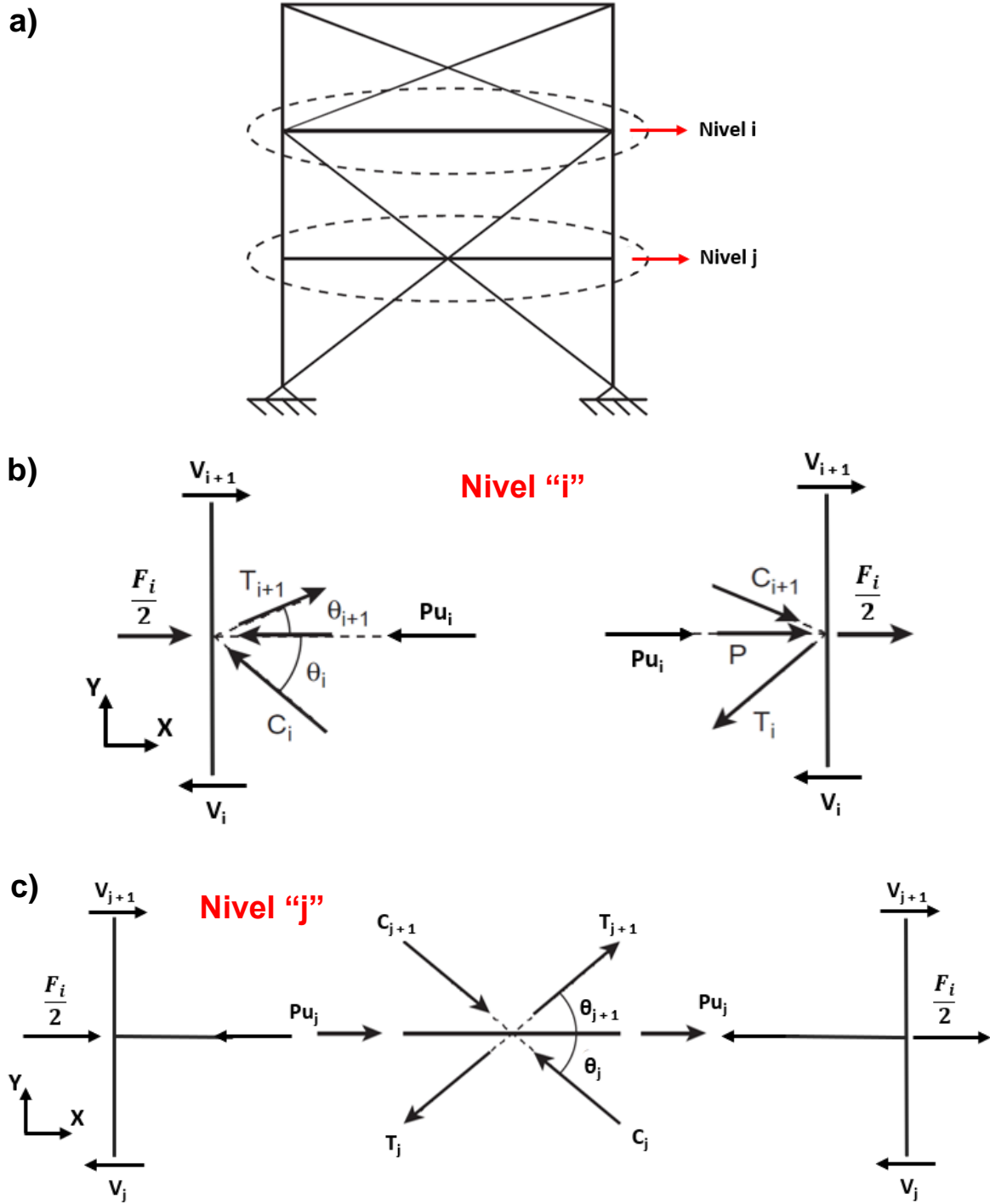


Figura 4.22: a) marco tipo con arriostramientos internos en X, b) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles impar (nivel i) y c) diagrama de cuerpo libre de la distribución de cargas sobre las vigas en los niveles par (nivel j) – modificada de [31].

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.49: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>n<sub>c</sub></sub> [tonf]
8	213	190	0	0	53	0	244	7	204
7	213	190	213	190	53	53	0	0	204
6	213	190	213	190	53	53	0	14	204
5	213	190	213	190	53	53	0	0	204
4	302	295	213	190	53	53	117	9	204
3	302	295	302	295	53	53	0	0	204
2	302	295	302	295	53	53	0	5	204
1	302	295	302	295	53	53	0	0	204

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.50: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 2 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>n<sub>c</sub></sub> [tonf]
8	213	57	0	0	53	0	163	47	204
7	213	57	213	57	53	53	0	0	204
6	213	57	213	57	53	53	0	94	204
5	213	57	213	57	53	53	0	0	204
4	302	88	213	57	53	53	73	112	204
3	302	88	302	88	53	53	0	0	204
2	302	88	302	88	53	53	0	129	204
1	302	88	302	88	53	53	0	0	204

**4.6.4.2.2. Diseño por capacidad de columnas**

Para el diseño por capacidad de columnas de los marcos internos, se realiza exactamente el mismo proceso indicado en la sección 4.5.4.2, tomando las mismas consideraciones. Por lo tanto, y tomando como referencia los diagramas de cuerpo libre de la Figura 4.13, se realizó un equilibrio de fuerzas, del cual se obtuvo el valor de  $P_u$  para cada piso.

En la Tabla 4.51 y Tabla 4.52 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2). ( $P_u < \Phi P_{n_c}$ )

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.51: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 1 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
8	190	213	0	0	53	0	0	25	25	1066
7	190	213	190	213	53	53	0	47	47	1066
6	190	213	190	213	53	53	0	72	72	1066
5	190	213	190	213	53	53	0	94	94	1066
4	295	302	190	213	53	53	393	116	509	1066
3	295	302	295	302	53	53	393	138	530	1066
2	295	302	295	302	53	53	869	161	1030	1066
1	295	302	295	302	53	53	869	182	1051	1066

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.52: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 2 – edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
8	57	213	0	0	53	0	0	25	25	1066
7	57	213	57	213	53	53	0	47	47	1066
6	57	213	57	213	53	53	0	72	72	1066
5	57	213	57	213	53	53	0	94	94	1066
4	88	302	57	213	53	53	286	116	402	1066
3	88	302	88	302	53	53	286	138	424	1066
2	88	302	88	302	53	53	598	161	759	1066
1	88	302	57	213	53	53	598	182	780	1066

## 4.7. Edificio de 12 pisos: Análisis lineal marco SCBF

### 4.7.1. Descripción de la estructura

De la misma manera que al edificio de 8 pisos se le incorpora un núcleo de ascensor al edificio de 12 pisos según lo indicado en [12], por lo que se debió reforzar el núcleo del edificio con arriostramientos y se toma la misma consideración de optimizar el diseño de las riostras debido a que en los pisos superiores del edificio no van a trabajar a toda su capacidad. Se mantiene la misma disposición de arriostramientos que en el edificio de 8 pisos. En la Figura 4.23 se presenta una vista isométrica del edificio de 12 pisos.

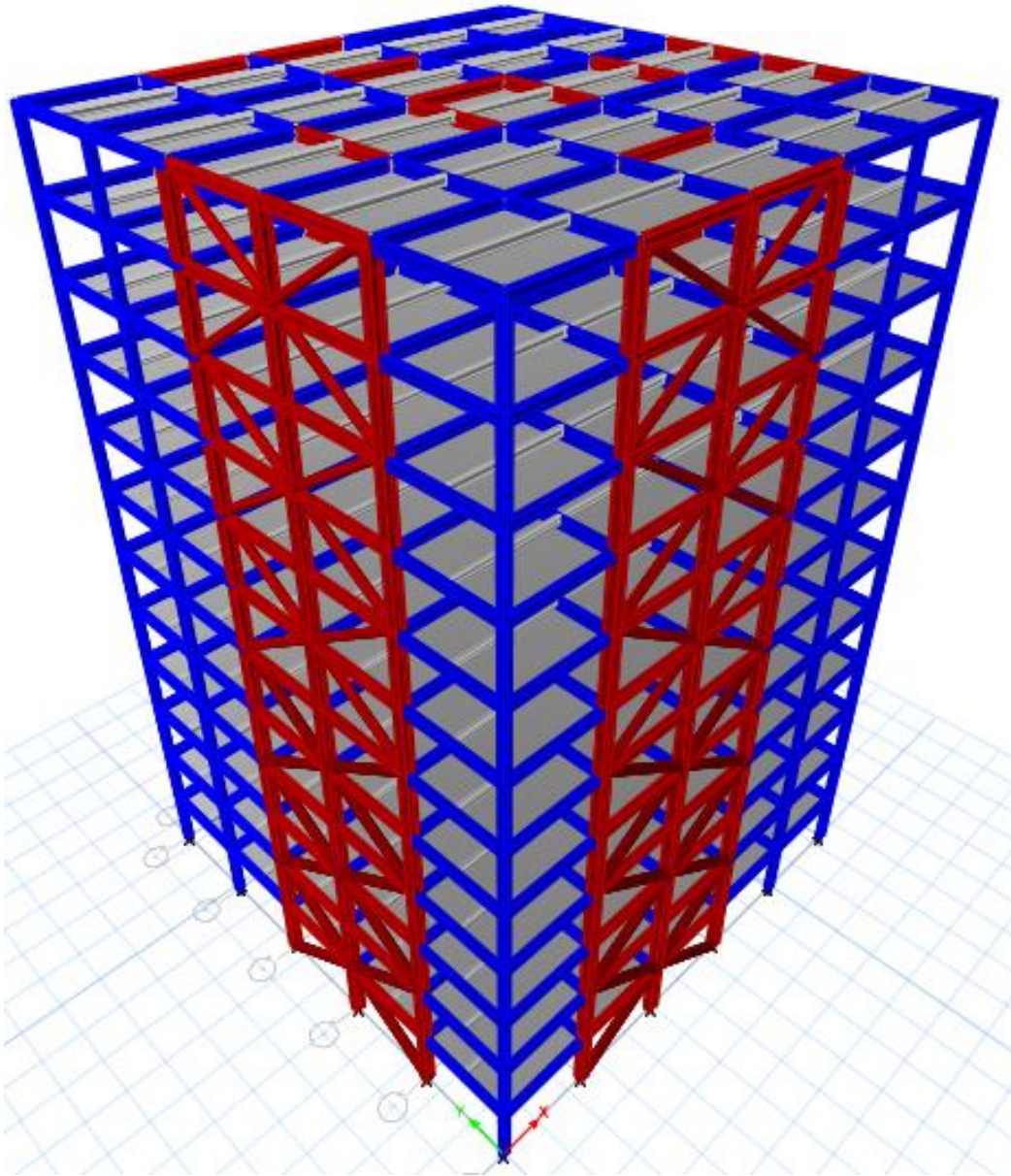


Figura 4.23: Vista isométrica del edificio de 12 pisos.

Para los tres tipos de marcos se utilizarán los mismos perfiles de vigas y columnas de la Tabla 4.53. En la Figura 4.24 se presenta la planta del edificio con la disposición de los marcos principales (marcados en rojo) externos e internos. Las columnas que componen los marcos principales externos corresponden al perfil W14x211 y las que componen los marcos principales internos son W14x283, mientras que las columnas que componen a los marcos secundarios corresponden al perfil W10x112.

En la Figura 4.25 se presenta: a) la elevación del eje 6 en donde se observan los marcos principales externos y las configuraciones de riostras utilizadas y b) la elevación del eje 5 en donde se observan los marcos principales internos y su respectiva configuración de riostras.

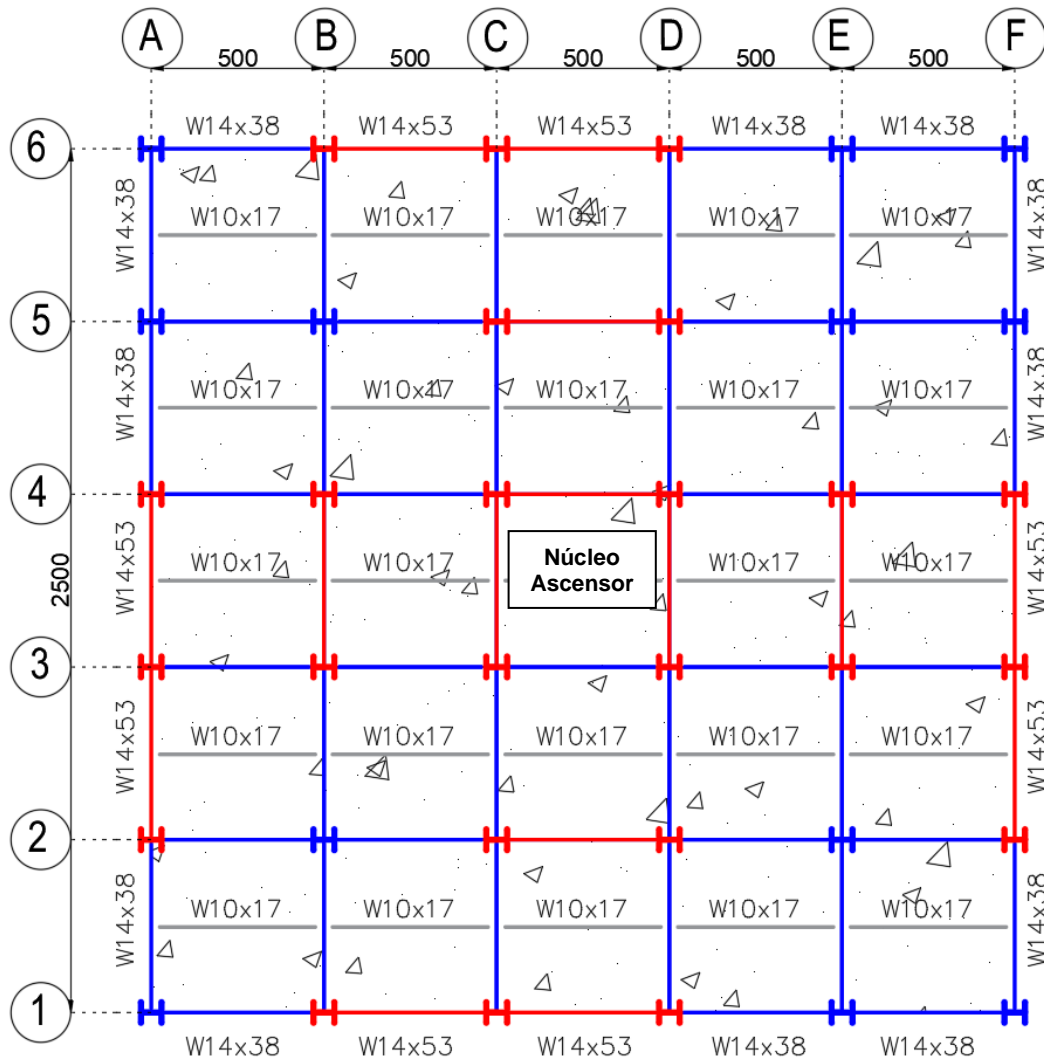


Figura 4.24: Vista en planta del edificio de 12 pisos.

Tabla 4.53: Perfiles a utilizar en las vigas y columnas para el edificio de 12 pisos.

Columnas			Vigas	
Primaria Externa	Primaria Interna	Secundaria	Primaria	Secundaria
W14x211	W14x342	W10x112	W14x53	W14x38



En la Tabla 4.54 y Tabla 4.8 se presentan las propiedades geométricas de las columnas y vigas utilizadas en el modelo de 8 pisos, respectivamente. En la Figura 4.2 se muestran las dimensiones que indican cada simbología de las tablas antes mencionadas junto a los ejes coordenados.

Tabla 4.54: Propiedades geométricas de las columnas utilizadas en el edificio de 12 pisos.

Definición	Simbología	Unidad	Columna		
			W10x112	W14x211	W14x342
Altura sección	d	[mm]	289,6	398,8	444,5
Espesor alma	tw	[mm]	19,2	24,9	39,1
Ancho ala	bf	[mm]	264,2	401,3	416,6
Espesor ala	tf	[mm]	31,8	39,6	62,7
Peso propio	Pp	[kgf/m]	166,6	313,96	511,4
Área neta	A	[cm <sup>2</sup> ]	212,3	400	651,6
Momento de inercia c/r a eje x	Ixx	[cm <sup>4</sup> ]	29802,2	110717,6	203953,4
Módulo elástico c/r a eje x	Wxx	[cm <sup>3</sup> ]	2058,4	5552,8	9176,8
Radio de giro c/r a eje x	rx	[cm]	11,849	16,637	17,692
Momento de inercia c/r a eje y	Iyy	[cm <sup>4</sup> ]	9823,1	42871,8	75337,9
Módulo elástico c/r a eje y	Wyy	[cm <sup>3</sup> ]	743,7	2136,5	3617,1
Radio de giro c/r a eje y	ry	[cm]	6,803	10,353	10,753
Módulo plástico c/r a eje x	Zxx	[cm <sup>4</sup> ]	2408,9	6391	11012,1
Constante torsional	J	[cm <sup>3</sup> ]	628,5	1856,4	7408,9

#### 4.7.2. Peso de la estructura

El peso de la estructura se calculó considerando las solicitaciones mencionadas en 4.3.1. En la Tabla 4.55 se presentan los valores obtenidos de carga muerta (D) y carga viva (L) y en la Tabla 4.56 se presentan los valores de peso ( $W_{sismico}$ ) y masa sísmica.

Tabla 4.55: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Carga Muerta D [tonf]	Carga Viva L [tonf]
2252	1841

Tabla 4.56: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Peso Sísmico [tonf]	Masa Sísmica [tonf/g]
3796	387

En la Tabla 4.57 se calculó el peso por unidad de área (P/A) de cada diafragma, en donde se observa que en cada piso su valor es aproximadamente de 0,5 [tonf/m<sup>2</sup>], valor ubicado dentro del rango de las estructuras de acero [8].

Tabla 4.57: Peso por unidad de área - edificio de 12 pisos – marco SCBF

Piso	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m <sup>2</sup> ]	P/A [tonf/m <sup>2</sup> ]
12	31	304	625	0,49
11	32	315	625	0,50
10	32	315	625	0,50
9	32	315	625	0,50
8	32	315	625	0,50
7	32	315	625	0,50
6	32	315	625	0,50
5	32	316	625	0,51
4	32	316	625	0,51
3	32	316	625	0,51
2	32	316	625	0,51
1	32	317	625	0,51
Base	2	23	-	-
<b>Total</b>	<b>387</b>	<b>3796</b>	<b>7500</b>	<b>0,51</b>

### 4.7.3. Análisis modal espectral

#### 4.7.3.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la Tabla 4.58 se presentan los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis junto a su respectiva masa equivalente:

Tabla 4.58: Periodos y masas equivalentes – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Análisis	Modo	T* [s]	Me
X	1	1,05	0,75
Y	2	1,024	0,74

#### 4.7.3.2. Corte basal de diseño

Los valores de corte máximo y corte mínimo se muestran en la Tabla 4.59 utilizando los parámetros sísmicos de la sección 4.4.

Tabla 4.59: Valores de máximo y mínimo – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Corte Mínimo			Corte Máximo		
Cmin	0,08	-	Cmax	0,192	-
Qo min	304	[tonf]	Qo max	729	[tonf]

Por otro lado, en la Tabla 4.60 y Tabla 4.61, se presentan los resultados del análisis modal espectral para el corte basal. En primera instancia el valor del corte basal resultó ser mayor al corte máximo (Tabla 4.33), por lo que se debe calcular un factor de reducción de respuesta espectral ( $R^*$ ), arrojando como resultados del análisis modal espectral para el corte basal los mostrados en la tabla

Tabla 4.60: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Sin factor de reducción			
Dirección	P [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> /P [%]
X	3796	2781	73,3
Y	3796	2845	74,9

Tabla 4.61: Valores de corte basal con  $R^*$  – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Primer factor de reducción ( $R^*$ )				
Dirección	P [tonf]	$R^*$	Qo* [tonf]	Qo*/P [%]
X	3796	6,09	457	12
Y	3796	6,04	471	12

#### 4.7.3.3. Demanda de los perfiles

En la Tabla 4.62, se presenta la demanda máxima de compresión, tracción, flexión y corte en las columnas, vigas y las riostras, utilizando las combinaciones de carga LRFD establecidas en la sección 4.2.

Dado a la carga en compresión a la que están sometidas las riostras, es que se propone:

- ✓ Un perfil tubular Yoder de 10 pulgadas para las riostras externas en los primeros 6 pisos del edificio.
- ✓ Un perfil tubular Yoder de 8 pulgadas para las riostras externas en los últimos 6 pisos del edificio.
- ✓ Un perfil tubular Yoder de 10 pulgadas para las riostras internas en los primeros 2 pisos del edificio.
- ✓ Un perfil tubular Yoder de 8 pulgadas para las riostras internas en los últimos 10 pisos del edificio.

Las riostras tienen una calidad de acero A53 Gr. B. La verificación por sección esbelta - compacta de los perfiles presentados en la Tabla 4.17 se detalla en la sección 8.3: Anexo C y la verificación por resistencia en la sección 8.4: Anexo D.

Las conexiones entre vigas y columnas se consideran rígidas mientras que las conexiones de las riostras con las vigas secundarias se consideran rotuladas tanto para los marcos arriostrados externos e internos.

Tabla 4.62: Demanda de perfiles – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Perfil	Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Corte [tonf]	Flexión [tonf-m]
W14x211	Columna	483	292	5,6	10,6
W14x342	Columna	572	226	5,6	13,6
W14x53	Viga	0	0	6,4	8,8
Tubular Yoder 8" - 40	Riostra Externa	75	72	0	0
Tubular Yoder 10" - 40	Riostra Externa	121	111	0	0
Tubular Yoder 8" - 40	Riostra Interna	79	62	0	0
Tubular Yoder 10" - 40	Riostra Interna	127	103	0	0

En la Tabla 4.63 se presenta a modo resumen los perfiles ocupados y su distribución en el modelo del edificio de 8 pisos – marco SCBF.

Tabla 4.63: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso	Marco Arriostrado Externo			Marco Arriostrado Interno			Marco No Arriostrado	
	Riostra SCBF	Columna	Viga	Riostra SCBF	Columna	Viga	Columna	Viga
Del 7 al 12	Tubular Yoder 8" - 40	W14x211	W14x53	Tubular Yoder 8" - 40	W14x342	W14x53	W10x112	W14x38
6	Tubular Yoder 10" - 40							
5								
4								
3								
2								
1	Tubular Yoder 10" - 40							

#### 4.7.3.4. Espectro de diseño

En la Figura 4.26 se presenta el espectro de respuesta elástico y el espectro de respuesta de diseño, utilizando el factor de reducción  $R^*$ , para cada dirección de análisis, ambos asumiendo los datos de la sección 4.4. Los puntos marcados señalan la pseudo – aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la Tabla 4.58.

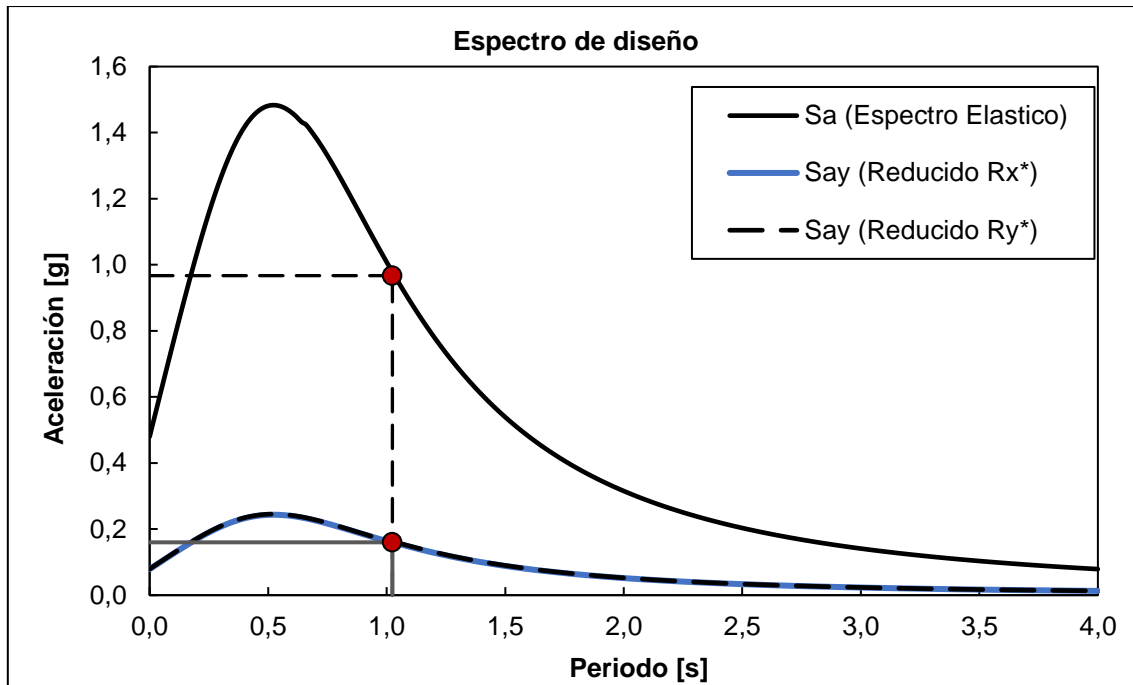


Figura 4.26: Espectro de diseño según [84] - edificio de 12 pisos – marco SCBF.

#### 4.7.3.5. Distribución de corte en la altura

En la Figura 4.27 se presentan las envolventes de corte en la altura, en ambas direcciones de análisis, a través del análisis modal espectral, de la cual se obtienen los cortes por piso presentados en la Tabla 4.64

Tabla 4.64: Cortes por piso – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso	Corte en X [tonf]	Corte en Y [tonf]
12	76	79
11	145	151
10	204	212
9	253	263
8	294	306
7	330	343
6	361	375
5	390	404
4	414	429
3	434	449
2	449	463
1	457	471

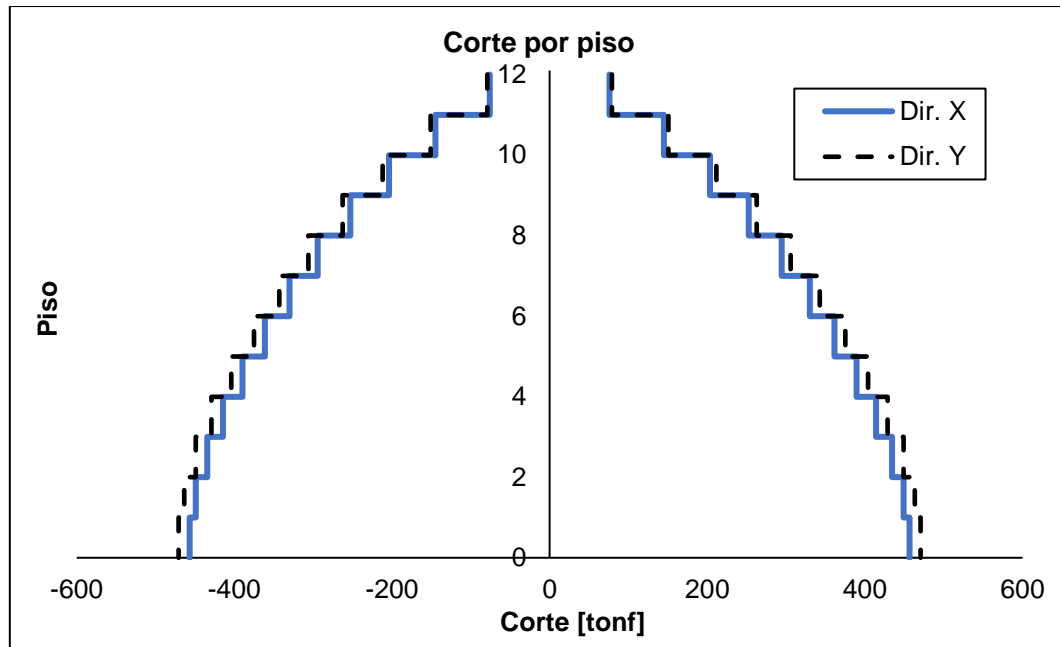


Figura 4.27: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

#### 4.7.3.6. Control de desplazamientos

En [84] se limita el desplazamiento relativo entre pisos medido desde el centro de masa para cada dirección de análisis a un 2 ‰. En la Figura 4.28 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drifts*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma.

Los valores máximos se presentan en la Tabla 4.65, en donde se observa que los *drifts* son del orden del 1,8 ‰, por lo tanto, cumplen con los requerimientos estipulados en [84].

Tabla 4.65: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marco SCBF

<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. X	<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. Y	<i>Drift</i> máx. [‰] NCh 433
1,75	1,76	2

#### 4.7.3.7. Desplazamiento de techo

En la Figura 4.29 se presentan los desplazamientos del diafragma por piso en dirección X e Y, respectivamente, de las cuales se puede observar que en dirección X e Y, el desplazamiento de techo corresponde a un 1,8% de la altura total del edificio.

Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es alguna esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en la sección 8.6: Anexo F.

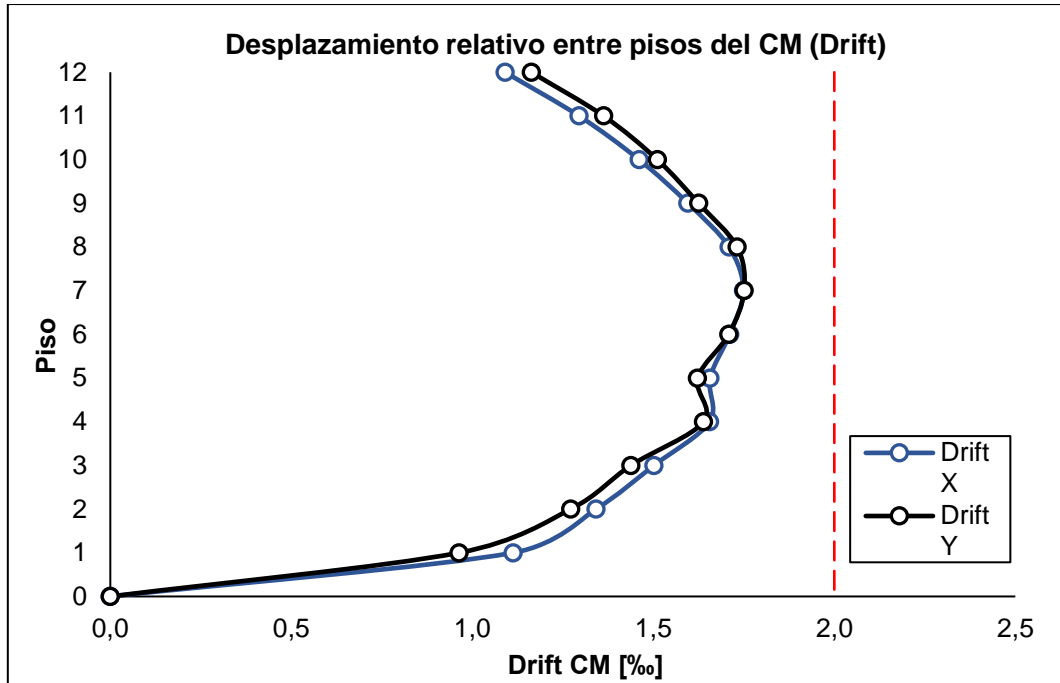


Figura 4.28: Drifts con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marcos SCBF.

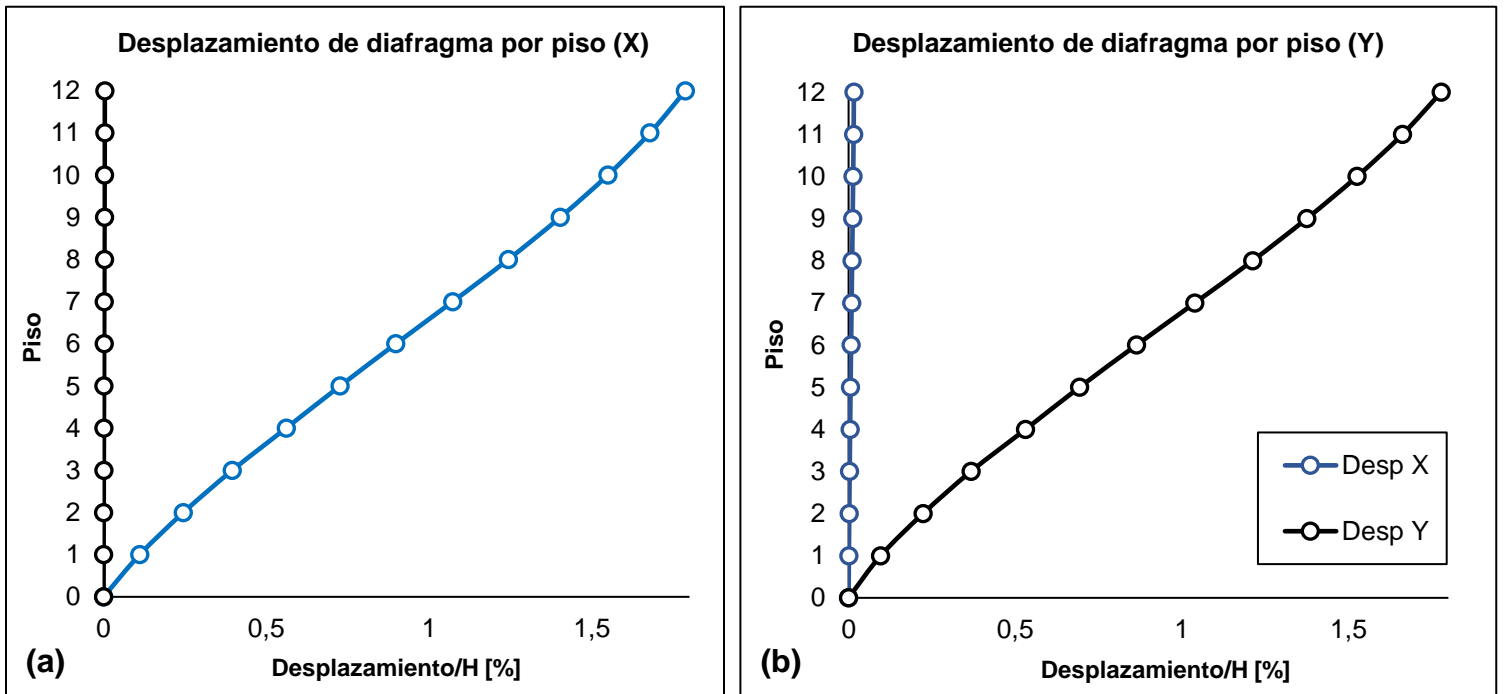


Figura 4.29: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

#### 4.7.4. Diseño por capacidad

Para el diseño por capacidad del edificio de 12 pisos con marcos *SCBF* se realiza el mismo proceso que en la sección 4.6.4.

##### 4.7.4.1. Marco principal externo

Las riostras utilizadas en el edificio de 12 pisos son las mismas que en el de 8 pisos, por lo que se utilizan los mismos valores de  $T_{max}$ ,  $C_{max}$  y  $0,3C_{max}$  mostrados en la Tabla 4.41.

##### 4.7.4.1.1. Diseño por capacidad de vigas

En la Tabla 4.66 y Tabla 4.67 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_n$ ).

##### ➤ Mecanismo 1:

Tabla 4.66: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco *SCBF*.

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\Phi P_n$ [tonf]
12	213	145	0	0	33	0	299	28	204
11	213	145	213	145	33	33	0	0	204
10	213	145	213	145	33	33	0	57	204
9	213	145	213	145	33	33	0	0	204
8	213	145	213	145	33	33	0	57	204
7	213	145	213	145	33	33	0	0	204
6	302	248	213	145	33	33	160	51	204
5	302	248	302	248	33	33	0	0	204
4	302	248	302	248	33	33	0	45	204
3	302	248	302	248	33	33	0	0	204
2	302	248	302	248	33	33	0	45	204
1	302	248	302	248	33	33	0	0	204

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.67: Diseño por capacidad de viga principal externa – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>n<sub>c</sub></sub> [tonf]
12	213	44	0	0	33	0	214	71	204
11	213	44	213	44	33	33	0	0	204
10	213	44	213	44	33	33	0	142	204
9	213	44	213	44	33	33	0	0	204
8	213	44	213	44	33	33	0	142	204
7	213	44	213	44	33	33	0	0	204
6	302	74	213	44	33	33	100	166	204
5	302	74	302	74	33	33	0	0	204
4	302	74	302	74	33	33	0	190	204
3	302	74	302	74	33	33	0	0	204
2	302	74	302	74	33	33	0	190	204
1	302	74	302	74	33	33	0	0	204

**4.7.4.1.2. Diseño por capacidad de columnas**

En la Tabla 4.68 y Tabla 4.69 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_{n_c}$ ).

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.68: Diseño por capacidad de columna principal externa– mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	P <sub>Ei</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> = 1,2D + 1,6L [tonf]	P <sub>Ei</sub> + P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>n<sub>c</sub></sub> [tonf]
12	145	213	0	0	33	0	0	68	68	1066
11	145	213	145	213	33	33	0	28	28	1066
10	145	213	145	213	33	33	0	41	41	1066
9	145	213	145	213	33	33	0	55	55	1066
8	145	213	145	213	33	33	0	68	68	1066
7	145	213	145	213	33	33	0	82	82	1066
6	248	302	145	213	33	33	247	94	341	1066
5	248	302	248	302	33	33	247	107	354	1066
4	248	302	248	302	33	33	550	120	670	1066
3	248	302	248	302	33	33	550	134	683	1066
2	248	302	248	302	33	33	853	146	999	1066
1	248	302	248	302	33	33	853	159	1012	1066

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.69: Diseño por capacidad de columna principal externa – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
12	44	213	0	0	33	0	0	68	68	1066
11	44	213	44	213	33	33	0	28	28	1066
10	44	213	44	213	33	33	0	41	41	1066
9	44	213	44	213	33	33	0	55	55	1066
8	44	213	44	213	33	33	0	68	68	1066
7	44	213	44	213	33	33	0	82	82	1066
6	74	302	44	213	33	33	191	94	284	1066
5	74	302	74	302	33	33	191	107	298	1066
4	74	302	74	302	33	33	398	120	518	1066
3	74	302	74	302	33	33	398	134	532	1066
2	74	302	74	302	33	33	605	146	752	1066
1	74	302	74	302	33	33	605	159	765	1066

**4.7.4.2. Marco principal interno**

Las riostras utilizadas en el edificio de 12 pisos son las mismas que en el de 8 pisos, por lo que se utilizan los mismos valores de  $T_{max}$ ,  $C_{max}$  y  $0,3C_{max}$  mostrados en la Tabla 4.47 y se realiza el mismo proceso de la sección 4.6.4.2.1.

**4.7.4.2.1. Diseño por capacidad de vigas**

En la Tabla 4.70 y Tabla 4.71 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_{nc}$ ).

➤ **Mecanismo 1:**

Tabla 4.70: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦPn <sub>c</sub> [tonf]
12	213	190	0	0	33	0	337	10	204
11	213	190	213	190	33	33	0	0	204
10	213	190	213	190	33	33	0	19	204
9	213	190	213	190	33	33	0	0	204
8	213	190	213	190	33	33	0	19	204
7	213	190	213	190	33	33	0	0	204
6	213	190	213	190	33	33	0	19	204
5	213	190	213	190	33	33	0	0	204
4	213	190	213	190	33	33	0	19	204
3	213	190	213	190	33	33	0	0	204
2	302	295	213	190	33	33	161	13	204
1	302	295	302	295	33	33	0	0	204

➤ **Mecanismo 2:**

Tabla 4.71: Diseño por capacidad de viga principal interna – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦPn <sub>c</sub> [tonf]
12	213	57	0	0	33	0	226	65	204
11	213	57	213	57	33	33	0	0	204
10	213	57	213	57	33	33	0	130	204
9	213	57	213	57	33	33	0	0	204
8	213	57	213	57	33	33	0	130	204
7	213	57	213	57	33	33	0	0	204
6	213	57	213	57	33	33	0	130	204
5	213	57	213	57	33	33	0	0	204
4	213	57	213	57	33	33	0	130	204
3	213	57	213	57	33	33	0	0	204
2	302	88	213	57	33	33	100	154	204
1	302	88	302	88	33	33	0	0	204

#### 4.7.4.2.2. Diseño por capacidad de columnas

En la Tabla 4.72 y Tabla 4.73 se presentan los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente, de las cuales se puede observar que con ambos mecanismos se cumple la condición indicada en la ecuación (4.2) ( $P_u < \Phi P_{nc}$ ).

##### ➤ Mecanismo 1:

Tabla 4.72 Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 2 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
12	190	213	0	0	53	0	0	26	26	1427
11	190	213	190	213	53	53	0	48	48	1427
10	190	213	190	213	53	53	0	74	74	1427
9	190	213	190	213	53	53	0	96	96	1427
8	190	213	190	213	53	53	0	122	122	1427
7	190	213	190	213	53	53	0	145	145	1427
6	190	213	190	213	53	53	322	170	492	1427
5	190	213	190	213	53	53	322	193	514	1427
4	190	213	190	213	53	53	644	218	862	1427
3	190	213	190	213	53	53	644	240	884	1427
2	295	302	190	213	53	53	1036	261	1297	1427
1	295	302	295	302	53	53	1036	282	1319	1427

##### ➤ Mecanismo 2:

Tabla 4.73: Diseño por capacidad de columna principal interna – mecanismo 1 – edificio de 12 pisos – marco SCBF.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{Ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{Ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
12	57	213	0	0	53	0	0	26	26	1427
11	57	213	57	213	53	53	0	48	48	1427
10	57	213	57	213	53	53	0	74	74	1427
9	57	213	57	213	53	53	0	96	96	1427
8	57	213	57	213	53	53	0	122	122	1427
7	57	213	57	213	53	53	0	145	145	1427
6	57	213	57	213	53	53	216	170	386	1427
5	57	213	57	213	53	53	216	193	408	1427
4	57	213	57	213	53	53	431	218	649	1427
3	57	213	57	213	53	53	431	240	671	1427
2	88	302	57	213	53	53	718	261	978	1427
1	88	302	88	302	53	53	718	282	1000	1427

## 4.8. Edificio de 4 pisos: Análisis lineal marco *BRB*

A continuación, se presenta el diseño de las riostras de pandeo restringido y los resultados del análisis lineal utilizando la NCh3411.

### 4.8.1. Características geométricas

En la Figura 4.30 se muestra: la deformación de un marco con una riostra *BRB* en diagonal debido a una fuerza externa equivalente  $F$  inducida por la aceleración del suelo y los parámetros geométricos de dicho tipo de marco, los cuales corresponden a ser:

- ✓  $H_{wp}$ : distancia vertical de la longitud total de la riostra.
- ✓  $W_{wp}$ : distancia horizontal de la longitud total de la riostra.
- ✓  $L_{wp}$ : longitud total de la riostra.
- ✓  $\Delta_{brace}$ : deformación longitudinal de la riostra.
- ✓  $\Delta_{frame}$ : deformación longitudinal de la viga.

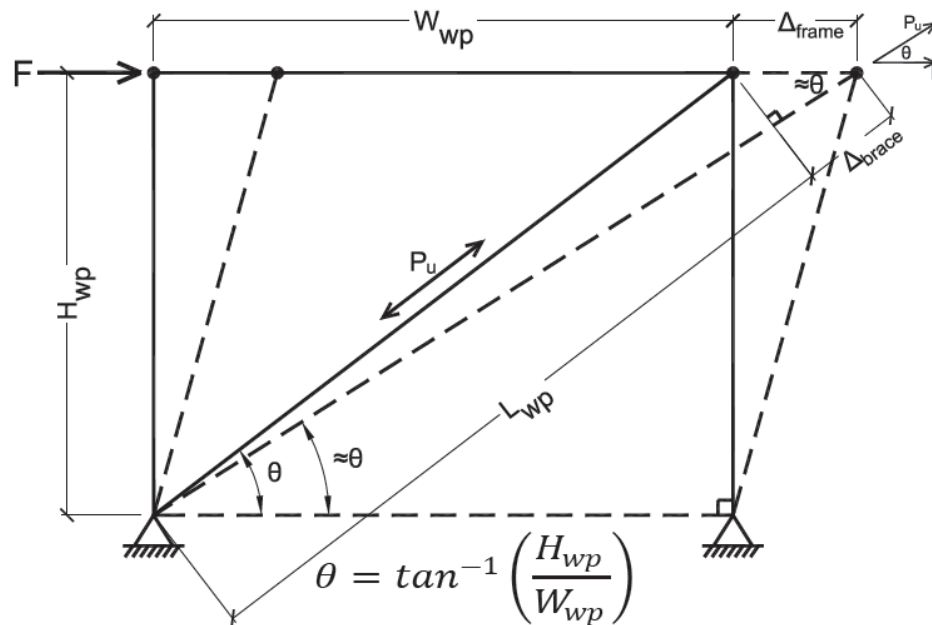


Figura 4.30: Deformación de un marco *BRB* con una diagonal simple [85].

La rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ) (o real) de la riostra se estima con la ecuación (4.9) [85], la cual evalúa las rigideces de las tres regiones que componen un miembro *BRB* no prismático (región elástica región de transición y región de fluencia del núcleo de acero), las cuales se presentan en la Figura 4.31:

$$K_{eff} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_i}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_{sc}}\right)} \quad (4.9)$$

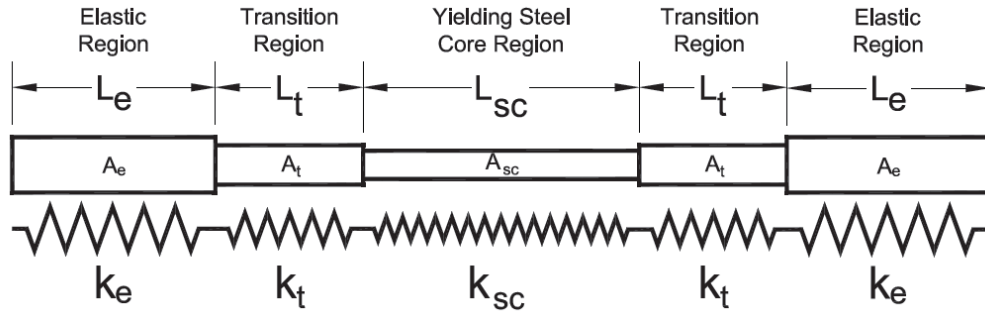


Figura 4.31: Modelo para el análisis estructural con las 3 regiones de un miembro *BRB* [85].

Donde:

- ✓  $K_{sc}$ : corresponde a la rigidez axial de la zona del núcleo.
- ✓  $K_t$ : corresponde a la rigidez de la zona de transición.
- ✓  $K_e$ : corresponde a la rigidez de la zona elástica.

El fabricante suministra un factor de ajuste de rigidez axial  $KF$  [85] el cual se obtiene de la ecuación (4.10).

$$KF = \frac{K_{eff}}{K_{sc_{wp}}} \quad (4.10)$$

Pero, según [85], si se asume que  $K_e$  y  $K_t$  son elementos rígidos la ecuación anterior de  $KF$  se simplifica a la ecuación (4.11):

$$KF \cong \frac{L_{wp}}{L_{sc}} = \frac{1}{0,6} = 1,67 \quad (4.11)$$

En la cual, la distancia del núcleo de acero ( $L_{sc}$ ) equivale a un 60% de la longitud total de la riostra ( $L_{wp}$ ).

Dicho lo anterior, para todos los modelos del presente informe se considerarán los parámetros que establece el proveedor "CoreBrace" en su catálogo [85]. Así, las características geométricas para el edificio de 4 pisos con marcos *BRB* se presentan en la Tabla 4.74:

:

Tabla 4.74: Características geométricas marcos *BRB* – edificio de 4 pisos.

Piso	H <sub>wp</sub> [cm]	W <sub>wp</sub> [cm]	θ [°]	L <sub>wp</sub> [cm]	KF	L <sub>sc</sub> [cm]
4	330	500	33,42	599	1,67	359
3	330	500	33,42	599	1,67	359
2	330	500	33,42	599	1,67	359
1	330	500	33,42	599	1,67	359

Como se explicó anteriormente, para el diseño del disipador de energía se utiliza el Sismo Máximo Probable (SMP) y para el diseño de la estructura sismorresistente se utiliza el Sismo de Servicio (SDS), sin embargo, en el estudio realizado por Saavedra [8] se observó que el área de acero suministrada, para el núcleo de acero, que proporcionaba el análisis a través del SMP es elevada, lo que dará como resultados, grandes dimensiones en las vigas y en las columnas al momento de realizar el diseño por capacidad. Por lo que se diseñará el sistema disipador utilizando el mismo procedimiento que en las riostras del sistema *SCBF*: considerando las combinaciones de carga según el método LRFD de la norma NCh3171 y el espectro de diseño de la norma NCh433.

#### 4.8.2. Diseño de núcleo y funda de acero

Las riostras deben estar compuestas por un núcleo de acero estructural y un sistema que impida el pandeo del núcleo de acero y deben diseñarse de tal como que la resistencia a tracción sea la misma que la resistencia a compresión.

La resistencia axial de diseño de las riostras viene dada por la ecuación (4.12) [42]:

$$P_u = \Phi F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (4.12)$$

Donde:

- ✓  $P_u$ : carga última axial según las combinaciones LRFD.
- ✓  $F_{y_{sc}}$ : esfuerzo de fluencia mínimo del núcleo de acero.
- ✓  $A_{sc}$ : área del núcleo de acero.
- ✓  $\Phi$ : factor de reducción para el estado límite de fluencia y, que para combinaciones LRFD, es igual a 0,9 [42].

A modo general, para el diseño de núcleo y la elección de la funda de acero, se realizó el siguiente proceso:

1. Se le aplicó el Sismo de Servicio (SDS) a la estructura con marcos *SCBF* y se obtuvieron valores preliminares de  $P_u$  para cada piso.
2. Luego, con la ecuación (4.12) y los valores de  $P_u$  obtenidos en el punto 1 se calculó un área de acero requerida inicial.
3. Posteriormente se escogió una funda de acero cuya área cumpliera con la ecuación (4.13):

$$A_{sc\ sum} \geq A_{sc} \quad (4.13)$$

Para más detalles de la elección de la funda de acero, ver sección 8.7: Anexo G.

Luego, se verificó que las deformaciones unitarias asociadas a dichas cargas en conjunto con las  $A_{sc\ sum}$  seleccionadas y las características geométricas de la Tabla 4.74 cumplan con lo indicado en la ecuación (4.14):

$$\varepsilon_{riostra} < \varepsilon_{límite\ riostra} \quad (4.14)$$

➤ **Deformación unitaria límite riostra ( $\varepsilon_{límite\ riostra}$ )**

La deformación unitaria límite de la riostra está asociada a un drift de entrepiso del 2% y se obtuvo mediante la ecuación (4.15):

$$\varepsilon_{límite\ riostra} = \frac{\Delta_{límite\ riostra}}{L_{sc}} \times 100 \quad (4.15)$$

Donde  $L_{sc}$  se obtuvo mediante la ecuación (4.16) [85]:

$$KF = \frac{L_{wp}}{L_{sc}} \quad (4.16)$$

Con  $KF = 1,67$  (según la ecuación (4.11)) y  $L_{wp} = 599$  [cm] de la Tabla 4.75:

Tabla 4.75: Dimensiones marco.

$L_{wp}$ [cm]	599
$H_{wp}$ [cm]	330
$W_{wp}$ [cm]	500
$\theta$ [°]	33,42

Y  $\Delta_{límite\ riostra}$  se obtuvo mediante la ecuación (4.17) de la Figura 4.32 (marcado en rojo):

$$\Delta_{límite\ riostra} = \Delta_{límite\ viga} \times \cos(\theta) \quad (4.17)$$

Donde la deformación límite de la viga viene dada por la ecuación (4.18):

$$\Delta_{límite\ viga} = 0,02 H_{wp} \quad (4.18)$$

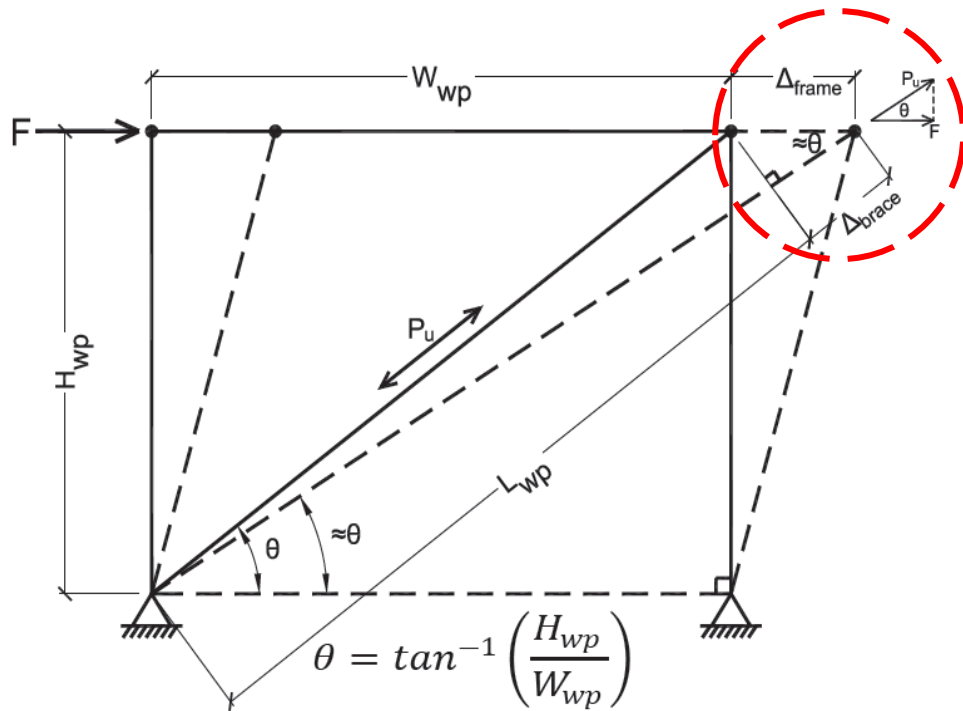


Figura 4.32: Marco tipo BRB del cual se obtuvo la deformación límite de la riostra, adaptada de [85].

➤ **Deformación unitaria riostra ( $\epsilon_{riostra}$ )**

La deformación unitaria de la riostra corresponde a una deformación unitaria promedio y se calcula con la ecuación (4.19):

$$\epsilon_{riostra} = \frac{2 \Delta_{by} C_d}{L_{sc}} \times 100 \quad (4.19)$$

Con  $\Delta_{by}$  según la ecuación (4.20):

$$\Delta_{by} = \frac{P_u}{K_{eff}} \quad (4.20)$$

Donde  $K_{eff}$  se obtuvo mediante la ecuación (4.21):

$$K_{eff} = \frac{A_{sc} K F E}{L_{wp}} \quad (4.21)$$

4. Luego de verificar que se cumpla con lo indicado en la ecuación (4.14), se procede a realizar el modelo con los marcos BRB correspondientes, a realizar el análisis sísmico con el SDS y el diseño por capacidad de los elementos.

#### 4.8.2.1. Núcleo de acero

En la Tabla 4.76 se presentan las áreas del núcleo de acero, área requerida y área suministrada, por piso. El área de núcleo de acero suministrada ( $A_{sc\ sum}$ ) se obtuvo del catálogo de CoreBrace [85], para más detalle ver la sección 8.7: Anexo G. Adicionalmente, se presenta la capacidad de la riostra (obtenida del programa *ETABS*) y la razón de uso, la cual debe cumplir con lo indicado en la ecuación (4.22):

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1 \quad (4.22)$$

Tabla 4.76: Carga última axial y área del núcleo de acero – edificio de 4 pisos.

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc\ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$	¿Cumple?
4	16	6,9	19	43	0,36	Cumple
3	29	12,9	19	43	0,68	Cumple
2	43	18,9	32	73	0,59	Cumple
1	57	25,0	32	73	0,78	Cumple

#### 4.8.2.2. Funda de acero

Debe limitar el pandeo local y global del núcleo de acero de las *BRB*, es decir, debe proporcionarles estabilidad a las riostras, además, no debe resistir ningún tipo de carga axial [31]. Lo anterior se logra proporcionando una suficiente rigidez a flexión a la funda. Watanabe *et al.* [55] sugirieron que la funda se debe diseñar para una rigidez a flexión tal que se cumpla:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1$$

Donde:

- ✓  $P_y$ : fuerza de fluencia del segmento restringido.
- ✓  $P_e$ : fuerza crítica de la funda de acero y se obtiene mediante la ecuación (4.23):

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{sc}}{L_{sc}^2} \quad (4.23)$$

Donde:

- ✓  $E$ : módulo de elasticidad.
- ✓  $I_{sc}$ : momento de inercia de la funda de acero.
- ✓  $L_{sc}$ : longitud total del arriostamiento.

Si se asume que el endurecimiento por deformación cíclica aumenta la resistencia a la compresión de las riostras en un 30% (de  $P_y$  a  $1,3P_y$ ), y si, además, se incluye un factor de resistencia,  $\Phi$ , igual a 0,85 en el numerador (de  $P_e$  a  $\Phi P_e$ ), entonces la rigidez a flexión de diseño debe cumplir con lo indicado en la ecuación (4.24):

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1,5 \quad (4.24)$$

Del catálogo de CoreBrace [85] se escogieron dos tipos de fundas que cumplen con las áreas suministradas presentadas en la Tabla 4.76 y cuyas propiedades se presentan en la sección 8.7: Anexo G. En la Tabla 4.77 se presentan dichos perfiles.

Tabla 4.77: Fundas seleccionadas y su respectiva área suministradas – edificio de 4 pisos.

Sección	Funda	$A_{sc\ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]
HSS	203x203x8	19
HSS	254x254x8	32

En la Tabla 4.78 se verificó que el perfil tubular HSS cumpla con lo indicado en la ecuación (4.24) para cada piso.

Tabla 4.78: Verificación y cumplimiento de condición de fundas de acero – edificio de 4 pisos.

Piso	Funda	$P_e$ [tonf]	$P_y$ [tonf]	$P_e/P_y$	¿Cumple?
4	203x203x8	219	48,07	4,6	Cumple
3	203x203x8	219	48,07	4,6	Cumple
2	254x254x8	442	80,96	5,5	Cumple
1	254x254x8	442	80,96	5,5	Cumple

#### 4.8.2.3. Deformaciones unitarias

En la Tabla 4.79, Tabla 4.80 y Tabla 4.81 se presentan: la deformación unitaria límite de la riostra, las deformaciones de la riostra por piso y el cumplimiento de lo indicado en la ecuación (4.14), respectivamente.

Tabla 4.79: Deformación unitaria límite de la riostra.

$\Delta_{lim\ viga}$ [cm]	$\Delta_{lim\ riostra}$ [cm]	KF	$L_{wp}$ [cm]	$L_{sc}$ [cm]	$\epsilon_{lim\ riostra}$ [%]
6,6	5,51	1,67	599	359	1,54

Tabla 4.80: Deformación unitaria de la riostra – edificio de 4 pisos.

Piso	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_u$ [tonf]	$K_{eff}$ [tonf/cm]	$C_d$	$\Delta_{by}$ [cm]	$\epsilon_{riostra}$ [%]
4	19	16	111,2	5,5	0,14	0,43
3	19	29	111,2	5,5	0,26	0,81
2	32	43	187,4	5,5	0,23	0,70
1	32	57	187,4	5,5	0,30	0,93

Tabla 4.81: Verificación de condición.

Piso	$\epsilon_{riostra}$ [%]	$\epsilon_{lim\ riostra}$ [%]	¿Cumple?
4	0,43	1,54	Cumple
3	0,81	1,54	Cumple
2	0,70	1,54	Cumple
1	0,93	1,54	Cumple

En la Tabla 4.82 se presenta a modo resumen los perfiles ocupados y su distribución en el modelo del edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

Tabla 4.82: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

Piso	Marco Arriostrado			Marco No Arriostrado	
	Riostra <i>BRB</i>	Columna	Viga	Columna	Viga
4	Funda 3(19) / t8(203)	W12x96	W14x53	W8x67	W14x38
3					
2	Funda 5(32) / t10(254)				
1					

### 4.8.3. Peso de la estructura

Para este sistema, la distribución de los arriostramientos es similar al caso del edificio de 4 pisos con marco *SCBF*, las conexiones serán rotuladas y apernadas a una placa. En la Figura 4.33 y Figura 4.34 se presenta una vista isométrica y una elevación del eje 6 del edificio en estudio, respectivamente.

El peso de la estructura se calculó considerando las solicitaciones mencionadas en 4.3.1. En la Tabla 4.83 se presentan los valores obtenidos de carga muerta (*D*) y carga viva (*L*) y en la Tabla 4.84 se presentan los valores de peso ( $W_{sismico}$ ) y masa sísmica.

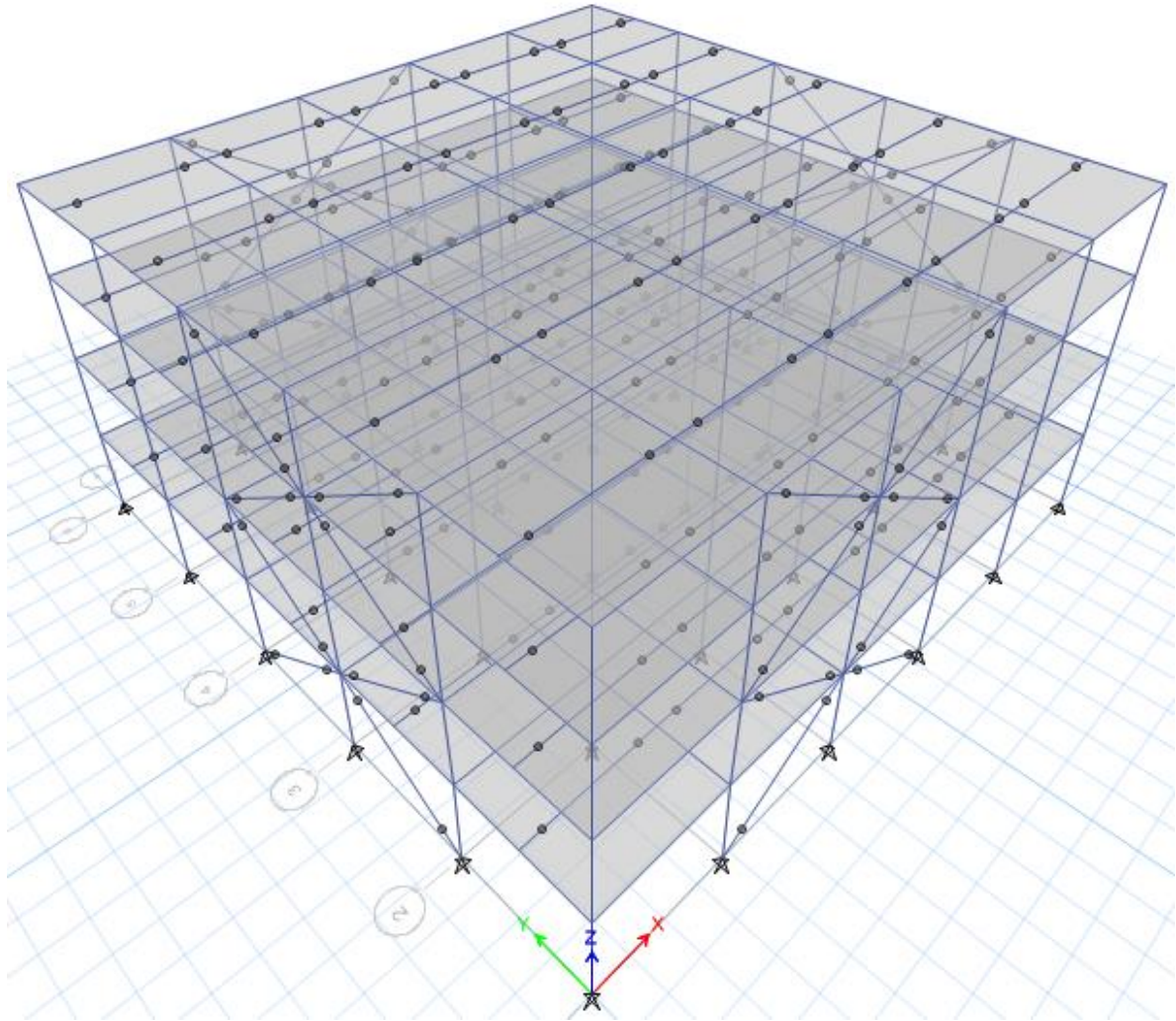


Figura 4.33: Vista isométrica del edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

Tabla 4.83: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

<b>Carga Muerta D [tonf]</b>	<b>Carga Viva L [tonf]</b>
659	637

Tabla 4.84: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

<b>Peso Sísmico [tonf]</b>	<b>Masa Sísmica [tonf/g]</b>
1193	122



#### 4.8.4.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la Tabla 4.12 se presentan los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis junto a su respectiva masa equivalente:

Tabla 4.86: Periodos y masas equivalentes – edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

Análisis	Modo	T* [s]	Me
X	2	0,557	0,88
Y	1	0,591	0,87

#### 4.8.4.2. Corte basal de diseño

Según lo indicado en [76] se debe agregar un factor de reducción por amortiguamiento ( $\beta_1$ ) al esfuerzo de corte basal obtenido por la NCh433 el cual permite disminuir dicho valor debido a la adición de amortiguamiento mediante disipadores. Se asume que el sistema sismorresistente pertenece a la categoría 1, por lo que  $\beta_1 = 1,33$  y  $S = 1$ . Para el valor del corte mínimo se utilizó la ecuación (4.25):

$$V_{min} = \frac{I A_o S P}{\beta_1 6 g} \quad (4.25)$$

La NCh3411 no limita el corte máximo, sin embargo, y siguiendo la misma lógica del corte mínimo, el corte máximo se obtuvo mediante la ecuación (4.26), en la cual se mezcló el valor de corte máximo que indica la NCh433 más el factor de reducción por amortiguamiento y el valor de  $S = 1$ :

$$V_{max} = \frac{0,35 I A_o S P}{\beta_1 6 g} \quad (4.26)$$

Dicho esto, en la Tabla 4.87 se presentan los resultados del corte basal máximo y mínimo:

Tabla 4.87: Corte basal mínimo y máximo según NCh3411 – edificio de 4 pisos – marcos *BRB*.

Corte Mínimo			Corte Máximo		
Qo min	60	[tonf]	Qo max	126	[tonf]

Por otro lado, en la Tabla 4.88, Tabla 4.89 y Tabla 4.90, se presentan los resultados del análisis modal espectral para el corte basal. En primera instancia el valor del corte basal resultó ser mayor al corte máximo (Tabla 4.14), por lo que se debe calcular un factor de reducción de respuesta espectral ( $R^*$ ). arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal mostrados en la Tabla 4.35.

Tabla 4.88: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

<b>Sin factor de reducción</b>			
<b>Dirección</b>	<b>P [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>elástico [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>elástico/P [%]</b>
X	1193	971	81,3
Y	1193	950	79,6

Tabla 4.89: Valores de corte basal con R\* – edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

<b>Primer factor de reducción (R*)</b>				
<b>Dirección</b>	<b>P [tonf]</b>	<b>R*</b>	<b>Q<sub>o</sub>* [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>*/P [%]</b>
X	1193	4,85	200	16,8
Y	1193	4,97	191	16

En segunda instancia los valores de corte basal siguen superando el valor máximo (Tabla 4.89), por lo que se calcula nuevamente un segundo factor de reducción de respuesta espectral (R\*\*), arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal los mostrados en la Tabla 4.90.

Tabla 4.90: Valores de corte basal con R\*\* – edificio de 4 pisos – marco *BRB*.

<b>Segundo factor de reducción (R**)</b>				
<b>Dirección</b>	<b>P [tonf]</b>	<b>R**</b>	<b>Q<sub>o</sub>** [tonf]</b>	<b>Q<sub>o</sub>**/P [%]</b>
X	1193	7,73	126	10,5
Y	1193	7,56	126	10,5

#### 4.8.4.3. Espectro de diseño

En la Figura 4.35 se presenta el espectro de respuesta elástico y el espectro de respuesta de diseño, utilizando el factor de reducción R\*\*, para cada dirección de análisis, para el edificio de 4 pisos con el sistema de marcos *BRB*. Los puntos marcados señalan la pseudo – aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la Tabla 4.86.

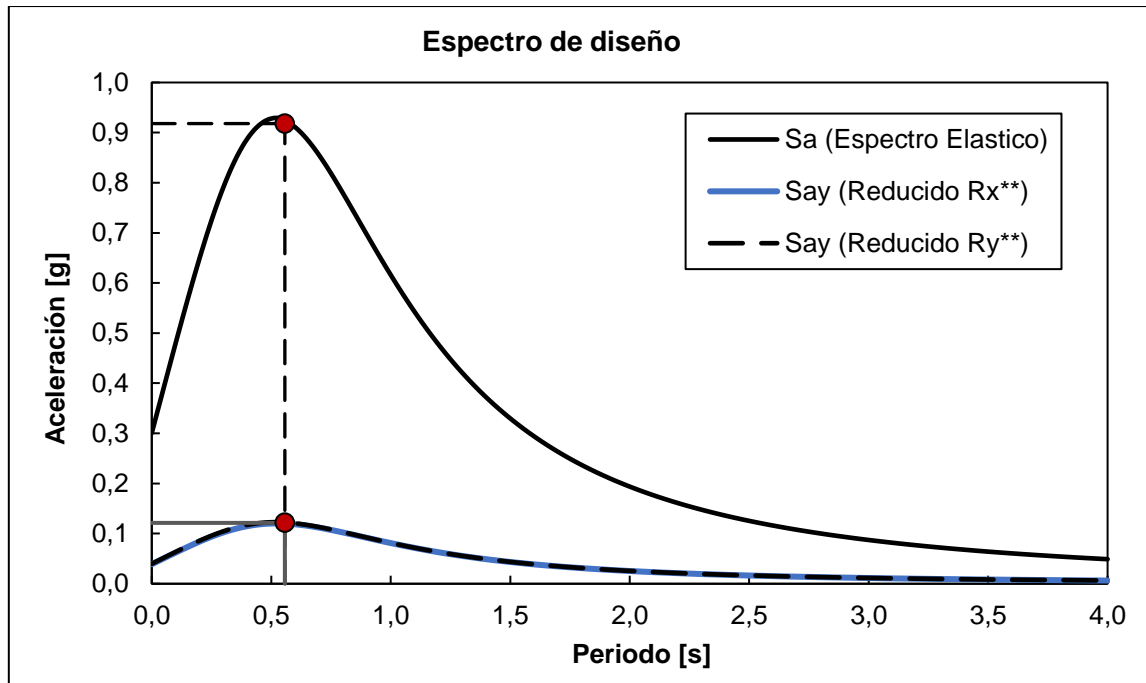


Figura 4.35: Espectro de diseño según NCh433 - edificio de 4 pisos – marco BRB.

#### 4.8.4.4. Distribución de corte en la altura

En la figura 4.9 se presentan las envolventes de corte en la altura, en ambas direcciones de análisis, a través del análisis modal espectral. De la figura se tiene que:

- ✓ El piso 4 tiene un corte de 83 [tonf].
- ✓ El piso 3 tiene un corte de 153 [tonf].
- ✓ El piso 2 tiene un corte de 202 [tonf].
- ✓ Y que el piso 1 tiene un corte basal de 229 [tonf].

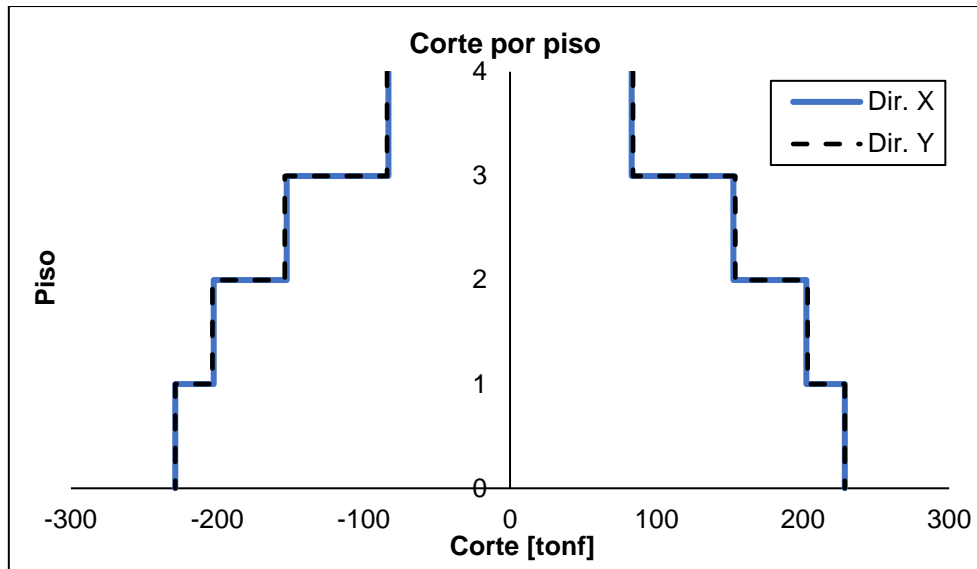


Figura 4.36: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 4 pisos – marco BRB.

#### 4.8.4.5. Control de desplazamientos

En [76] se limita la deformación máxima entre pisos de la misma manera que en la NCh433. En la Figura 4.37 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drifts*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma.

Los valores máximos se presentan en la Tabla 4.91, en donde se observa que los *drifts* son del orden del 1 [‰], por lo tanto, cumplen con los requerimientos estipulados en [43].

Se puede apreciar como las deformaciones de la estructura aumentan al incorporar estos disipadores de energía y hacer de la estructura un poco más flexible, alcanzando valores cercanos al límite establecido por la norma NCh433 en los primeros niveles del edificio.

Tabla 4.91: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marco BRB.

<b>Drift máx. [‰]</b> <b>Dir. X</b>	<b>Drift máx. [‰]</b> <b>Dir. Y</b>	<b>Drift máx. [‰]</b> <b>NCh 433</b>
1,18	1,27	2

#### 4.8.4.6. Desplazamiento de techo

En la Figura 4.38 se presentan los desplazamientos del diafragma por piso en dirección X e Y, de las cuales se puede observar que:

- ✓ En dirección X, el desplazamiento de techo corresponde a un 0,36% de la altura total del edificio.
- ✓ Y en dirección Y, el desplazamiento de techo corresponde a un 0,41% de la altura total del edificio.

Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es alguna esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en la sección 8.6: Anexo F.

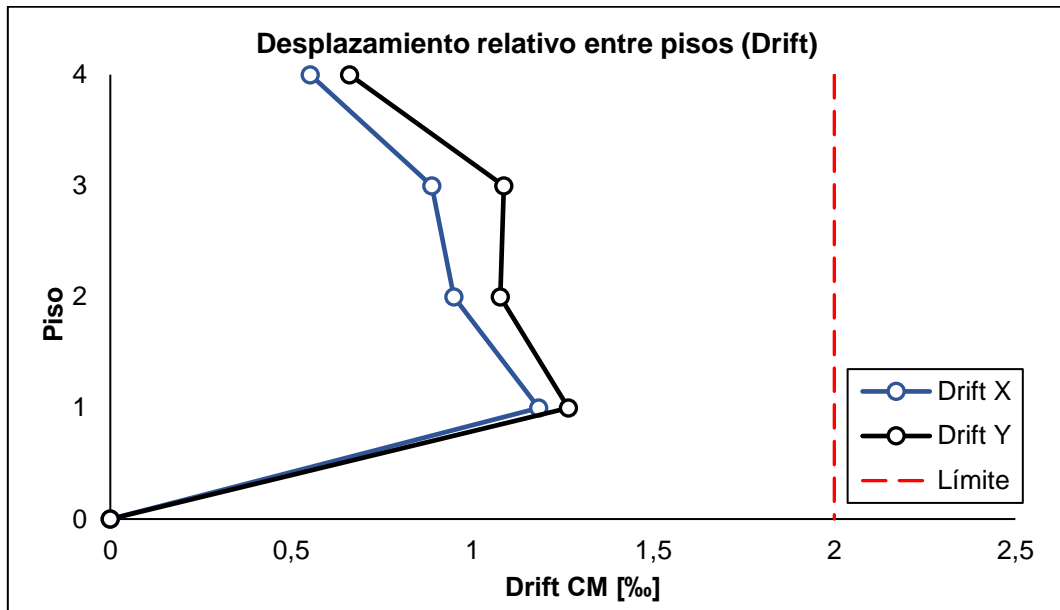


Figura 4.37: Drifts con respecto al CM – edificio de 4 pisos – marcos BRB.

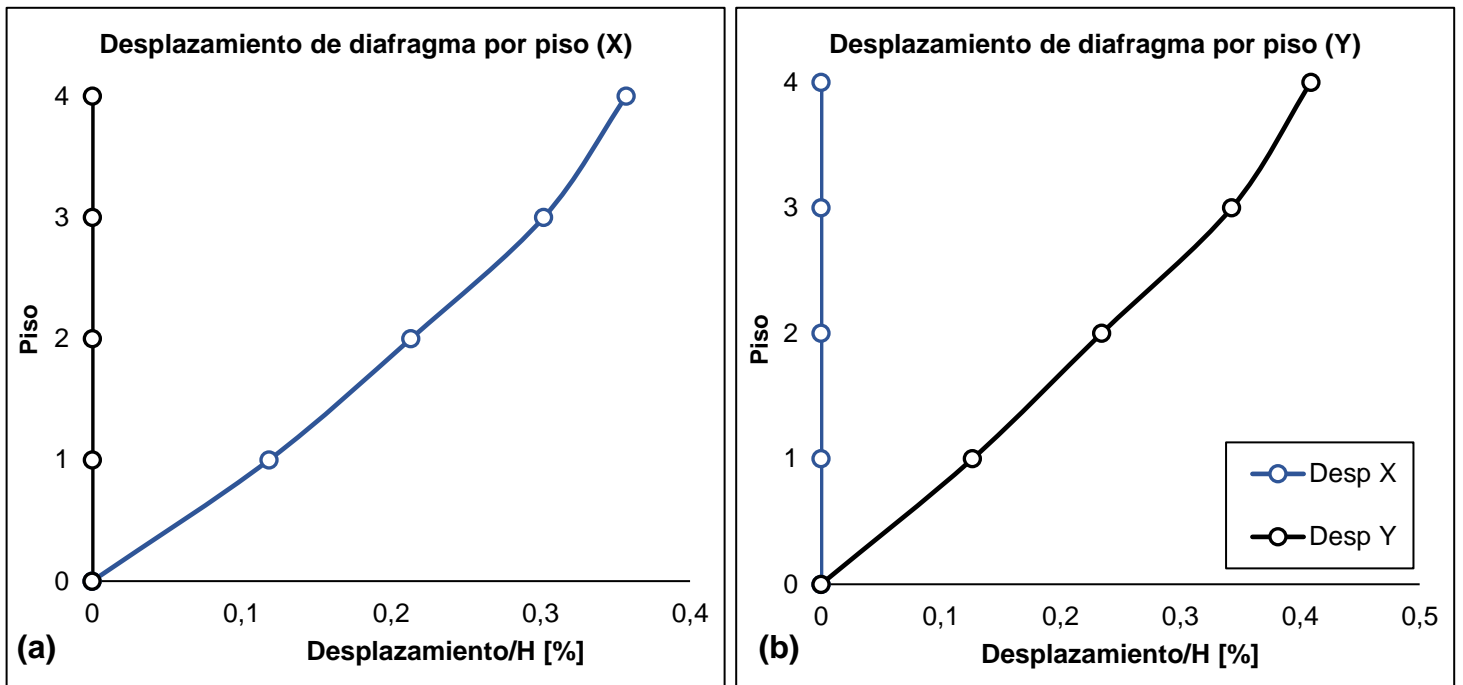


Figura 4.38: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 4 pisos – marco BRB.

#### 4.8.5. Diseño por capacidad

La AISC341-16 indica que las conexiones de las riostras tipo *BRB* y los miembros adyacentes a ellas (vigas y columnas) deben ser diseñados para resistir las fuerzas calculadas (en tracción y compresión) en base a la resistencia ajustada de los *BRB*. Dichas fuerzas son las que se desarrollan en las diagonales y se obtienen al amplificar la fuerza de fluencia del núcleo de acero por diferentes factores de ajuste. Las fuerzas máximas de tracción y compresión se muestran en las ecuaciones (4.27) y (4.28), respectivamente:

$$T_{max} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4.27)$$

$$C_{max} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4.28)$$

Donde:

- ✓  $P_{y_{sc}}$ : fuerza de fluencia del acero.
- ✓  $R_y$ : factor de resistencia esperada del material.
- ✓  $\beta$ : factor de ajuste producto de la expansión lateral del núcleo.
- ✓  $\omega$ : factor de ajuste de endurecimiento debido a la resistencia post-fluencia del acero.

Los factores de ajuste ( $\beta$  y  $\omega$ ) están asociados a la máxima deformación unitaria entre:

- ✓ 2 veces el drift entre piso de diseño ( $\epsilon_{riostra}$ ) calculado con la ecuación (4.19)
- ✓ Y un drift entre piso del 2% ( $\epsilon_{limite\ riostra}$ ) calculado con la ecuación (4.15).

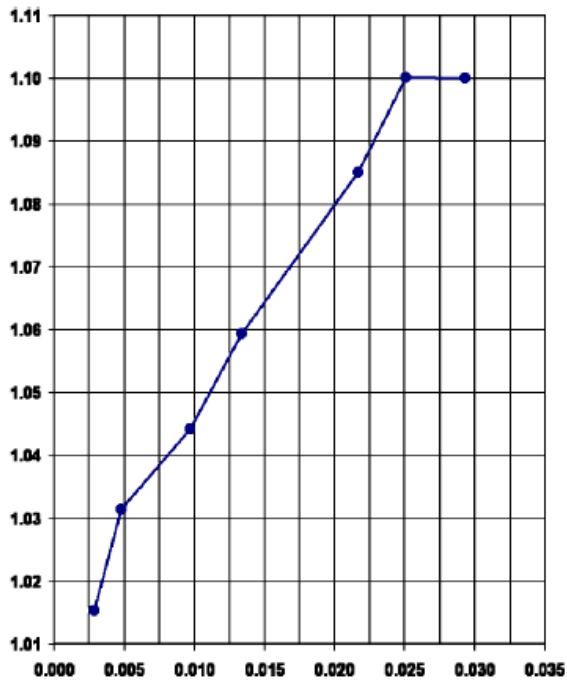
Los valores de  $\beta$  y  $\omega$  se estimaron de la Figura 4.39, curva correspondiente a la empresa CoreBrace [85] asociado a una deformación unitaria  $\epsilon = 1,54$  [%]. Dichos valores deben ser verificados por la empresa, sin embargo, en [60] se indica que el rango de  $\beta$  se encuentra entre 1,05 y 1,15 y el de  $\omega$  entre 1,3 y 1,5.

Una vez obtenido los factores de ajuste y utilizando un valor de  $R_y = 1,5$  para un acero A36 según la tabla adjunta en la sección 8.1: Anexo A, se calcularon las cargas máximas ajustadas, las cuales son presentadas en la Tabla 4.92:

Tabla 4.92: Valores de  $T_{max}$  y  $C_{max}$  ajustados – edificio de 4 pisos.

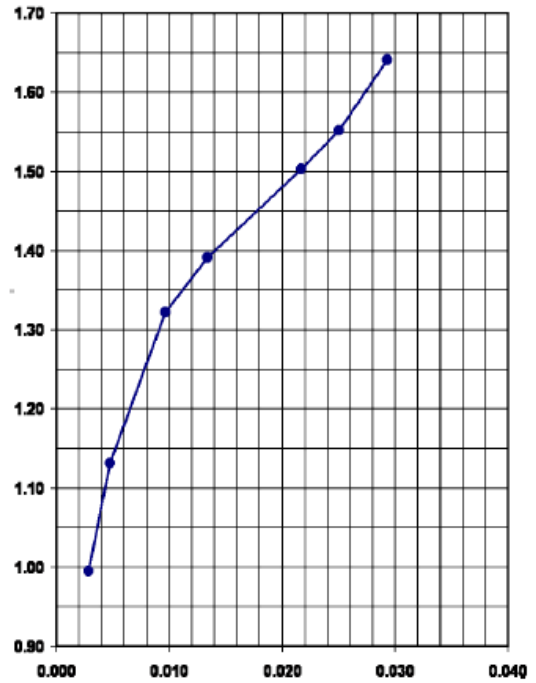
Piso	$\epsilon_{limite}$	$\beta$	$\omega$	$R_y$	$P_{y_{sc}}$ [tonf]	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]
4	0,0154	1,066	1,43	1,5	48,07	103,11	109,92
3	0,0154	1,066	1,43	1,5	48,07	103,11	109,92
2	0,0154	1,066	1,43	1,5	80,96	173,66	185,12
1	0,0154	1,066	1,43	1,5	80,96	173,66	185,12

Sample  $\beta$  Backbone Curve



Strain ( $\epsilon$ )

Sample  $\omega$  Backbone Curve



Strain ( $\epsilon$ )

Figura 4.39: Curva que determina los parámetros de  $\beta$  y  $\omega$ , respectivamente [85].

#### 4.8.5.1. Diseño por capacidad de vigas

De manera similar al caso de los marcos *SCBF*, la resistencia de las vigas se verificará debido a las cargas máximas que presentará la riostra. Se utilizarán los mismos diagramas de cuerpo libre de la sección 4.5.4.1 debido a la similitud con respecto a la geometría de las riostras. En la Tabla 4.93 se presentan los resultados del diseño por capacidad de vigas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con lo estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Donde  $P_u$  corresponde a lo indicado en la ecuación (4.29):

$$P_u = \max\{P_{ui}; P_{uj}\} \quad (4.29)$$

Tabla 4.93: Diseño por capacidad en vigas – edificio de 4 pisos – marcos *BRB*.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>ui</sub> [tonf]	P <sub>uj</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
4	103	110	0	0	33	0	178	-3	-3	3	141
3	103	110	103	110	33	33	0	0	0	0	141
2	174	185	103	110	33	33	122	-8	-8	8	141
1	174	185	174	185	33	33	0	0	0	0	141

#### 4.8.5.2. Diseño por capacidad de columnas

Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos *SCBF* de la sección 4.5.4.2, en la Tabla 4.94 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con lo estipulado en la ecuación (4.2) ( $demanda\ elemento \leq \Phi P_n$ ).

Donde la demanda del elemento corresponde a lo indicado en la ecuación (4.30):

$$demanda\ final = P_{Ei} + P_u \quad (4.30)$$

Tabla 4.94: Diseño por capacidad en columnas – edificio de 4 pisos – marcos *BRB*.

Piso "i"	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	P <sub>ei</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> = 1,2D + 1,6L [tonf]	P <sub>ei</sub> + P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
4	110	103	0	0	33	0	57	12	69	385
3	110	103	110	103	33	33	57	25	81	385
2	185	174	110	103	33	33	213	37	250	385
1	185	174	185	174	33	33	213	49	262	385

## 4.9. Edificio de 8 pisos: Análisis lineal marco *BRB*

De manera similar al edificio de 4 pisos con marcos *BRB* se realizó el diseño de las *BRB* para el edificio de 8 pisos, con la diferencia de que, además, el edificio de 8 pisos cuenta con arriostramientos internos.

### 4.9.1. Características geométricas

Utilizando la Figura 4.30, y lo mencionado en la sección 4.8.1, en las tablas Tabla 4.95 y Tabla 4.96 se presentan las características geométricas tanto de las riostras externas como de las riostras internas, respectivamente.

Tabla 4.95: Características geométricas riostras externas – marcos *BRB*.

Piso	H <sub>wp</sub> [cm]	W <sub>wp</sub> [cm]	θ°	L <sub>wp</sub> [cm]	KF	L <sub>y<sub>sc</sub></sub> [cm]
Del 1 al 8	330	500	33,42	599	1,67	359

Tabla 4.96: Características geométricas riostras internas – marcos *BRB*.

Piso	H <sub>wp</sub> [cm]	W <sub>wp</sub> [cm]	θ°	L <sub>wp</sub> [cm]	KF	L <sub>y<sub>sc</sub></sub> [cm]
Del 1 al 8	330	250	52,85	414	1,67	248

### 4.9.2. Riostras externas

#### 4.9.2.1. Diseño del núcleo y funda de acero

Se realizó el mismo proceso mencionado en la sección 4.8.2 en donde el área suministrada debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.13) y la verificación de las deformaciones unitarias debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.14), utilizando las propiedades de la Tabla 4.95.

##### 4.9.2.1.1. Núcleo de acero

En la Tabla 4.97 se presenta el área del núcleo de acero requerida y el área suministrada por piso. En la sección 8.7: Anexo G, se presenta el proceso para obtener el área suministrada, la cual cumple con lo indicado en la ecuación (4.22).

Tabla 4.97: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras externas - edificio de 8 pisos.

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc\ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$	¿Cumple?
8	12	5	19	43	0,27	Cumple
7	20	9	19	43	0,46	Cumple
6	28	12	19	43	0,65	Cumple
5	33	15	19	43	0,77	Cumple
4	45	20	32	73	0,62	Cumple
3	49	21	32	73	0,67	Cumple
2	51	22	32	73	0,69	Cumple
1	59	26	32	73	0,81	Cumple

#### 4.9.2.1.2. Funda de acero

Del catálogo de CoreBrace [85] se escogieron dos tipos de fundas que cumplen con las áreas suministradas presentadas en la Tabla 4.97:

- ✓ Perfil HSS 203x203x8 que suministra un área de 19 [cm<sup>2</sup>]
- ✓ Perfil HSS 254x254x8 que suministra un área de 32 [cm<sup>2</sup>]

Cuyas propiedades se presentan en la sección 8.7: Anexo G. En la Tabla 4.98 se verificó que el perfil tubular HSS cumpla con lo indicado en la ecuación (4.24) para cada piso.

Tabla 4.98: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras exteriores – edificio de 8 pisos.

Piso	Funda	$P_e$ [tonf]	$P_y$ [tonf]	$P_e/P_y$	Cumple
5 al 8	203x203x8	442	48,1	9,20	Cumple
1 al 4	254x254x8	442	81,0	5,46	Cumple

#### 4.9.2.1.3. Deformaciones unitarias

En la Tabla 4.79, Tabla 4.99 y Tabla 4.100 se presentan: la deformación unitaria límite de la riostra, las deformaciones de la riostra por piso y el cumplimiento de lo indicado en la ecuación (4.14), respectivamente.

Tabla 4.99: Deformación unitaria de la riostra externa – edificio de 8 pisos.

Piso	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_u$ [tonf]	$K_{eff}$ [tonf/cm]	$C_d$	$\Delta_{by}$ [cm]	$\epsilon_{riostra}$ [%]
8	19	11,51	111,24	5,5	0,10	0,32
7	19	19,70	111,24	5,5	0,18	0,54
6	19	28,07	111,24	5,5	0,25	0,77
5	19	33,10	111,24	5,5	0,30	0,91
4	32	45,31	187,35	5,5	0,24	0,74
3	32	48,90	187,35	5,5	0,26	0,80
2	32	50,61	187,35	5,5	0,27	0,83
1	32	59,17	187,35	5,5	0,32	0,97

Tabla 4.100: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra externa – edificio 8 pisos.

Piso	$\epsilon_{riostra}$ [%]	$\epsilon_{lim\ riostra}$ [%]	¿Cumple?
8	0,32	1,54	Cumple
7	0,54	1,54	Cumple
6	0,77	1,54	Cumple
5	0,91	1,54	Cumple
4	0,74	1,54	Cumple
3	0,80	1,54	Cumple
2	0,83	1,54	Cumple
1	0,97	1,54	Cumple

### 4.9.3. Riostras internas

#### 4.9.3.1. Diseño de núcleo y funda de acero

Se realizó el mismo proceso mencionado en la sección 4.8.2 en donde el área suministrada debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.13) y la verificación de las deformaciones unitarias debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.14), pero utilizando las propiedades de la Tabla 4.96.

#### 4.9.3.1.1. Núcleo de acero

En la Tabla 4.101 se presenta el área del núcleo de acero requerida y el área suministrada por piso. En la sección 8.7: Anexo G, se presenta el proceso para obtener el área suministrada, la cual cumple con lo indicado en la ecuación (4.22).

Tabla 4.101: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras internas - edificio de 8 pisos.

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc\ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$	¿Cumple?
8	7	3	19	43	0,16	Cumple
7	16	7	19	43	0,37	Cumple
6	21	9	19	43	0,49	Cumple
5	29	13	19	43	0,68	Cumple
4	43	19	39	89	0,48	Cumple
3	52	23	39	89	0,59	Cumple
2	53	23	39	89	0,59	Cumple
1	71	31	39	89	0,80	Cumple

#### 4.9.3.1.2. Funda de acero

Del catálogo de CoreBrace [85] se escogieron dos tipos de fundas que cumplen con las áreas suministradas presentadas en la Tabla 4.101:

- ✓ Perfil HSS 203x203x8 que suministra un área de 19 [cm<sup>2</sup>]
- ✓ Perfil HSS 254x254x8 que suministra un área de 39 [cm<sup>2</sup>]

Cuyas propiedades se presentan en la sección 8.7: Anexo G. En la Tabla 4.102 se verificó que el perfil tubular HSS cumpla con lo indicado en la ecuación (4.24) para cada piso.

Tabla 4.102: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras interiores – edificio de 8 pisos.

Piso	Funda	$P_e$ [tonf]	$P_y$ [tonf]	$P_e/P_y$	Cumple
5 al 8	203x203x8	926	48,1	19,3	Cumple
1 al 4	254x254x8	926	98,7	9,4	Cumple

#### 4.9.3.1.3. Deformaciones unitarias

En la tabla Tabla 4.79, Tabla 4.103 y Tabla 4.104 se presentan: la deformación unitaria límite de la riostra, las deformaciones de la riostra por piso y el cumplimiento de lo indicado en la ecuación (4.14), respectivamente.

Tabla 4.103: Deformación unitaria de la riostra interna – edificio de 8 pisos.

Piso	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_u$ [tonf]	$K_{eff}$ [tonf/cm]	$C_d$	$\Delta_{by}$ [cm]	$\epsilon_{riostra}$ [%]
8	19	6,92	160,95	5,5	0,04	0,19
7	19	15,95	160,95	5,5	0,10	0,44
6	19	21,24	160,95	5,5	0,13	0,59
5	19	29,19	160,95	5,5	0,18	0,80
4	39	42,76	330,37	5,5	0,13	0,57
3	39	52,26	330,37	5,5	0,16	0,70
2	39	52,78	330,37	5,5	0,16	0,71
1	39	71,18	330,37	5,5	0,22	0,96

Tabla 4.104: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra interna – edificio 8 pisos

Piso	$\epsilon_{riostra}$ [%]	$\epsilon_{lim\ riostra}$ [%]	¿Cumple?
8	0,19	1,54	Cumple
7	0,44	1,54	Cumple
6	0,59	1,54	Cumple
5	0,80	1,54	Cumple
4	0,57	1,54	Cumple
3	0,70	1,54	Cumple
2	0,71	1,54	Cumple
1	0,96	1,54	Cumple

En la Tabla 4.105 se presenta a modo resumen los perfiles ocupados y su distribución en el modelo del edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Tabla 4.105: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Marco	Piso	Riostra <i>BRB</i>	Columna	Viga
Arriostrado Externo	5 al 8	Funda 3(19) / t8(203)	W14x159	W14x53
	1 al 4	Funda 5(32) / t10(254)		
Arriostrado Interno	5 al 8	Funda 3(19) / t8(203)	W14x257	W14x53
	1 al 4	Funda 6(39) / t10(254)		
No Arriostrado	1 al 8	-	W8x67	W14x38

#### 4.9.4. Peso de la estructura

Para este sistema, la distribución de los arriostramientos es similar al caso del edificio de 8 pisos con marco *SCBF*, las conexiones serán rotuladas y apernadas a una placa. En la Figura 4.40 se presenta una vista isométrica del edificio en estudio.

El peso de la estructura se calculó considerando las solicitaciones mencionadas en 4.3.1. En la Tabla 4.106 se presentan los valores obtenidos de carga muerta (*D*) y carga viva (*L*) y en la Tabla 4.107 se presentan los valores de peso ( $W_{\text{sismico}}$ ) y masa sísmica.

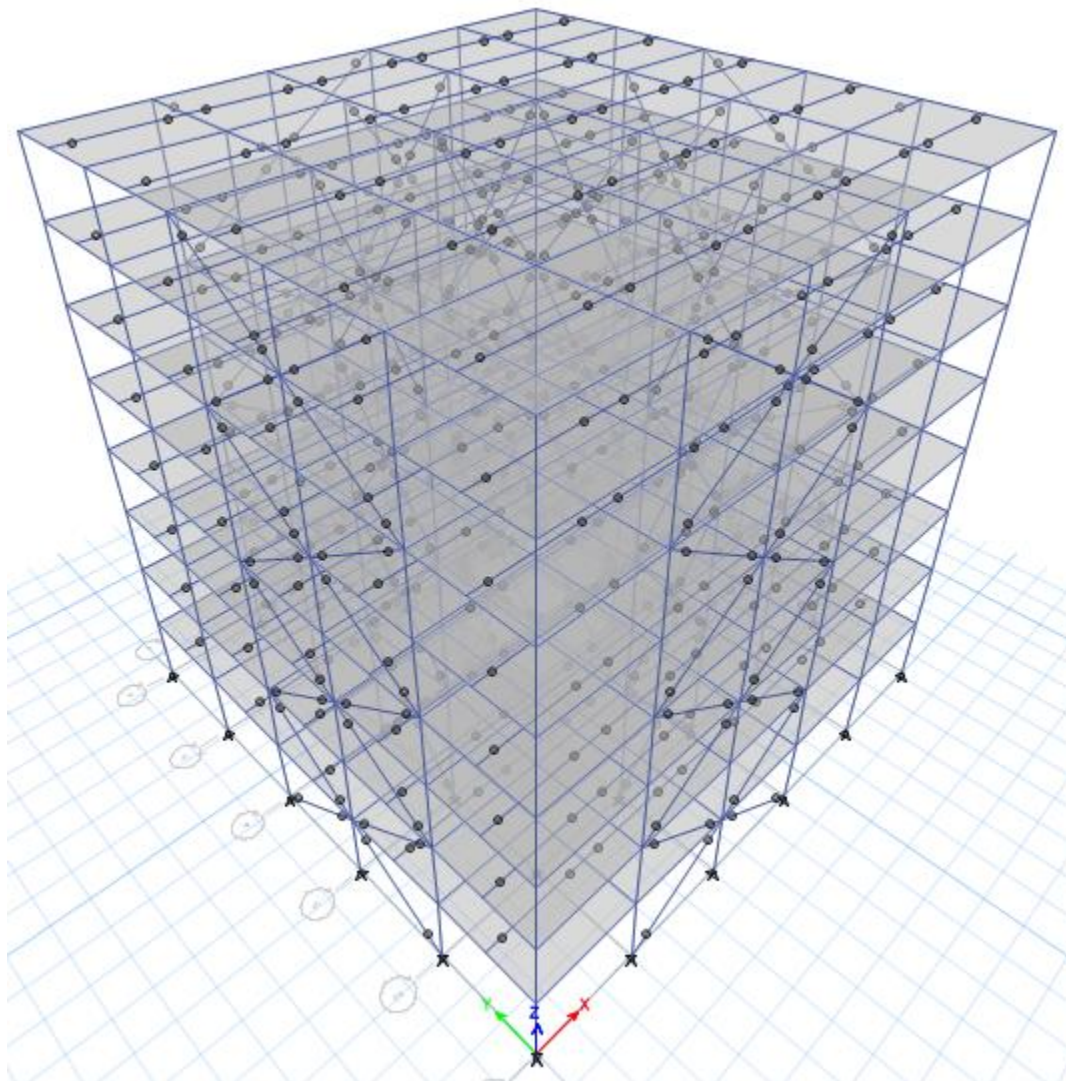


Figura 4.40: Vista isométrica del edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Tabla 4.106: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Carga Muerta D [tonf]	Carga Viva L [tonf]
1437	1229

Tabla 4.107: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

<b>Peso Sísmico [tonf]</b>	<b>Masa Sísmica [tonf/g]</b>
2468	252

En la Tabla 4.108 se calculó el peso por unidad de área (P/A) de cada diafragma, en donde se observa que en cada piso su valor es aproximadamente de 0,5 [tonf/m<sup>2</sup>], valor ubicado dentro del rango de las estructuras de acero [8].

Tabla 4.108: Peso por unidad de área - edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

<b>Piso</b>	<b>Masa [tonf/g]</b>	<b>Peso [tonf]</b>	<b>Área [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P/A [tonf/m<sup>2</sup>]</b>
8	31	300	625	0,48
7	31	307	625	0,49
6	31	307	625	0,49
5	31	307	625	0,49
4	31	307	625	0,49
3	31	307	625	0,49
2	31	307	625	0,49
1 al 7	31	307	625	0,49
Base	2	18	-	-
<b>Total</b>	252	2468	5000	0,49

#### 4.9.5. Análisis modal espectral

Se sigue el mismo procedimiento que en la sección 4.8.4.

##### 4.9.5.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la Tabla 4.109 se presentan los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis junto a su respectiva masa equivalente:

Tabla 4.109: Periodos y masas equivalentes – edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

<b>Análisis</b>	<b>Modo</b>	<b>T* [s]</b>	<b>Me</b>
X	1	0,796	0,80
Y	2	0,769	0,79

#### 4.9.5.2. Corte basal de diseño

Se sigue el mismo procedimiento que en la sección 4.8.4.2. Dicho esto, en la Tabla 4.110 se presentan los resultados del corte basal máximo y mínimo:

Tabla 4.110: Corte basal mínimo y máximo según NCh3411 – edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Corte Mínimo			Corte Máximo		
Qo min	124	[tonf]	Qo max	260	[tonf]

Por otro lado, en la Tabla 4.111, Tabla 4.112 y Tabla 4.113, se presentan los resultados del análisis modal espectral para el corte basal. En primera instancia el valor del corte basal resultó ser mayor al corte máximo (Tabla 4.111), por lo que se debe calcular un factor de reducción de respuesta espectral ( $R^*$ ). arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal mostrados en la Tabla 4.112.

Tabla 4.111: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Sin factor de reducción			
Dirección	P [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> /P [%]
X	2468	1575	63,8
Y	2468	1604	65

Tabla 4.112: Valores de corte basal con  $R^*$  – edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Primer factor de reducción ( $R^*$ )				
Dirección	P [tonf]	$R^*$	Qo* [tonf]	Qo*/P [%]
X	2468	5,56	283	11,5
Y	2468	5,49	292	11,8

En segunda instancia los valores de corte basal siguen superando el valor máximo (Tabla 4.112), por lo que se calcula nuevamente un segundo factor de reducción de respuesta espectral ( $R^{**}$ ), arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal los mostrados en la Tabla 4.113.

Tabla 4.113: Valores de corte basal con  $R^{**}$  – edificio de 8 pisos – marco *BRB*

Segundo factor de reducción ( $R^{**}$ )				
Dirección	P [tonf]	$R^{**}$	Qo** [tonf]	Qo**/P [%]
X	2468	6,06	260	10,5
Y	2468	6,17	260	10,5

#### 4.9.5.3. Espectro de diseño

En la Figura 4.41 se presenta el espectro de respuesta elástico y el espectro de respuesta de diseño, utilizando el factor de reducción  $R^{**}$ , para cada dirección de análisis, para el edificio de 8 pisos con el sistema de marcos *BRB*. Los puntos marcados señalan la pseudo – aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la Tabla 4.109:

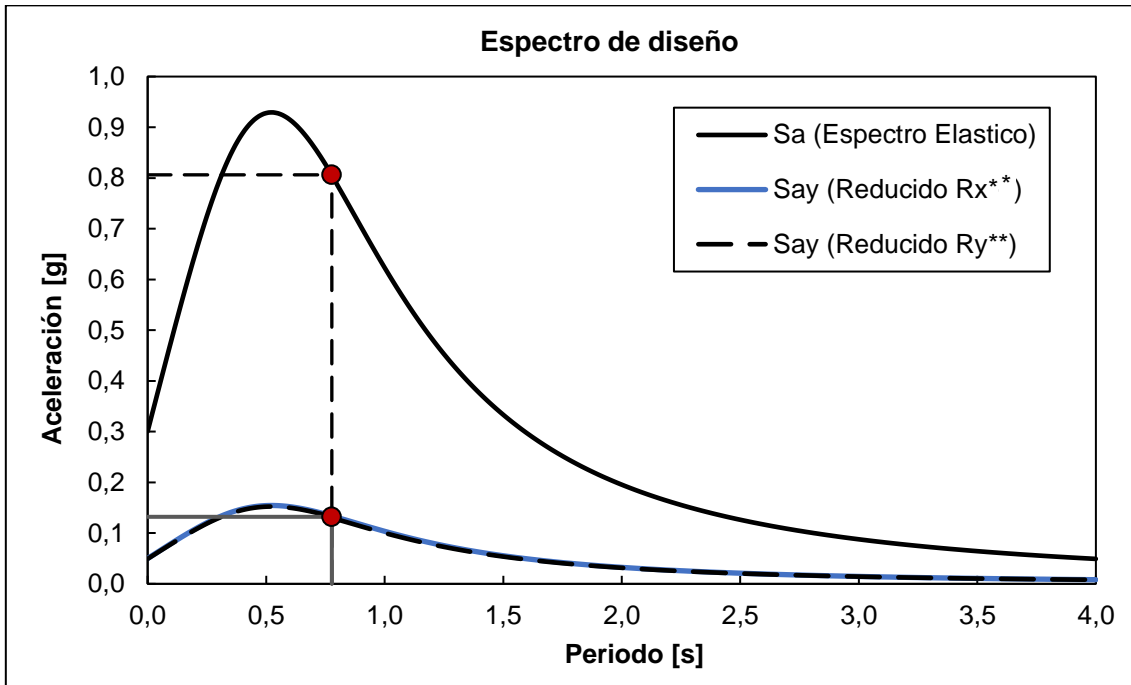


Figura 4.41: Espectro de diseño según NCh433 - edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

#### 4.9.5.4. Distribución de corte en la altura

En la Figura 4.42 se presentan las envolventes de corte en la altura, en ambas direcciones de análisis, a través del análisis modal espectral. De la figura se obtiene la Tabla 4.114 que presenta los cortes por nivel:

Tabla 4.114: Corte por niveles – edificio de 8 pisos – marco *BRB*.

Piso	Corte [tonf]
8	57
7	108
6	152
5	187
4	214
3	236
2	252
1	260

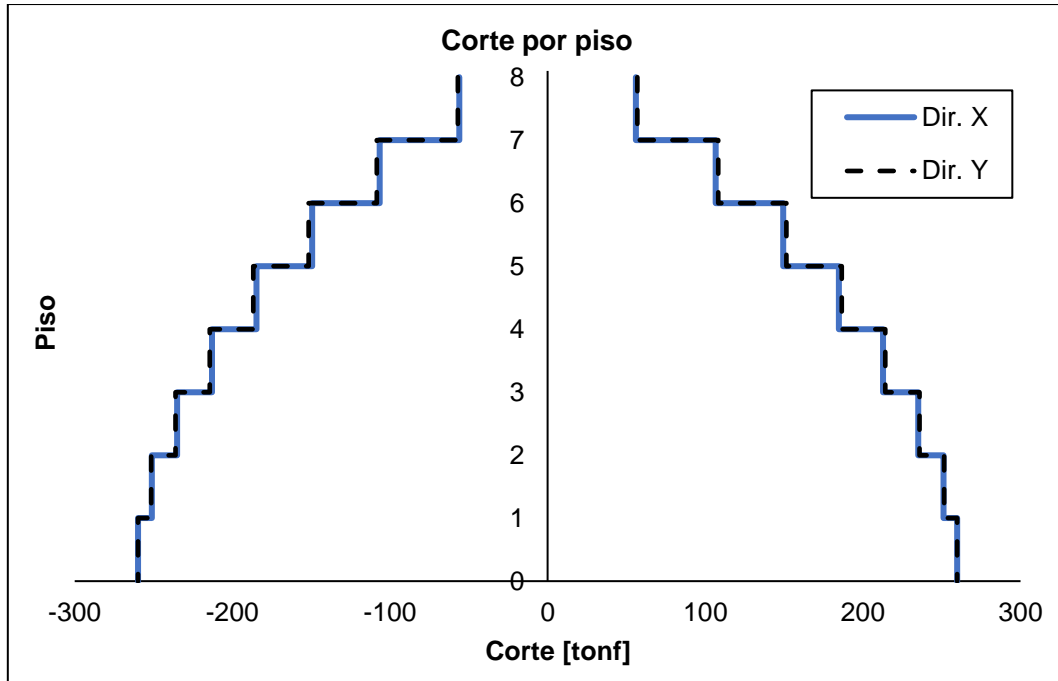


Figura 4.42: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 8 pisos – marco BRB.

#### 4.9.5.5. Control de desplazamientos

En la Figura 4.43 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drifts*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma.

Los valores máximos se presentan en la Tabla 4.115, en donde se observa que los *drifts* son del orden del 1 [‰], por lo tanto, cumplen con los requerimientos estipulados en [43].

Tabla 4.115: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marco BRB.

<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. X	<i>Drift</i> máx. [‰] Dir. Y	<i>Drift</i> máx. [‰] NCh 433
1,23	1,25	2

#### 4.9.5.6. Desplazamiento de techo

En la Figura 4.44 se presentan los desplazamientos del diafragma por piso en dirección X e Y, de las cuales se puede observar que:

- ✓ En dirección X, el desplazamiento de techo corresponde a un 0,84% de la altura total del edificio.
- ✓ Y en dirección Y, el desplazamiento de techo corresponde a un 0,79% de la altura total del edificio.

Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es alguna esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en la sección 8.6: Anexo F.

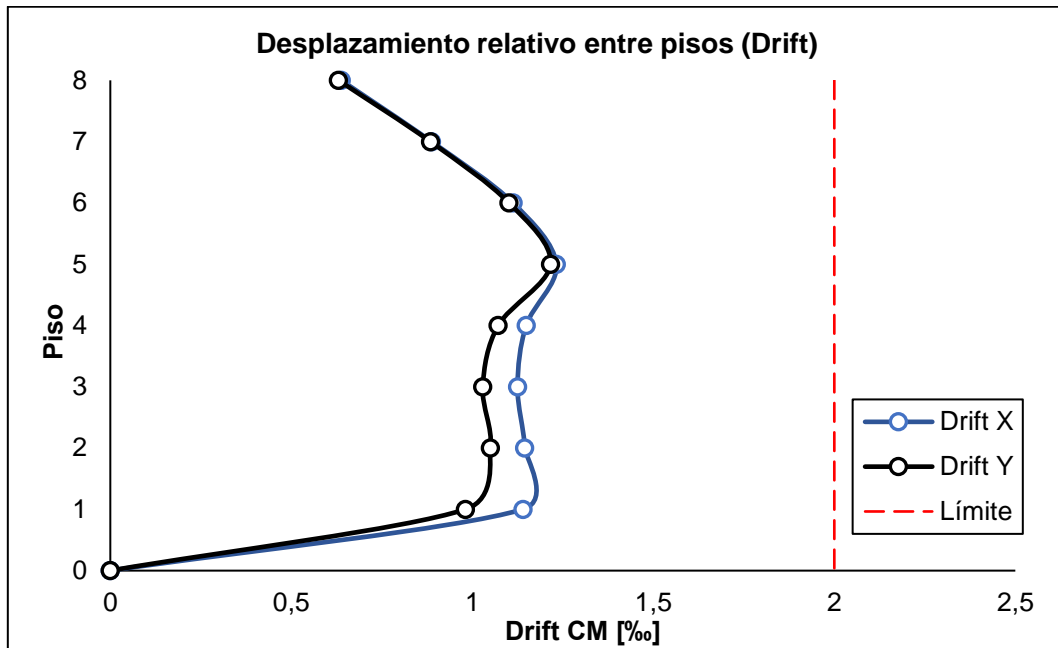


Figura 4.43: Drifts con respecto al CM – edificio de 8 pisos – marcos BRB.

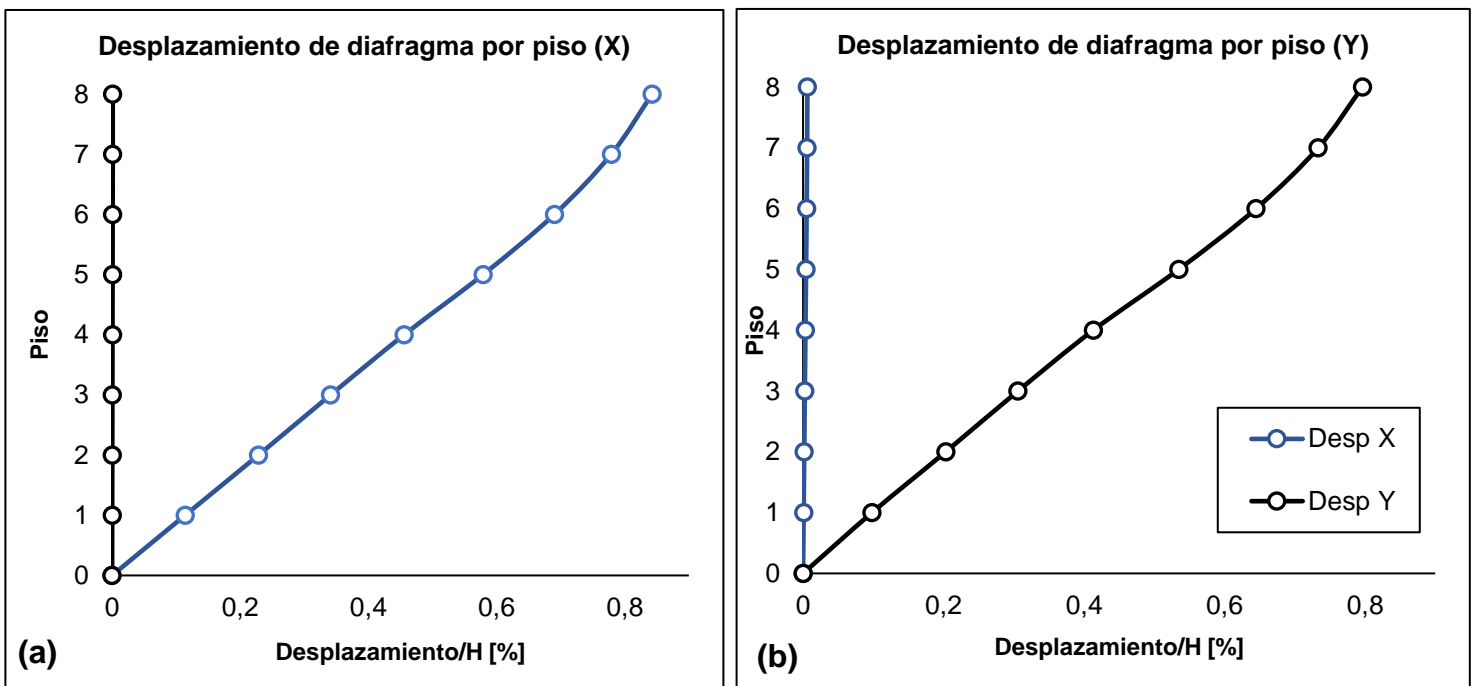


Figura 4.44: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 8 pisos – marco BRB.

#### 4.9.6. Diseño por capacidad

Se siguió el mismo procedimiento que en la sección 4.8.5, con la diferencia de que el análisis en el edificio de 8 pisos se realiza para los marcos arriostrados externos y para los marcos arriostrados internos.

##### 4.9.6.1. Marcos principales externos

Los factores  $\beta$  y  $\omega$  se estimaron con el valor máximo entre: 2 veces el drift entre piso de diseño ( $\epsilon_{riostra}$ ) y un drift entre piso del 2% ( $\epsilon_{límite\ riestra}$ ) según la Tabla 4.100 y con la Figura 4.39. Con  $\epsilon = 1,54$  [%] y  $R_y = 1,5$  para un acero A36, según la sección 8.1: Anexo A, se calcularon las cargas máximas ajustadas presentadas en Tabla 4.116:

Tabla 4.116: Valores de  $T_{max}$  y  $C_{max}$  ajustados - marcos principales externos - edificio de 8 pisos.

Piso	$\epsilon_{límite}$	$\beta$	$\omega$	$R_y$	$P_{ysc}$ [tonf]	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]
5 al 8	0,0154	1,066	1,43	1,5	48	103	110
1 al 4	0,0154	1,066	1,43	1,5	81	174	185

##### 4.9.6.1.1. Diseño por capacidad de vigas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.1. Se utilizarán los mismos diagramas de cuerpo libre de la sección 4.5.4.1 debido a la similitud con respecto a la geometría de las riostras. En la Tabla 4.117 se presentan los resultados del diseño por capacidad de vigas para marcos BRB, en la cual se puede observar que cumple con los estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.117: Diseño por capacidad en vigas principales externas - edificio de 8 pisos - marcos BRB.

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_{ui}$ [tonf]	$P_{uj}$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
8	103	110	0	0	33	:0	178	-3	-3	3	143
7	103	110	103	110	33	33	0	0	0	0	143
6	103	110	103	110	33	33	0	-6	-6	6	143
5	103	110	103	110	33	33	0	0	0	0	143
4	174	185	103	110	33	33	122	-8	-8	8	143
3	174	185	174	185	33	33	0	0	0	0	143
2	174	185	174	185	33	33	0	-10	-10	10	143
1	174	185	174	185	33	33	0	0	0	0	143

##### 4.9.6.1.2. Diseño por capacidad de columnas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.2. Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos SCBF de la sección 4.5.4.2, en la Tabla 4.118 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos BRB, en la cual se puede observar que cumple con los estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.118: Diseño por capacidad en columnas principales externas - edificio de 8 pisos – marcos *BRB*.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
8	110	103	0	0	33	0	57	14	71	897
7	110	103	110	103	33	33	57	28	85	897
6	110	103	110	103	33	33	174	41	216	897
5	110	103	110	103	33	33	174	55	229	897
4	185	174	110	103	33	33	330	68	398	897
3	185	174	185	174	33	33	330	82	412	897
2	185	174	185	174	33	33	528	95	622	897
1	185	174	185	174	33	33	528	107	635	897

#### 4.9.6.2. Marcos principales internos

Los factores  $\beta$  y  $\omega$  se estimaron con el valor máximo entre: 2 veces el drift entre piso de diseño ( $\epsilon_{riestra}$ ) y un drift entre piso del 2% ( $\epsilon_{límite\ riestra}$ ) según la Tabla 4.104 y con la Figura 4.39. Con  $\epsilon = 1,54$  [%] y  $R_y = 1,5$  para un acero A36, según la sección 8.1: Anexo A, se calcularon las cargas máximas ajustadas presentadas en Tabla 4.119:

Tabla 4.119: Valores de  $T_{max}$  y  $C_{max}$  ajustados - marcos principales internos - edificio de 8 pisos.

Piso	$\epsilon_{límite}$	$\beta$	$\omega$	$R_y$	$P_{ySC}$ [tonf]	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]
5 al 8	0,0154	1,07	1,42	1,5	48	102	110
1 al 4	0,0154	1,07	1,42	1,5	99	210	225

#### 4.9.6.2.1. Diseño por capacidad de vigas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.2. Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos *SCBF* de la sección 4.6.4.2.1, en la Tabla 4.120 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con los estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.120: Diseño por capacidad en vigas principales internas - edificio de 8 pisos - marcos *BRB*.

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_{ui}$ [tonf]	$P_{uj}$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
8	102	110	0	0	53	0	128	-2	-2	2	141
7	102	110	102	110	53	53	0	-4	-4	4	141
6	102	110	102	110	53	53	0	-4	-4	4	141
5	102	110	102	110	53	53	0	-4	-4	4	141
4	210	225	102	110	53	53	135	-7	-7	7	141
3	210	225	210	225	53	53	0	0	0	0	141
2	210	225	210	225	53	53	0	-9	-9	9	141
1	210	225	210	225	53	53	0	0	0	0	141

#### 4.9.6.2.2. Diseño por capacidad de columnas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.2. Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos *SCBF* de la sección 4.5.4.2, en la Tabla 4.121 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con lo estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.121: Diseño por capacidad en columnas principales internas - edificio de 8 pisos – marcos *BRB*.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
8	110	102	0	0	53	0	82	25	107	1193
7	110	102	110	102	53	53	82	47	128	1193
6	110	102	110	102	53	53	251	72	323	1193
5	110	102	110	102	53	53	251	94	345	1193
4	225	210	110	102	53	53	505	117	622	1193
3	225	210	225	210	53	53	505	138	644	1193
2	225	210	225	210	53	53	852	162	1014	1193
1	225	210	225	210	53	53	852	183	1036	1193

## 4.10. Edificio de 12 pisos: Análisis lineal marco *BRB*

El análisis lineal del edificio de 12 pisos con marcos *BRB* se realizó de la misma manera que para el edificio de 8 pisos, es decir, siguiendo los pasos de la sección 4.9.

### 4.10.1. Características geométricas

Se tienen exactamente las mismas características geométricas para las riostras, tanto externas como como internas, que las mencionadas en la sección 4.9.1, es decir, se hizo uso de la Tabla 4.95 y Tabla 4.96, respectivamente.

### 4.10.2. Riostras externas

#### 4.10.2.1. Diseño de núcleo y funda de acero

Se realizó el mismo proceso mencionado en la sección 4.8.2 en donde el área suministrada debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.13) y la verificación de las deformaciones unitarias debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.14), utilizando las propiedades de la Tabla 4.95.

##### 4.10.2.1.1. Núcleo de acero

En la Tabla 4.122 se presenta el área de acero requerida y el área suministrada por piso. En la sección 8.7: Anexo G, se presenta el proceso para obtener el área suministrada, la cual cumple con lo indicado en la ecuación (4.22).

Tabla 4.122: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras externas - edificio de 12 pisos.

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc\ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$	¿Cumple?
12	7	3	19	43	0,2	Cumple
11	12	5	19	43	0,3	Cumple
10	17	8	19	43	0,4	Cumple
9	21	9	19	43	0,5	Cumple
8	24	11	19	43	0,6	Cumple
7	27	12	19	43	0,6	Cumple
6	39	17	32	73	0,5	Cumple
5	42	18	32	73	0,6	Cumple
4	43	19	32	73	0,6	Cumple
3	49	21	32	73	0,7	Cumple
2	45	20	32	73	0,6	Cumple
1	52	23	32	73	0,7	Cumple

#### 4.10.2.1.2. Funda de acero

Del catálogo de CoreBrace [85] se escogieron dos tipos de fundas que cumplen con las áreas que se deben suministrar:

- ✓ Perfil HSS 203x203x8 que suministra un área de 19 [cm<sup>2</sup>]
- ✓ Perfil HSS 254x254x8 que suministra un área de 32 [cm<sup>2</sup>]

Cuyas propiedades se presentan en la sección 8.7: Anexo G. En la Tabla 4.123 se verificó que el perfil tubular HSS cumpla con lo indicado en la ecuación (4.24) para cada piso.

Tabla 4.123: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras exteriores – edificio de 12 pisos.

Piso	Funda	P <sub>e</sub> [tonf]	P <sub>y</sub> [tonf]	P <sub>e</sub> /P <sub>y</sub>	Cumple
7 al 12	203x203x8	219	48	4,6	Cumple
1 al 6	254x254x8	442	81	5,5	Cumple

#### 4.10.2.1.3. Deformaciones unitarias

En la Tabla 4.79, Tabla 4.124 y Tabla 4.125 se presentan: la deformación unitaria límite de la riostra, las deformaciones de la riostra por piso y el cumplimiento de lo indicado en la ecuación (4.14), respectivamente.

Tabla 4.124: Deformación unitaria de la riostra externa – edificio de 12 pisos.

Piso	A <sub>sc</sub> [cm <sup>2</sup> ]	P <sub>u</sub> [tonf]	K <sub>eff</sub> [tonf/cm]	Cd	Δ <sub>by</sub> [cm]	ε <sub>riostra</sub> [%]
12	19	7,09	111,24	5,5	0,06	0,20
11	19	12,05	111,24	5,5	0,11	0,33
10	19	17,37	111,24	5,5	0,16	0,48
9	19	21,05	111,24	5,5	0,19	0,58
8	19	24,49	111,24	5,5	0,22	0,68
7	19	26,67	111,24	5,5	0,24	0,74
6	32	38,57	187,35	5,5	0,21	0,63
5	32	41,54	187,35	5,5	0,22	0,68
4	32	43,27	187,35	5,5	0,23	0,71
3	32	48,86	187,35	5,5	0,26	0,80
2	32	44,64	187,35	5,5	0,24	0,73
1	32	51,57	187,35	5,5	0,28	0,84

Tabla 4.125: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra externa – edificio 12 pisos.

Piso	$\epsilon_{\text{riostra}}$ [%]	$\epsilon_{\text{lim riostra}}$ [%]	¿Cumple?
12	0,20	1,54	Cumple
11	0,33	1,54	Cumple
10	0,48	1,54	Cumple
9	0,58	1,54	Cumple
8	0,68	1,54	Cumple
7	0,74	1,54	Cumple
6	0,63	1,54	Cumple
5	0,68	1,54	Cumple
4	0,71	1,54	Cumple
3	0,80	1,54	Cumple
2	0,73	1,54	Cumple
1	0,84	1,54	Cumple

### 4.10.3. Riostras Internas

#### 4.10.3.1. Diseño de núcleo y funda de acero

Se realizó el mismo proceso mencionado en la sección 4.8.2 en donde el área suministrada debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.13) y la verificación de las deformaciones unitarias debe cumplir con lo estipulado en la ecuación (4.14), pero utilizando las propiedades de la Tabla 4.96.

##### 4.10.3.1.1. Núcleo de acero

En la Tabla 4.126 se presenta el área de acero requerida y el área suministrada por piso. En la sección 8.7: Anexo G, se presenta el proceso para obtener el área suministrada, la cual cumple con lo indicado en la ecuación (4.22).

Tabla 4.126: Carga última axial y área del núcleo de acero – riostras internas - edificio de 12 pisos.

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc\ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$	¿Cumple?
12	4	2	19	43	0,10	Cumple
11	11	5	19	43	0,24	Cumple
10	15	7	19	43	0,34	Cumple
9	20	9	19	43	0,47	Cumple
8	23	10	19	43	0,53	Cumple
7	30	13	19	43	0,69	Cumple
6	26	11	19	43	0,60	Cumple
5	33	14	19	43	0,76	Cumple
4	33	14	19	43	0,76	Cumple
3	41	18	19	43	0,94	Cumple
2	50	22	32	73	0,68	Cumple
1	65	29	32	73	0,90	Cumple

#### 4.10.3.1.2. Funda de acero

Del catálogo de CoreBrace [85] se escogieron dos tipos de fundas que cumplen con las áreas que se deben suministrar:

- ✓ Perfil HSS 254x254x8 que suministra un área de 26 [cm<sup>2</sup>]
- ✓ Perfil HSS 254x254x8 que suministra un área de 39 [cm<sup>2</sup>]

Cuyas propiedades se presentan en la sección 8.7: Anexo G. En la Tabla 4.127 se verificó que el perfil tubular HSS cumpla con lo indicado en la ecuación (4.24) para cada piso.

Tabla 4.127: Perfiles y verificación fundas de acero – riostras interiores – edificio de 12 pisos.

Piso	Funda	$P_e$ [tonf]	$P_y$ [tonf]	$P_e/P_y$	Cumple
3 al 12	203x203x8	458	48	9,5	Cumple
1 al 2	254x254x8	926	81	11,4	Cumple

#### 4.10.3.1.3. Deformaciones unitarias

En la Tabla 4.79, Tabla 4.128 y Tabla 4.129 se presentan: la deformación unitaria límite de la riostra, las deformaciones de la riostra por piso y el cumplimiento de lo indicado en la ecuación (4.14), respectivamente.

Tabla 4.128: Deformación unitaria de la riostra interna – edificio de 12 pisos.

Piso	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_u$ [tonf]	$K_{eff}$ [tonf/cm]	$C_d$	$\Delta_{by}$ [cm]	$\epsilon_{riostra}$ [%]
12	19	4,47	160,95	5,5	0,03	0,12
11	19	10,57	160,95	5,5	0,07	0,29
10	19	14,82	160,95	5,5	0,09	0,41
9	19	20,33	160,95	5,5	0,13	0,56
8	19	22,77	160,95	5,5	0,14	0,63
7	19	29,89	160,95	5,5	0,19	0,82
6	19	26,14	160,95	5,5	0,16	0,72
5	19	32,91	160,95	5,5	0,20	0,91
4	19	32,75	160,95	5,5	0,20	0,90
3	19	40,75	160,95	5,5	0,25	1,12
2	32	49,64	271,07	5,5	0,18	0,81
1	32	65,48	271,07	5,5	0,24	1,07

Tabla 4.129: Verificación de condición indicada en ecuación (4.14) – riostra interna – edificio 12 pisos.

Piso	$\epsilon_{riostra}$ [%]	$\epsilon_{lim\ riostra}$ [%]	¿Cumple?
12	0,12	1,54	Cumple
11	0,29	1,54	Cumple
10	0,41	1,54	Cumple
9	0,56	1,54	Cumple
8	0,63	1,54	Cumple
7	0,82	1,54	Cumple
6	0,72	1,54	Cumple
5	0,91	1,54	Cumple
4	0,90	1,54	Cumple
3	1,12	1,54	Cumple
2	0,81	1,54	Cumple
1	1,07	1,54	Cumple

En la Tabla 4.130 se presenta a modo resumen los perfiles ocupados y su distribución en el modelo del edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Tabla 4.130: Distribución de perfiles utilizados en edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Marco	Piso	Riostra <i>BRB</i>	Columna	Viga
Arriestrado Externo	7 al 12	Funda 3(19) / t8(203)	W14x211	W14x53
	1 al 6	Funda 5(32) / t10(254)		
Arriestrado Interno	3 al 12	Funda 4(26) / t10(254)	W14x342	W14x53
	1 al 2	Funda 5(32) / t10(254)		
No Arriestrado	1 al 12	-	W10x112	W14x38

#### 4.10.4. Peso de la estructura

Para este sistema, la distribución de los arriostros es similar al caso del edificio de 12 pisos con marco *SCBF*, las conexiones serán rotuladas y apernadas a una placa. En la Figura 4.45 se presenta una vista isométrica del edificio en estudio.

El peso de la estructura se calculó considerando las solicitaciones mencionadas en 4.3.1. En la Tabla 4.131 se presentan los valores obtenidos de carga muerta (D) y carga viva (L) y en la Tabla 4.132 se presentan los valores de peso ( $W_{sismico}$ ) y masa sísmica.

Tabla 4.131: Valores de carga muerta y carga viva - edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Carga Muerta D [tonf]	Carga Viva L [tonf]
2282	1841

Tabla 4.132: Valores de peso y masa sísmica - edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Peso Sísmico [tonf]	Masa Sísmica [tonf/g]
3826	390

En la Tabla 4.133 se calculó el peso por unidad de área (P/A) de cada diafragma, en donde se observa que en cada piso su valor es aproximadamente de 0,5 [tonf/m<sup>2</sup>], valor ubicado dentro del rango de las estructuras de acero [8].

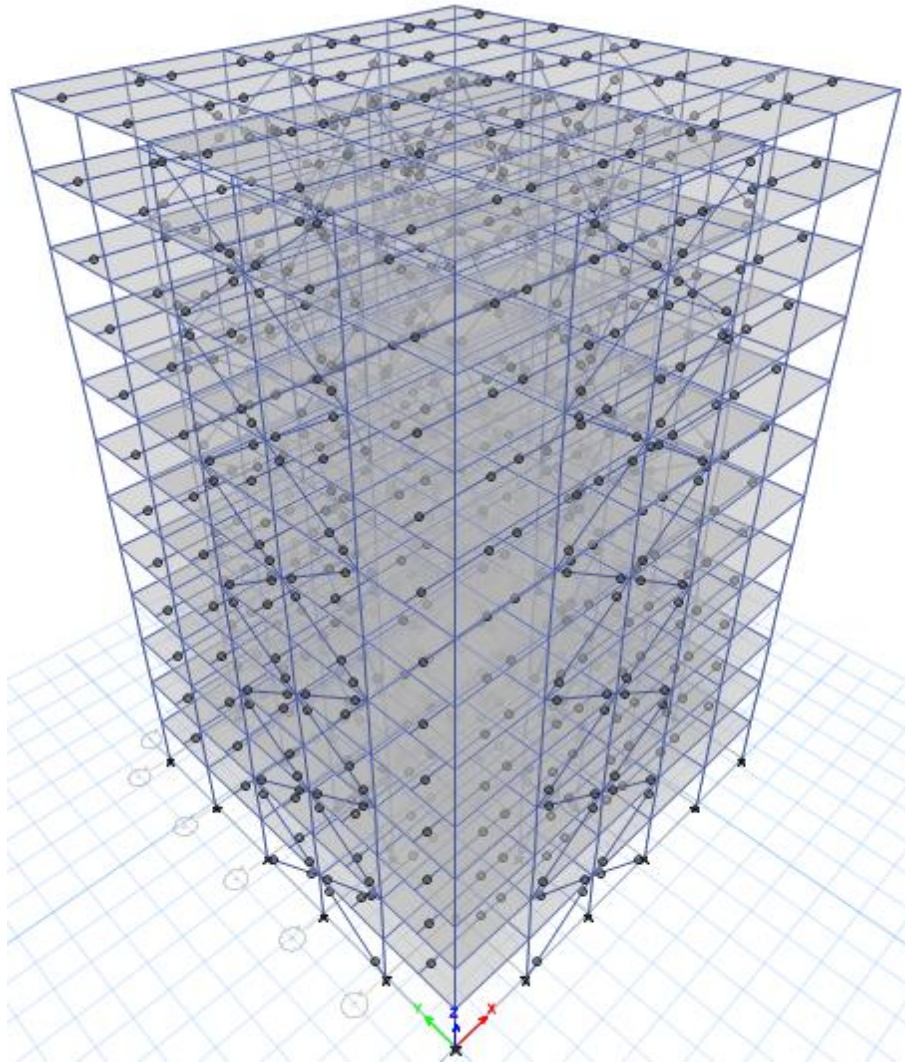


Figura 4.45: Vista isométrica del edificio de 12 pisos – marco BRB.

Tabla 4.133: Peso por unidad de área - edificio de 12 pisos – marco BRB.

Piso	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m <sup>2</sup> ]	P/A [tonf/m <sup>2</sup> ]
12	31	305,1	625	0,49
1 al 11	32	317,9	625	0,51
Base	2	23,4	-	-
Total	390	3826	7500	0,5

#### 4.10.5. Análisis modal espectral

Se sigue el mismo procedimiento que en la sección 4.9.5.

##### 4.10.5.1.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la Tabla 4.109 se presentan los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis junto a su respectiva masa equivalente:

Tabla 4.134: Periodos y masas equivalentes – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Análisis	Modo	T* [s]	Me
X	1	1,235	0,79
Y	2	1,2	0,78

##### 4.10.5.1.2. Corte basal de diseño

Se sigue el mismo procedimiento que en la sección 4.8.4.2. Dicho esto, en la Tabla 4.135 se presentan los resultados del corte basal máximo y mínimo:

Tabla 4.135: Corte basal mínimo y máximo según NCh3411 – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Corte Mínimo			Corte Máximo		
Qo min	192	[tonf]	Qo max	403	[tonf]

Por otro lado, en la Tabla 4.136 y Tabla 4.137 se presentan los resultados del análisis modal espectral para el corte basal. En primera instancia el valor del corte basal resultó ser mayor al corte máximo (Tabla 4.136), por lo que se debe calcular un factor de reducción de respuesta espectral ( $R^*$ ). arrojando los resultados del análisis modal espectral para el corte basal mostrados en la Tabla 4.137.

Tabla 4.136: Valores de corte basal sin reducir – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Sin factor de reducción			
Dirección	P [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> [tonf]	Qo <sub>elástico</sub> /P [%]
X	3826	1419	37
Y	3826	1462	38

Tabla 4.137: valores de corte basal con  $R^*$  – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Primer factor de reducción ( $R^*$ )				
Dirección	P [tonf]	$R^*$	$Q_0^*$ [tonf]	$Q_0^*/P$ [%]
X	3826	6,38	222	6,0
Y	3826	6,33	231	6,0

#### 4.10.5.1.3. Espectro de diseño

En la Figura 4.46 se presenta el espectro de respuesta elástico y el espectro de respuesta de diseño, utilizando el factor de reducción  $R^*$ , para cada dirección de análisis, para el edificio de 12 pisos con el sistema de marcos *BRB*. Los puntos marcados señalan la pseudo – aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la Tabla 4.134:

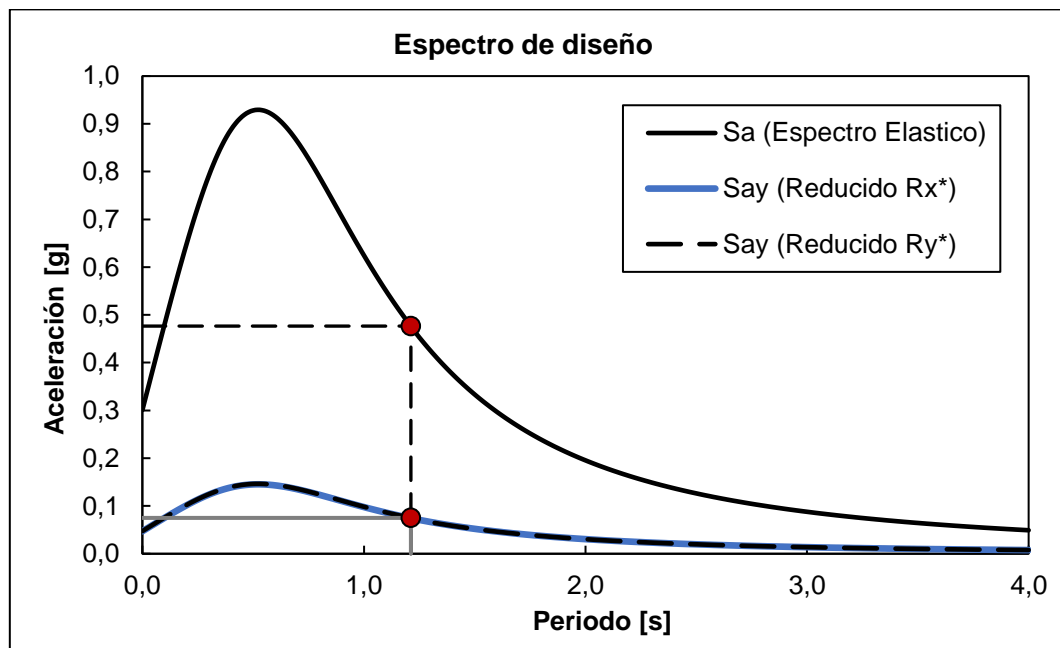


Figura 4.46: Espectro de diseño según NCh433 - edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

#### 4.10.5.1.4. Distribución de corte en la altura

En la Figura 4.47 se presentan las envolventes de corte en la altura, en ambas direcciones de análisis, a través del análisis modal espectral. De la figura se obtiene la Tabla 4.138 que presenta los cortes por nivel:

Tabla 4.138: Corte por niveles – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

Piso	Corte X [tonf]	Corte Y [tonf]
12	38	39
11	71	74
10	99	103
9	122	127
8	140	146
7	156	163
6	170	177
5	183	192
4	196	205
3	208	217
2	217	226
1	222	231

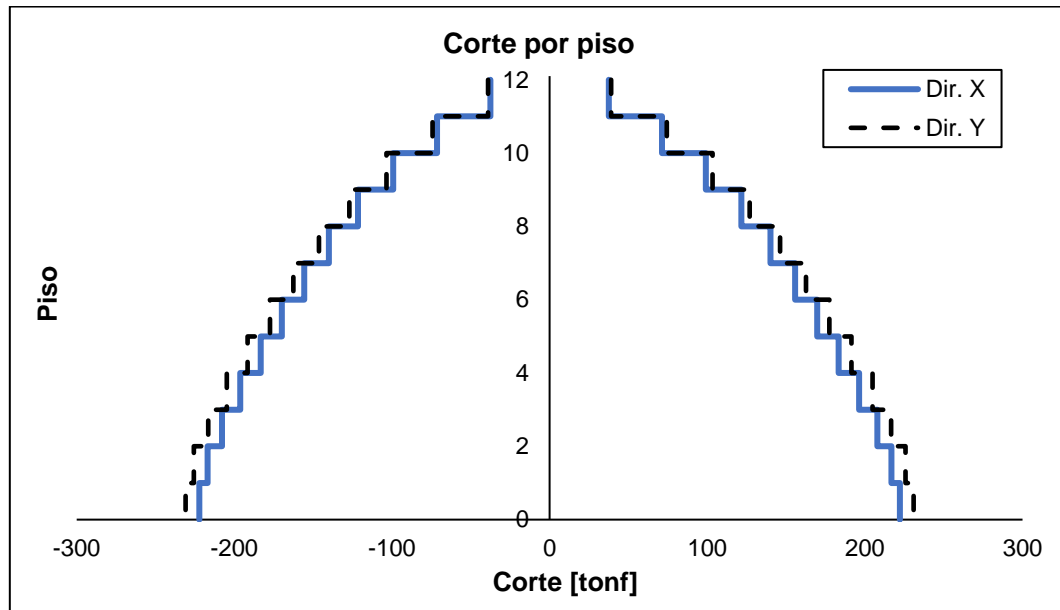


Figura 4.47: Corte por piso por medio del análisis modal espectral – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

#### 4.10.5.1.5. Control de desplazamientos

En la Figura 4.43 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drifts*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma.

Los valores máximos se presentan en la Tabla 4.139, en donde se observa que los *drifts* son del orden del 1 [%], por lo tanto, cumplen con los requerimientos estipulados en [43].

Tabla 4.139: Valores máximos de drift con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marco *BRB*.

<i>Drift</i> máx. [‰]	<i>Drift</i> máx. [‰]	<i>Drift</i> máx. [‰]
Dir. X	Dir. Y	NCh 433
1,11	1,10	2

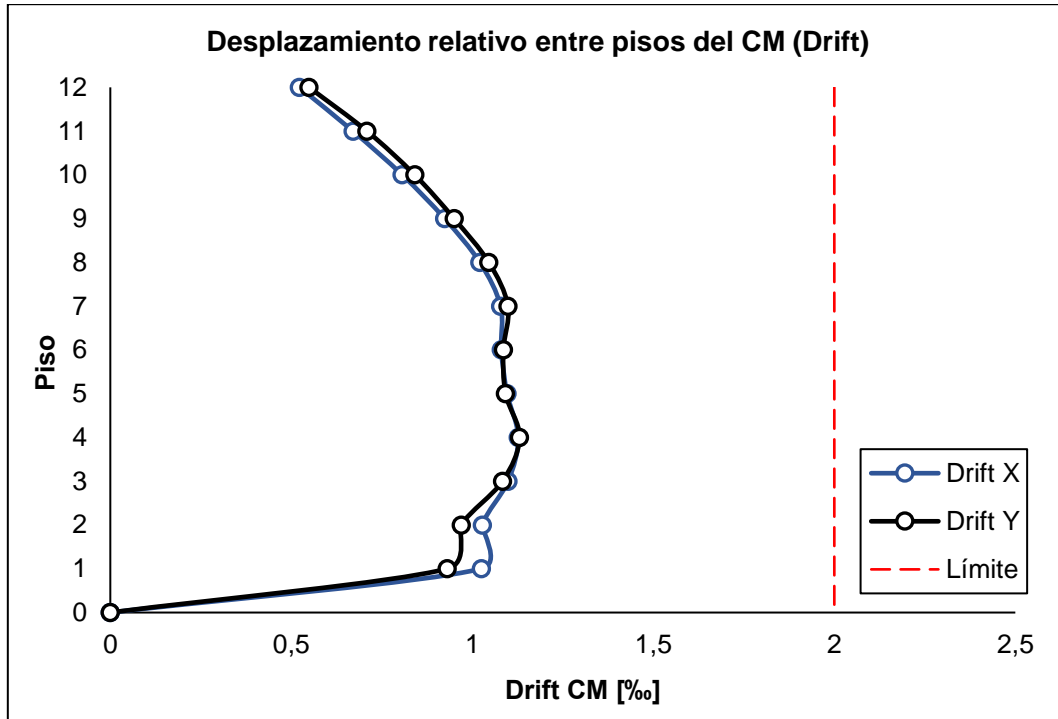


Figura 4.48: *Drifts* con respecto al CM – edificio de 12 pisos – marcos *BRB*.

#### 4.10.5.1.6. Desplazamiento de techo

En la Figura 4.49 se presentan los desplazamientos del diafragma por piso en dirección X e Y, de las cuales se puede observar que:

- ✓ En dirección X, el desplazamiento de techo corresponde a un 1,14% de la altura total del edificio.
- ✓ Y en dirección Y, el desplazamiento de techo corresponde a un 1,16% de la altura total del edificio.

Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es alguna esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en la sección 8.6: Anexo F.

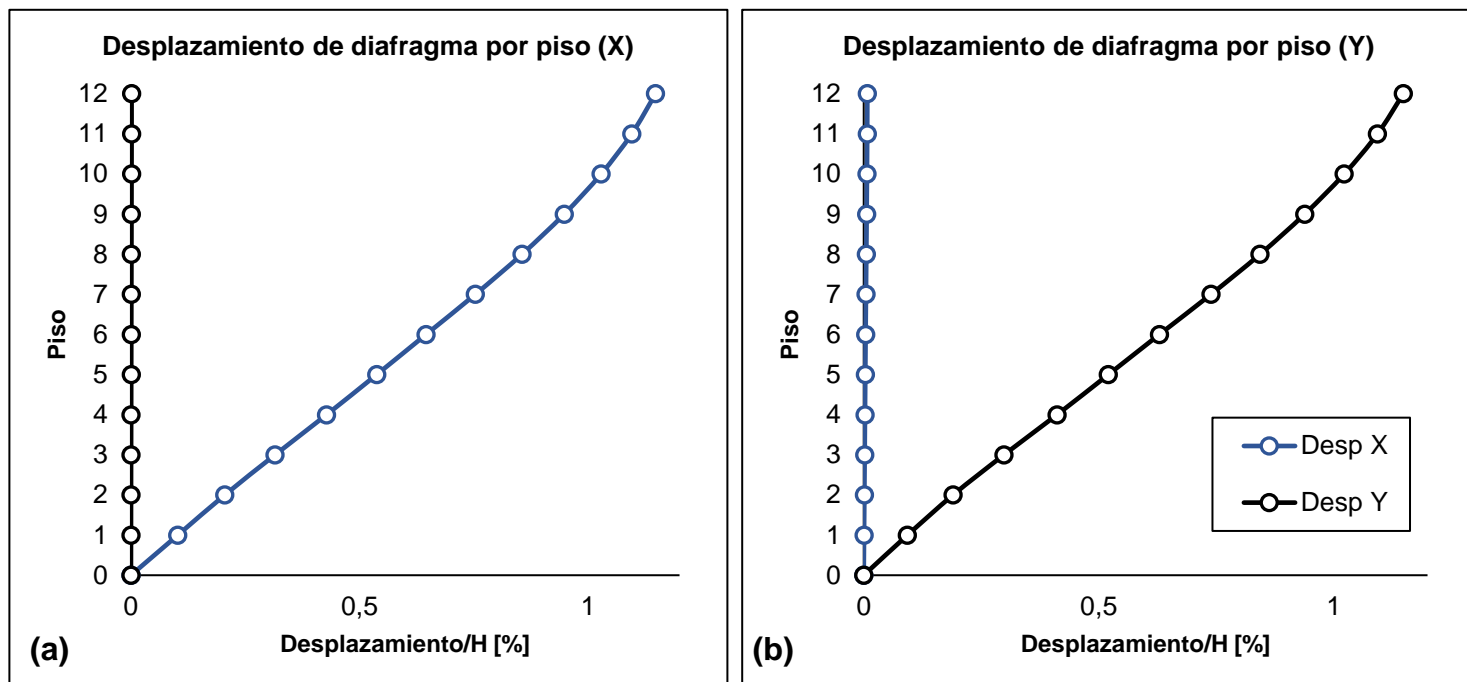


Figura 4.49: Desplazamiento de diafragma por piso en (a) dirección X y (b) dirección Y – edificio de 12 pisos – marco BRB.

#### 4.10.6. Diseño por capacidad

Se siguió el mismo procedimiento que en la sección 4.8.5, con la diferencia de que el análisis en el edificio de 12 pisos se realiza para los marcos arriostrados externos y para los marcos arriostrados internos.

##### 4.10.6.1. Marcos principales externos

Los factores  $\beta$  y  $\omega$  se estimaron con el valor máximo entre: 2 veces el drift entre piso de diseño ( $\epsilon_{riostra}$ ) y un drift entre piso del 2% ( $\epsilon_{límite\ riostra}$ ) según la Tabla 4.125 y con la Figura 4.39. Con  $\epsilon = 1,54$  [%] y  $R_y = 1,5$  para un acero A36, según la sección 8.1: Anexo A, se calcularon las cargas máximas ajustadas presentadas en la Tabla 4.140.

:

Tabla 4.140: Valores de  $T_{max}$  y  $C_{max}$  ajustados - marcos principales externos - edificio de 12 pisos.

Piso	$\epsilon_{límite}$	$\beta$	$\omega$	$R_y$	$P_{ysc}$ [tonf]	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]
7 al 12	0,0154	1,066	1,43	1,5	48	103	110
1 al 6	0,0154	1,066	1,43	1,5	81	174	185

#### 4.10.6.1.1. Diseño por capacidad de vigas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.1. Se utilizarán los mismos diagramas de cuerpo libre de la sección 4.5.4.1 debido a la similitud con respecto a la geometría de las riostras. En la Tabla 4.141 se presentan los resultados del diseño por capacidad de vigas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con los estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.141: Diseño por capacidad en vigas principales externas - edificio de 12 pisos - marcos *BRB*.

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_{ui}$ [tonf]	$P_{uj}$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
12	103	110	0	0	33	0	178	-3	-3	3	144
11	103	110	103	110	33	33	0	0	0	0	144
10	103	110	103	110	33	33	0	-6	-6	6	144
9	103	110	103	110	33	33	0	0	0	0	144
8	103	110	103	110	33	33	0	-6	-6	6	144
7	103	110	103	110	33	33	0	0	0	0	144
6	174	185	103	110	33	33	122	-8	-8	8	144
5	174	185	174	185	33	33	0	0	0	0	144
4	174	185	174	185	33	33	0	-10	-10	10	144
3	174	185	174	185	33	33	0	0	0	0	144
2	174	185	174	185	33	33	0	-10	-10	10	144
1	174	185	174	185	33	33	0	0	0	0	144

#### 4.10.6.1.2. Diseño por capacidad de columnas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.2. Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos *SCBF* de la sección 4.5.4.2, en la Tabla 4.142 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con los estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.142: Diseño por capacidad en columnas principales externas - edificio de 12 pisos – marcos *BRB*.

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{ei}$ [tonf]	$P_u = 1,2D + 1,6L$ [tonf]	$P_{ei} + P_u$ [tonf]	$\Phi P_{nc}$ [tonf]
12	110	103	0	0	33	0	57	14	71	1193
11	110	103	110	103	33	33	57	28	85	1193
10	110	103	110	103	33	33	174	42	216	1193
9	110	103	110	103	33	33	174	56	230	1193
8	110	103	110	103	33	33	291	70	361	1193
7	110	103	110	103	33	33	291	84	375	1193
6	185	174	110	103	33	33	448	97	544	1193
5	185	174	185	174	33	33	448	110	558	1193
4	185	174	185	174	33	33	645	124	769	1193
3	185	174	185	174	33	33	645	137	782	1193
2	185	174	185	174	33	33	843	150	993	1193
1	185	174	185	174	33	33	843	163	1006	1193

#### 4.10.6.2. Marcos principales internos

Los factores  $\beta$  y  $\omega$  se estimaron con el valor máximo entre: 2 veces el drift entre piso de diseño ( $\epsilon_{riostra}$ ) y un drift entre piso del 2% ( $\epsilon_{límite\ riostra}$ ) según la Tabla 4.129 y con la Figura 4.39. Con  $\epsilon = 1,54$  [%] y  $R_y = 1,5$  para un acero A36, según la sección 8.1: Anexo A, se calcularon las cargas máximas ajustadas presentadas en Tabla 4.143:

Tabla 4.143: Valores de  $T_{max}$  y  $C_{max}$  ajustados - marcos principales internos - edificio de 12 pisos.

Piso	$\epsilon_{límite}$	$\beta$	$\omega$	$R_y$	$P_{ysc}$ [tonf]	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]
3 al 12	0,0154	1,065	1,42	1,5	48	102	109
1 al 2	0,0154	1,065	1,42	1,5	81	172	184

##### 4.10.6.2.1. Diseño por capacidad de vigas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.2. Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos *SCBF* de la sección 4.6.4.2.1, en la Tabla 4.144 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con los estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.144: Diseño por capacidad en vigas principales internas - edificio de 12 pisos - marcos *BRB*.

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>ui</sub> [tonf]	P <sub>uj</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
12	102	109	0	0	53	0	128	-2	-2	2	141
11	102	109	102	109	53	53	0	0	0	0	141
10	102	109	102	109	53	53	0	-4	-4	4	141
9	102	109	102	109	53	53	0	0	0	0	141
8	102	109	102	109	53	53	0	-4	-4	4	141
7	102	109	102	109	53	53	0	0	0	0	141
6	102	109	102	109	53	53	0	-4	-4	4	141
5	102	109	102	109	53	53	0	0	0	0	141
4	102	109	102	109	53	53	0	-4	-4	4	141
3	102	109	102	109	53	53	0	0	0	0	141
2	172	184	102	109	53	53	87	-5	-5	5	141
1	172	184	172	184	53	53	0	0	0	0	141

#### 4.10.6.2.2. Diseño por capacidad de columnas

Se realiza siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.8.5.2. Utilizando los diagramas de cuerpo libre de los marcos *SCBF* de la sección 4.5.4.2, en la Tabla 4.145 se presentan los resultados del diseño por capacidad de columnas para marcos *BRB*, en la cual se puede observar que cumple con lo estipulado en la ecuación (4.2) ( $P_u \leq \Phi P_n$ ).

Tabla 4.145: Diseño por capacidad en columnas principales internas - edificio de 12 pisos – marcos *BRB*.

Piso "i"	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	P <sub>ei</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> = 1,2D + 1,6L [tonf]	P <sub>ei</sub> + P <sub>u</sub> [tonf]	ΦP <sub>nc</sub> [tonf]
12	109	102	0	0	53	0	82	27	108	1427
11	109	102	109	102	53	53	82	49	130	1427
10	109	102	109	102	53	53	250	76	326	1427
9	109	102	109	102	53	53	250	99	349	1427
8	109	102	109	102	53	53	419	125	544	1427
7	109	102	109	102	53	53	419	148	567	1427
6	109	102	109	102	53	53	587	175	762	1427
5	109	102	109	102	53	53	587	197	784	1427
4	109	102	109	102	53	53	756	224	979	1427
3	109	102	109	102	53	53	756	246	1002	1427
2	184	172	109	102	53	53	980	270	1250	1427
1	184	172	184	172	53	53	980	291	1272	1427

## 4.11. Marcos con elementos SC

Como ya se había mencionado anteriormente, para el presente trabajo no se considerará el diseño de un dispositivo autocentrante en particular, sino que se modelará un material con un sistema autocentrante cuyo comportamiento histerético sea en forma de bandera (en inglés *Flag-Shape*).

Para el análisis lineal de los marcos con elementos autocentrantes, se propondrá el mismo supuesto realizado por Chen et al. [77] y por Tremblay et al. [78] el cual establece que los marcos autocentrantes se comportan de manera idéntica a los marcos *BRB* en el análisis lineal, por lo que ambos tendrán las mismas características, esto es, considerando el mismo factor de reducción modal ( $R_o$ ), el mismo esfuerzo de fluencia y la misma rigidez inicial.

Dicho lo anterior, para todos los edificios en análisis (4, 8 y 12 pisos) los resultados del análisis lineal realizado en el programa *ETABS* obtenidos para el sistema con marcos *BRB* serán los mismos para el sistema con marcos *SC*. En la Tabla 4.146 se presentan los periodos de vibración de las estructuras de 4, 8 y 12 pisos. En la Tabla 4.147, Tabla 4.148 y Tabla 4.149 se presentan la rigidez elástica y la fuerza de fluencia de cada piso de los sistemas con marcos autocentrantes de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente. Para los edificios de 8 y 12 pisos también se presentan las propiedades de los arriostramientos internos.

Tabla 4.146: Periodos de vibración para los modelos autocentrantes según *ETABS*.

Modelo SC	$T_n$ [s]
4 pisos	0,557
8 pisos	0,796
12 pisos	1,235

Tabla 4.147: Rigidez inicial y fluencia para el edificio de 4 pisos con marcos *SC*.

Piso	$P_y$ [tonf]	$K_0$ [tonf/cm]
4	48,07	111
3	48,07	111
2	80,96	187
1	80,96	187

Tabla 4.148: Rigidez inicial y fluencia para el edificio de 8 pisos con marcos *SC*.

Macos Arriostrados Externos		
Piso	$P_y$ [tonf]	$K_0$ [tonf/cm]
5 al 8	48,07	111
1 al 4	80,96	187
Macos Arriostrados Internos		
Piso	$P_y$ [tonf]	$K_0$ [tonf/cm]
5 al 8	48,07	161
1 al 4	98,67	330

Tabla 4.149: Rigidez inicial y fluencia para el edificio de 12 pisos con marcos SC.

<b>Macos Arriostrados Externos</b>		
<b>Piso</b>	<b>P<sub>y</sub> [tonf]</b>	<b>K<sub>0</sub> [tonf/cm]</b>
7 al 12	48,07	111
1 al 6	80,96	187
<b>Macos Arriostrados Internos</b>		
<b>Piso</b>	<b>P<sub>y</sub> [tonf]</b>	<b>K<sub>0</sub> [tonf/cm]</b>
3 al 12	48,07	161
1 al 2	80,96	271

Cabe destacar que la configuración de marcos SC es la misma configuración usada en los marcos BRB para todas las estructuras.

# Capítulo V

## 5. Análisis no lineal

### 5.1. Introducción

Si bien, los edificios generalmente se diseñan para la resistencia sísmica mediante análisis elásticos, la mayoría experimentará deformaciones inelásticas significativas bajo grandes terremotos. El análisis no lineal proporciona los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluido el deterioro de la resistencia y la rigidez asociado con el comportamiento inelástico del material y los grandes desplazamientos [86].

Para el análisis no lineal se utilizó el *software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)* desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering Research Center, ubicado en la Universidad de California, Berkley. *OpenSees* es una plataforma informática para el desarrollo de aplicaciones de simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos, sometidos a eventos sísmicos.

El programa posee un amplio rango de modelos de materiales (*unialMaterial*, *nDMaterials*, *section*), elementos (*Truss*, *Corotational Truss*, *Zero-Length*, *Elastic BeamColumn*, *Force BeamColumn*, entre otros) y algoritmos de solución (*Linear*, *Newton*, *Newton with Line Search*, *Broyden*, entre otros). *OpenSees* utiliza métodos basados en elementos finitos, es decir, que para la modelación es necesario subdividir el sistema en elementos y nudos, para de esta manera definir la acción de cargas, y las restricciones nodales con los comandos correspondientes. El programa incluye elementos viga-columnas y elementos continuos para modelos estructurales y geotécnicos. Además de una amplia gama de materiales uniaxiales y secciones para elementos viga-columnas [87].

El análisis no lineal requiere una gran cantidad de algoritmos, provee métodos no lineales estáticos y dinámicos y ecuaciones de solución y comandos para manejar restricciones (*equalDOF*, *rigidDiaphragm*, *rigidLink*, etc). Para un edificio dado y un conjunto de parámetros de demanda, la estructura debe modelarse y analizarse de modo que los valores de los parámetros de demanda se calculen con suficiente precisión para propósitos de diseño [86].

El modelo estructural inelástico puede diferenciarse por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud [86]. Las vigas, columnas y riostras se pueden modelar utilizando los conceptos mostrados en la Figura 5.1.

Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en el extremo del elemento, a través de una rótula plástica **(a)** o de un resorte inelástico con propiedades histeréticas **(b)**. El modelo de rótula de longitud finita **(c)** es similar a los anteriores con la diferencia que ésta captura la fluencia del elemento de una forma más realista que las rótulas concentradas. Los modelos con secciones fibras **(d)** distribuyen la plasticidad por medio de integraciones numéricas a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de la longitud de estos, alcanzando así la fluencia en cualquier punto del elemento. Por último, los modelos más complejos **(e)** discretizan el continuo a lo largo de la longitud de los miembros y a través de las secciones transversales en pequeños elementos finitos con propiedades constitutivas histeréticas no lineales que tienen numerosos parámetros de entrada. Esta modelación ofrece la mayor versatilidad, pero también presenta el mayor desafío en cuanto a la calibración de los parámetros del modelo y los recursos computacionales [86].

En *OpenSees*, la distribución de plasticidad en base a fibras se puede modelar con elementos basados en fuerza (*force-based element*) y con elementos basados en el desplazamiento (*displacement-based element*) mediante los comandos de *forceBeamColumn* y *dispBeamColumn*, respectivamente.

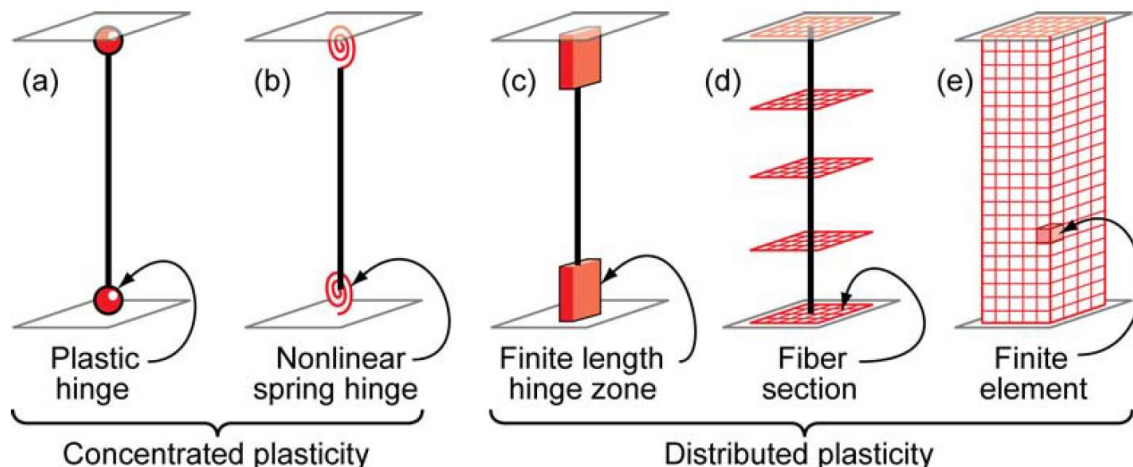


Figura 5.1: Modelos idealizados de elementos viga-columna con distinta plasticidad [86].

Para evaluar el comportamiento de los tres sistemas sismorresistentes (*SCBF*, *BRB* y *SC*), se realizan tres tipos de análisis no lineales: (1) un análisis incremental o “*pushover*”, donde se somete a la estructura a una carga incremental con una distribución triangular; (2) un análisis cuasi-estático cíclico, donde se imponen desplazamientos cíclicos controlados a nivel del diafragma; y (3) un análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) utilizando tres registros sísmicos ocurridos en Chile con una clasificación similar al de un suelo D.

## 5.2. Modelación de las estructuras en *OpenSees*

Para este estudio, se modeló solamente la mitad del edificio debido a la simetría presente en él, por lo que en el modelo de *OpenSees* se consideró la mitad de la masa del edificio. En la Figura 5.2 (a) se presenta una vista del edificio de 4 pisos, en el cual se muestra el eje que se modeló en el programa, el cual corresponde a ser sólo el eje 6, debido a que solo hay marcos arriostrados en los ejes externos. Para el caso de los edificios de 8 y 12 pisos, se modelaron los ejes 4, 5 y 6, debido a que estos presentan marcos arriostrados tanto en los ejes externos como en los ejes internos. En la Figura 5.2 (b) se presenta una vista en planta para los edificios de 8 y 12 pisos en la cual se encuentran seleccionados los ejes a modelar en el programa.

En la Figura 5.3 se muestran las representaciones de gráficas de los modelos construidos en *OpenSees* para cada edificio: (a) 4 pisos, (b) 8 pisos y (c) 12 pisos.

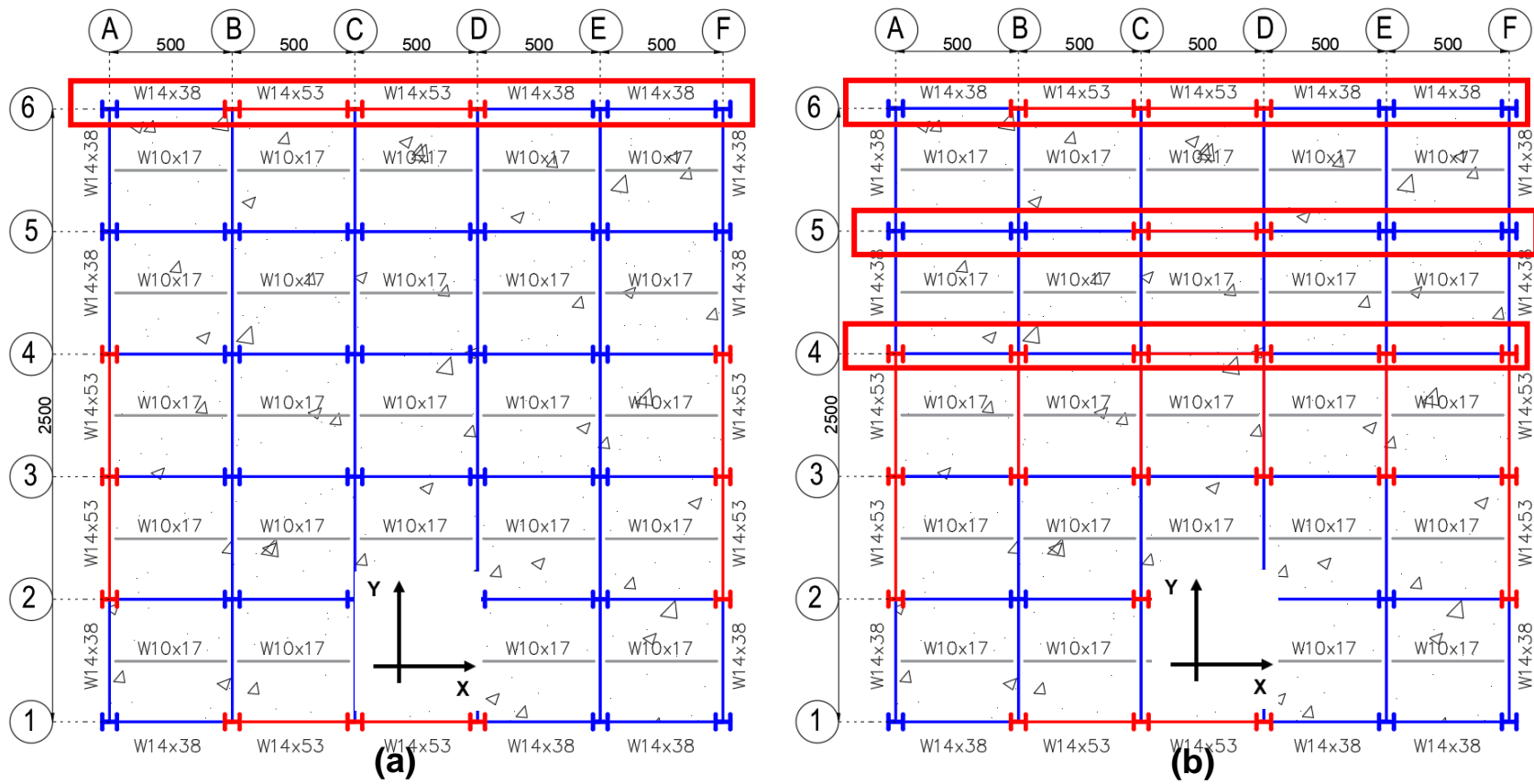


Figura 5.2: (a) Vista en planta del edificio de 4 pisos y selección de eje a modelar y (b) Vista en planta para los edificios de 8 y 12 pisos y selección de ejes a modelar.

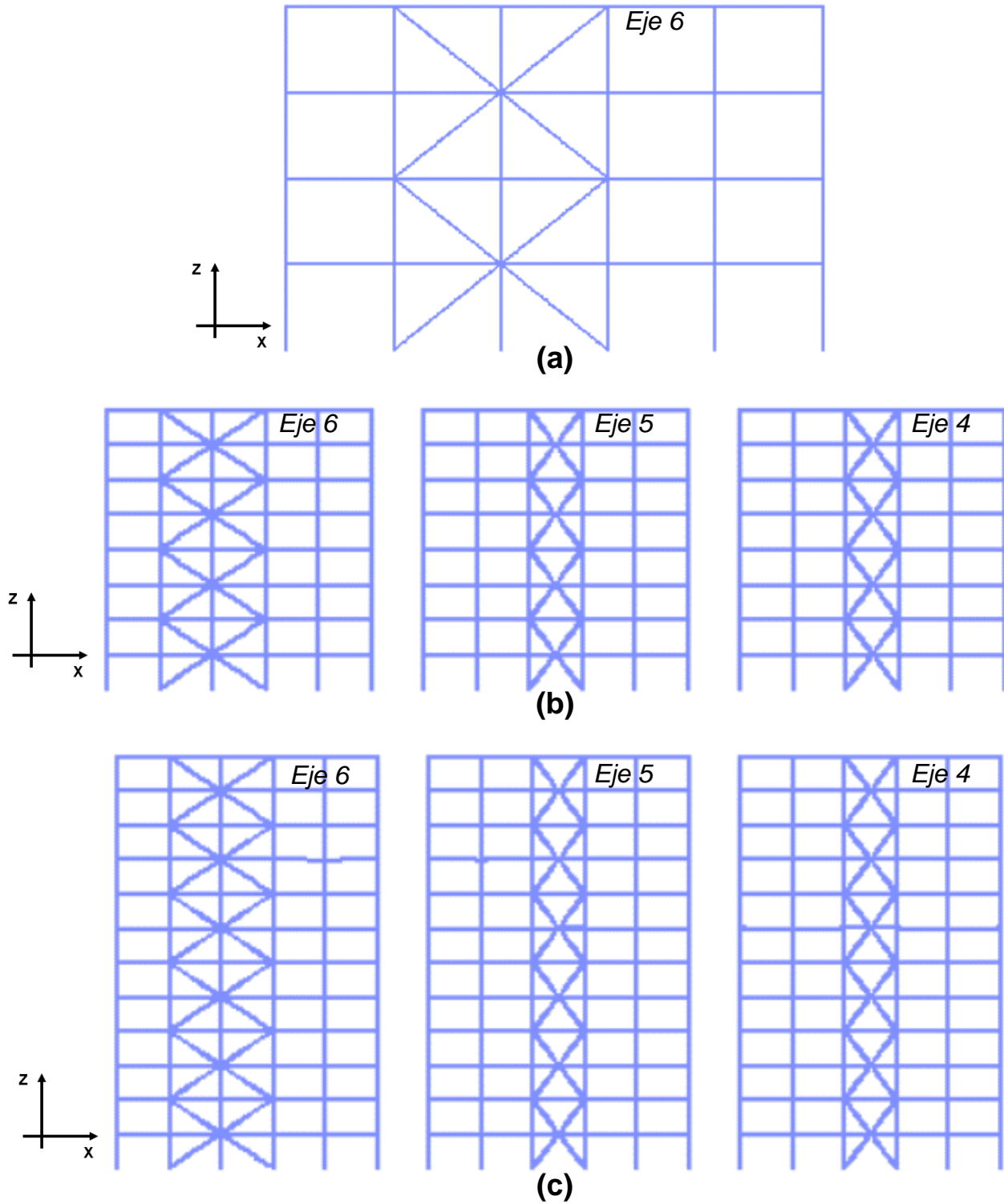


Figura 5.3: Representaciones gráficas de los modelos construidos en programa *OpenSees* para los edificios de: (a) 4 pisos, (b) 8 pisos y (c) 12 pisos, respectivamente.

Las vigas y columnas se modelaron con una plasticidad distribuida (secciones fibras). Las secciones fibras distribuyen la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales del miembro y a lo largo de la longitud del miembro. Se utilizó elementos *forceBeamColumn* con una discretización de 12 fibras, valor recomendado por Filippou et al. [88] para una sección W en un análisis de dos dimensiones. Para las columnas se utilizaron 4 puntos de integración, mientras que en las vigas se utilizaron 3 puntos de integración, tal como se muestra en la Figura 5.4 (a).

La ventaja de utilizar un elemento viga-columna de plasticidad distribuida es que pueden producirse deformaciones inelásticas en cualquier sección a lo largo del miembro, lo cual es importante para una estimación precisa de las deformaciones locales y modelar miembros con propiedades de sección variable y condiciones finales restringidas. Al usar una representación de fibra de la sección, se pueden representar las tensiones iniciales asociadas con los procesos de fabricación y construcción del elemento, y se pueden especificar propiedades realistas del material, incluido el daño y la falla de las fibras individuales debido a la fatiga de ciclo bajo [41].

El material implementado para las vigas y columnas corresponde al modelo de Giuffre-Monegotto-Pinto (*uniaxialMaterial Steel02*), el cual corresponde a un material de acero con una deformación por endurecimiento isotrópica, como se muestra en la Figura 5.4 (b). Los parámetros utilizados se muestran en la Tabla 5.1.

Para los enlaces rígidos de las conexiones viga-columna y de las riostras se utilizaron elementos elásticos (*elasticBeamColumn*), donde el área y la inercia del enlace rígido de las riostras equivale a 10 veces el área e inercia de las diagonales, y el área e inercia del enlace rígido en la conexión viga-columna corresponde a 10 veces los valores de la sección de viga más grande.

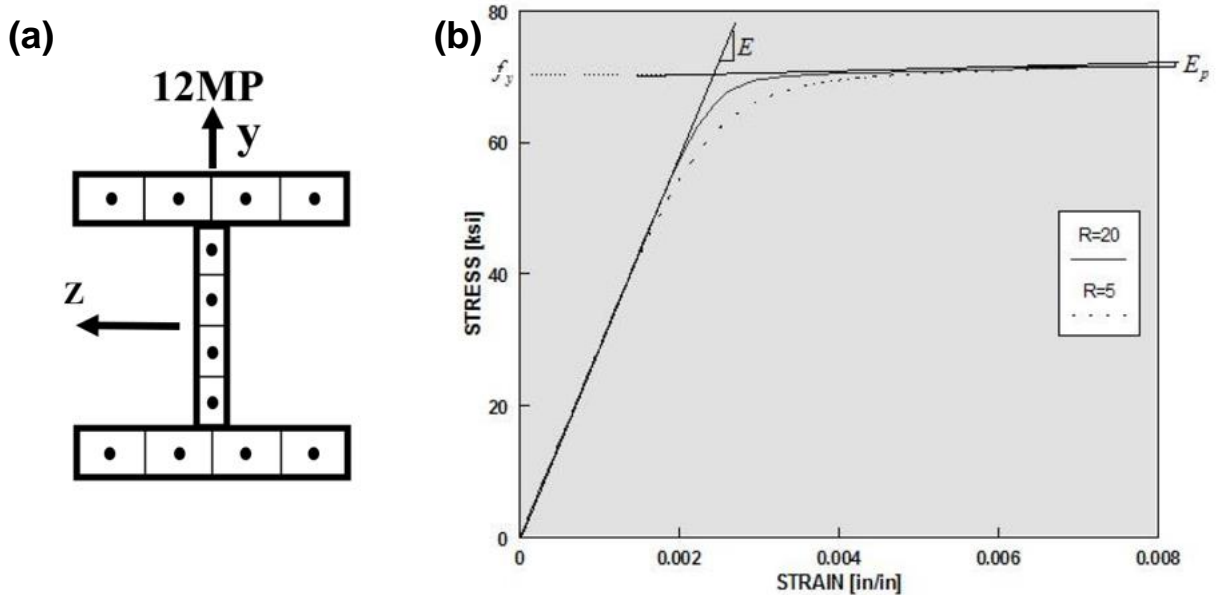


Figura 5.4: (a) Distribución de las fibras para las secciones W [88] y (b) material Steel02 [89].

Tabla 5.1: Parámetros del material Steel02 para vigas y columnas.

Parámetro	Valor	Definición
b	0,01	Razón de deformación por endurecimiento.
R <sub>0</sub>	20	Parámetros para controlar la transición de la curva elástica a la curva plástica.
cr <sub>1</sub>	0,925	
cr <sub>2</sub>	0,15	
a <sub>1</sub>	0,0005	Parámetros de endurecimiento isotrópico.
a <sub>2</sub>	0,01	
a <sub>3</sub>	0,0005	
a <sub>4</sub>	0,01	

### 5.2.1. Modelos SCBF

Los arriostramientos del sistema *SCBF* se modelaron utilizando como criterio lo establecido por Uriz [41] donde realizó diversos ensayos y simulaciones variando distintos parámetros como la cantidad de elementos por riostra, números de puntos de integración, número de fibras para distintas secciones e imperfección geométrica del elemento, de manera de poder simular el comportamiento post-pandeo y fractura de las riostras de acero. Por lo tanto, para el modelamiento de las diagonales de este estudio, se consideraron las siguientes características: las riostras se componen del material *Steel02* con elementos no lineales (*forceBeamColumn*) donde cada riostra se subdivide en 20 elementos con 3 puntos de integración en cada uno. Se utilizaron 60 fibras para modelar la sección circular tubular y se otorgó una imperfección geométrica correspondiente al 0.05% de la longitud efectiva del tubular, como se muestra en la figura 5.4. Para el modelamiento de las placas gusset se utilizó el mismo planteamiento que realizó Uriz [41], esto es, considerar la placa gusset de conexión como un elemento fibra basado en la fuerza (*forceBeamColumn*), con una sección cuadrada discretizada en 8 fibras a través del espesor de la placa y 8 fibras a través de su altura nominal.

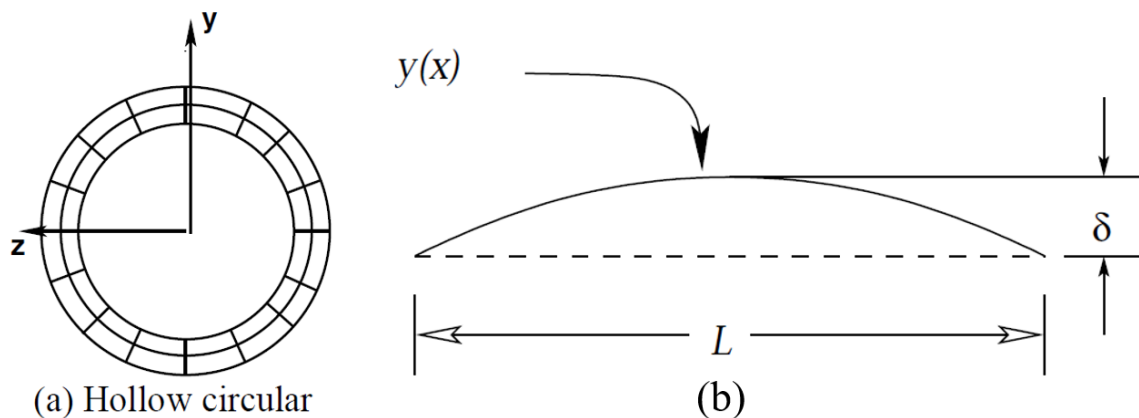


Figura 5.5: (a) Discretización de la sección circular con 2 fibras en la dirección radial y 30 fibras en la dirección circunferencial y (b) Imperfección geométrica inicial de la riostra [41].

La fractura debido a la fatiga producto de varios ciclos de tracción y compresión se simula con el modelo de material de fatiga (*Fatigue material*) creado por Uriz [41] y que está disponible en *OpenSees*. El modelo se basa en una regla de acumulación de deformación lineal dentro del dominio logarítmico de la relación Coffin-Manson y se puede representar por la ecuación (5.1):

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 (N_f)^m \quad (5.1)$$

En esta ecuación,  $\varepsilon_0$  es un parámetro que indica la amplitud de la deformación,  $\varepsilon_i$ , en la que un ciclo completo de un material que no ha sido dañado causará una fractura. El coeficiente  $m$  es un parámetro que relaciona la sensibilidad de la amplitud total de la deformación del material con el número de ciclos,  $N_f$ , asociado a la fractura.

En la tabla 5.2 se muestran los parámetros utilizados en este estudio para el modelamiento de la fatiga de las riostras de acero, basado en las conclusiones que estableció Uriz en su trabajo [41].

Tabla 5.2: Valores de parámetros de las riostras circulares.

Parámetro	Valor	Definición
$e_0$	0,095	Valor de deformación unitaria a la que un ciclo causará la fractura.
$m$	-0,5	Parámetro que relaciona la sensibilidad de la amplitud total de la deformación del material con el número de ciclos asociado a la fractura.
$b$	0,01	Razón de deformación por endurecimiento.
$R_0$	20	Parámetros para controlar la transición de la curva elástica a la curva plástica.
$cf_1$	0,925	
$cf_2$	0,015	
$a_1$	0,0005	Parámetros de endurecimiento isotrópico.
$a_2$	0,01	
$a_3$	0,0005	
$a_4$	0,001	

En la Tabla 5.3 se muestran los periodos obtenidos por el *ETABS* y por el *OpenSees* para cada edificio en estudio (4, 8 y 12 pisos), la diferencia de estos periodos radica en las dimensiones de los enlaces rígidos que otorga cada programa.

Tabla 5.3: Periodos fundamentales de los sistemas *SCBF*.

Edificio <i>SCBF</i>	Dirección de análisis	$T_n$ <i>ETABS</i> [s]	$T_n$ <i>OpenSees</i> [s]
4 pisos	X	0,417	0,494
8 pisos	X	0,651	0,671
12 pisos	X	1,050	1,074

### 5.2.2. Modelos BRB

Para el sistema estructural con elementos *BRB* se utilizó el material *Steel4* desarrollado por Zsarnoczay [90], el cual está basado en el material *Steel02* pero combinando parámetros de endurecimiento cinemáticos e isotrópicos. Los efectos de la fatiga del material no están incluidos en *Steel4*, en su lugar se utiliza el código *Fatigue Material* creado por Uriz para incluir los efectos de la fractura del material producto de la fatiga asociada a diversos ciclos. La calibración de los parámetros elaborados por Zsarnoczay [90] se hizo en base a 15 ensayos de laboratorio. En la Figura 5.6 se ilustran los resultados de dos ensayos realizados.

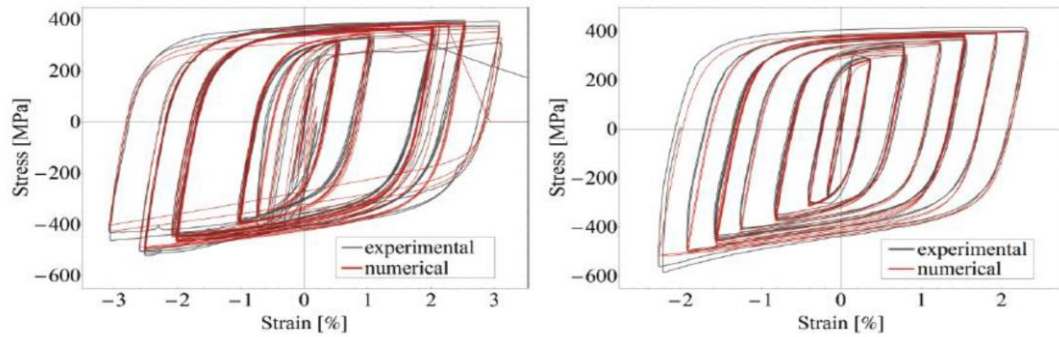


Figura 5.6: Comparación de la respuesta numérica del *BRB* y los resultados experimentales bajo carga cíclica realizado por Zsarnoczay [90].

La zona de fluencia del *BRB* se modeló como un elemento *Corotational Truss* con material *Steel4* con una longitud efectiva asociada al 60% de la longitud total de la riostra, mientras que la zona elástica del *BRB* se modeló con elementos rígidos (*elasticBeamColumn*), como se muestra en la Figura 5.7.

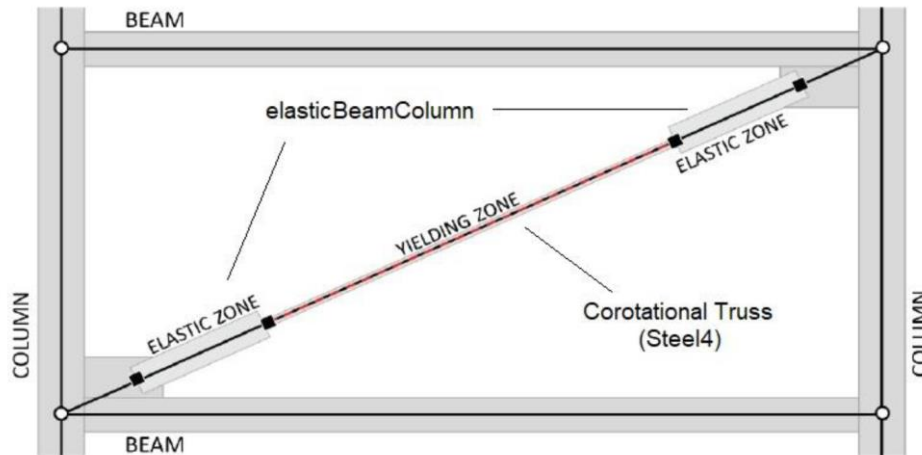


Figura 5.7: Modelo del *BRB* en *OpenSees* [90].

Los parámetros calibrados obtenidos por Zsarnoczay, y que son utilizados en este estudio, se muestran en la Tabla 5.4, donde  $f_{SM}$  es el factor de modificación de rigidez (la cual incorpora la rigidez de las placas y zonas de conexión de la riostra) y  $f_{DM}$  es el factor de modificación de deformación, cuyo valor equivale a la proporción entre la longitud total del *BRB* y la longitud de fluencia. Los valores de estos parámetros corresponden a 1.25 y 1.67, respectivamente.

Tabla 5.4: Parámetros del material *Steel4*.

Parámetro	Tracción	Compresión	Definición
$E_o$	$E_s \times f_{SM}$		Rigidez inicial
$f_y$	$R_y \times 2530$		Esfuerzo de fluencia
$f_u$	$1,43 \times f_y$	$1,43 \times 1,07 \times f_y$	Esfuerzo último
<b>Endurecimiento cinemático</b>			
$b$	0,40%	2,50%	Razón de endurecimiento cinemático
$R_0$	25		Parámetros que controlan la transición exponencial de la asíntota elástica lineal a la asíntota de endurecimiento
$r_1$	0,91		
$r_2$	0,15		
$R_u$	2		
<b>Endurecimiento isotrópico</b>			
$b_i$	1,50%	1,30%	Razón de endurecimiento inicial
$b_i$	$0,06 + 0,02 \frac{600}{A_y [mm^2]} [\%]$		Razón de endurecimiento saturado
$p_i$	$1,15 + 0,45 \frac{600}{A_y [mm^2]} [\%]$	$0,85 + 0,25 \sqrt{\frac{600}{A_y [mm^2]}} [\%]$	Especifica la posición del punto de intersección entre las asíntotas iniciales y las asíntotas de endurecimiento saturadas
$R_i$	3		Parámetro que controla la transición exponencial de la asíntota inicial a la saturada
$l_{yp}$	1		Longitud de la meseta de fluencia
<b>Fatiga</b>			
$m$	-0,4		Pendiente de la curva Coffin-Manson en un espacio logarítmico
$e_o$	$\frac{0,14 + 0,4(R_y - 1,1)}{f_{DM}}$		Valor de la deformación unitaria en la cual en un ciclo causa la fractura del material

En la Tabla 5.5 se muestran los resultados de los periodos fundamentales de los sistemas *BRB*, obteniendo resultados similares entre sí.

Tabla 5.5: Periodos fundamentales de los sistemas *BRB*.

Edificio <i>BRB</i>	Dirección de análisis	$T_n$ <i>ETABS</i> [s]	$T_n$ <i>OpenSees</i> [s]
4 pisos	X	0,55	0,59
8 pisos	X	0,79	0,76
12 pisos	X	1,23	1,22

### 5.2.3. Modelos SC

Para el sistema estructural con elementos autocentrantes, se mantuvieron las mismas características del modelo *BRB*, con la diferencia de que al elemento de la riostra (*Corotational Truss*) se le incorpora el material autocentrante (*SelfCentering Material*) disponible en *OpenSees*, el cual fue desarrollado por Jeff Erochko [67]. Este comando permite construir un material autocentrante con un comportamiento opcional de deslizamiento no recuperable y un aumento opcional de la rigidez a altas deformaciones, como se muestra en la Figura 5.8.

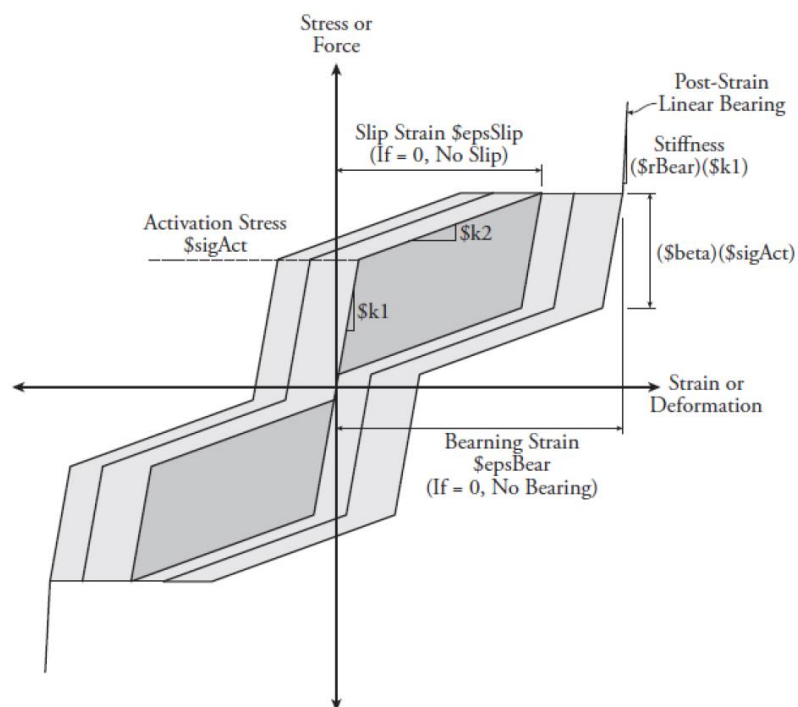


Figura 5.8: Histéresis del material autocentrante en *OpenSees* [67] .

El código de este material en *OpenSees* está basado principalmente en el dispositivo autocentrante disipador de energía (*SCED*) creado por Christopoulos et al. [7], el cual fue descrito con mayor detalle en el capítulo II. Sin embargo, este tipo de material puede utilizarse para cualquier sistema autocentrante comparable que presente una respuesta histerética en “forma de bandera” [67].

Los parámetros que se utilizan para modelar el sistema autocentrante son:

- ✓  $k_1$ : Rigidez inicial de la riostra.
- ✓  $k_2$ : Rigidez post-activación de la riostra.
- ✓  $P_o$ : Fuerza o esfuerzo de activación ( $\sigma_{act}$ ).
- ✓  $\beta$ : Capacidad de disipación de energía.
- ✓  $\epsilon_{slip}$ : Deformación del deslizamiento del fusible externo.
- ✓  $\epsilon_{bear}$ : Deformación total que hará que el fusible externo de fricción se detenga (es decir, limita la deformación del elemento).
- ✓  $r_{bear}$ : Parámetro que se utiliza para modelar aproximadamente el efecto del rodamiento del perno en la riostra o en los mecanismos de fusibles externos, lo que provoca un aumento pronunciado en la rigidez del arriostamiento.

Cabe destacar que los parámetros  $epsSlip$ ,  $epsBear$  y  $rBear$  sólo pretenden indicar la existencia de la capacidad de carga (*Bearing effect*), de manera que el sistema *SCED* (o cualquier otro autocentrante) debe estar diseñado de tal forma que la riostra no experimente dicho efecto [67].

Como se explicó con anterioridad, el elemento autocentrante se va a modelar utilizando el mismo criterio establecido por Tremblay et al. [78], el cual sugiere que el punto de activación  $P_0$  sea igual a la resistencia a compresión requerida por las combinaciones de carga del *BRB*, la rigidez inicial  $k_1$  sea igual a la rigidez elástica inicial del *BRB*, y que la rigidez de post-activación  $k_2$  sea tal de manera que la deformación de la riostra asociada al drift de diseño, corresponda a la resistencia esperada de tracción del *BRB*, incluyendo los efectos de deformación por endurecimiento, como se muestra en la Figura 5.9.

En la Tabla 5.5 se presentan los resultados de los periodos fundamentales de los sistemas *SC*, notando que los periodos obtenidos en *OpenSees* son levemente mayores que los obtenidos en *ETABS*. Lo anterior se debe a que los elementos autocentrantes en *OpenSees* se diseñan con elementos fibras, los cuales tiene más discretizados los elementos, en comparación con el software *ETABS*, lo que da como resultado un periodo mayor en la estructura.

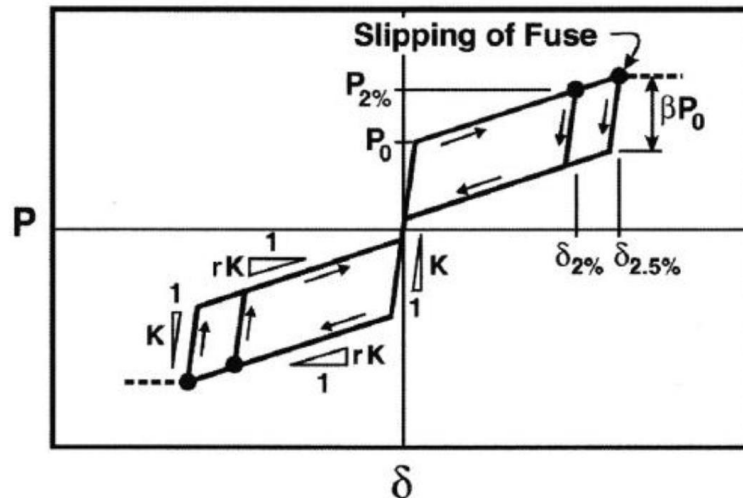


Figura 5.9: Modelo histérico del sistema autocentrante [78].

Tabla 5.6: Periodos fundamentales de los sistemas *SC*.

Edificio SC	Dirección de análisis	$T_n$ ETABS [s]	$T_n$ OpenSees [s]
4 pisos	X	0,557	0,734
8 pisos	X	0,796	0,827
12 pisos	X	1,235	1,364

### 5.3. Análisis no lineal estático (*Pushover*)

El análisis incremental o *pushover* es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la cual utiliza un patrón de cargas laterales, que se incrementan de manera monotónica, llevando a la estructura más allá de su rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima. De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza-desplazamiento conocida como curva de capacidad estructural o curva *pushover* [91], como se muestra en la figura Figura 5.10.

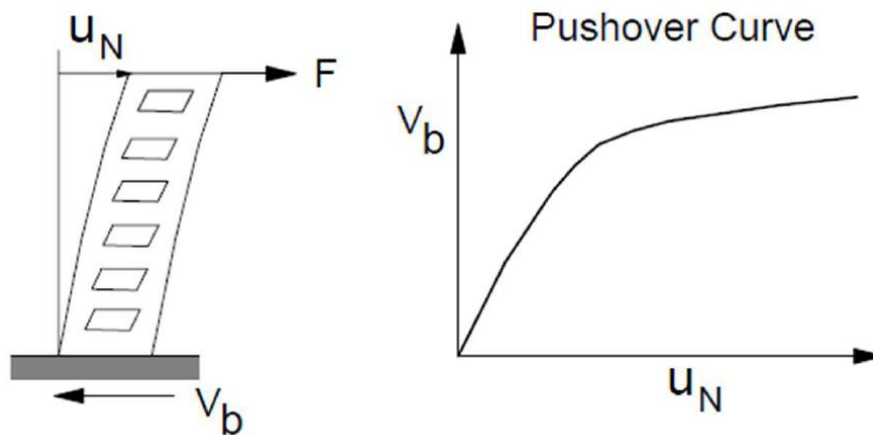


Figura 5.10: Curva de capacidad o *pushover* (Desplazamiento de techo vs Corte basal) [92].

El propósito del *pushover* es evaluar el desempeño de un sistema estructural mediante la estimación de importantes parámetros como la deriva global, la deriva de entrepiso, y las fuerzas y deformaciones inelásticas de los elementos. Permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural [93] [94].

El Análisis Estático No Lineal consiste en que, al actuar primero las cargas gravitacionales, en la estructura se producen las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así se realiza un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente [94].

La forma de la distribución de las fuerzas laterales puede ser constante, lineal, parabólica, etc. y simula la sollicitación sísmica sobre la estructura. Para este estudio, se considerará una distribución lineal (triangular invertida), ya que este patrón de carga corresponde generalmente a la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos menores que 1 segundo, edificios de 4 pisos. Para estructuras más flexibles, edificios de 8 y 12 pisos, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos [95].

Teniendo en conocimiento lo anterior, según la ASCE/SEI 41-06, la distribución vertical de la carga pseudo-lateral ( $F_x$ ) aplicada en cada piso se determina con la ecuación (5.2):

$$F_x = C_{vx} V \quad (5.2)$$

Donde:

- ✓  $C_{vx}$ : factor de distribución vertical y se calculó con la ecuación (5.3).

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (5.3)$$

- ✓  $V$ : fuerza pseudo-lateral.
- ✓  $w_i$  y  $w_x$ : porción del peso efectivo sísmico total de la estructura localizada o asignada al nivel  $i$  o  $x$ .
- ✓  $h_i$  y  $h_x$ : altura de la base al nivel  $i$  o  $x$ .
- ✓  $k$ : exponente relativo de la estructura.  $k = 1$  para estructuras que tienen un periodo menor a 0,5 [s] y  $k = 2$  para estructuras que tiene un periodo sobre 2,5 [s]. Si el periodo está entremedio de los valores antes mencionados, se debe realizar una interpolación lineal para calcular el valor de  $k$ .

En la Tabla 5.7 se presentan los valores de los periodos en la dirección para todas las estructuras en análisis y su respectivo valor de  $k$  según lo antes mencionado:

Tabla 5.7: Valores de  $k$  según el periodo en dirección X de cada tipo estructura.

<b>Modelo</b>	<b><math>T_x</math> [s]</b>	<b>k</b>
4SCBF	0,494	1
4BRB	0,595	1,047
4SC	0,734	1,117
8SCBF	0,671	1,085
8BRB	0,764	1,132
8SC	0,827	1,163
12SCBF	1,074	1,287
12BRB	1,220	1,360
12SC	1,364	1,432

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis incremental para los edificios de 4, 8 y 12 pisos, cada uno, con los 3 tipos de sistemas arriostrados: SCBF, BRB y SC.

### 5.3.1. Edificio de 4 pisos

Para el sistema *SCBF* el modo de falla está influenciado por el pandeo y la fluencia de las riostras. Como se muestra en la Figura 5.11 la rigidez del sistema disminuye debido al pandeo del arriostramiento en compresión del primer piso al alcanzar un desplazamiento de techo del 0,26%. De igual manera, la riostra que está sometida a tracción del primer piso fluye a un valor aproximado de 0,29%. Posteriormente, el sistema converge a un corte basal cercano al 37% del peso sísmico a un *drift* del 2,5%.

Para el caso del sistema *BRB* de la Figura 5.12, el primer punto de no linealidad está vinculado a la fluencia del núcleo de acero correspondiente al 18% del peso sísmico asociado a un *drift* del 0,2%. Luego, se tiene un segmento de endurecimiento con pendiente reducida, donde para un *drift* del 2,3% se alcanza el valor a compresión máximo esperado de los *BRB*, cuyo valor corresponde al 33% del peso sísmico. Inmediatamente después, se llega al *drift* de 2,5% donde también se tiene un corte basal del 33% del peso sísmico.

Finalmente, para el caso con los elementos *SC*, al tener una rigidez inicial similar a la de los *BRB*, el punto de fluencia también es de 18% del peso sísmico con un *drift* similar del orden del 0,3%. Luego del primer punto de fluencia, el corte basal aumenta hasta aproximadamente un 40% del peso sísmico de la estructura con un *drift* del 2,5%, tal como se muestra en la Figura 5.13.

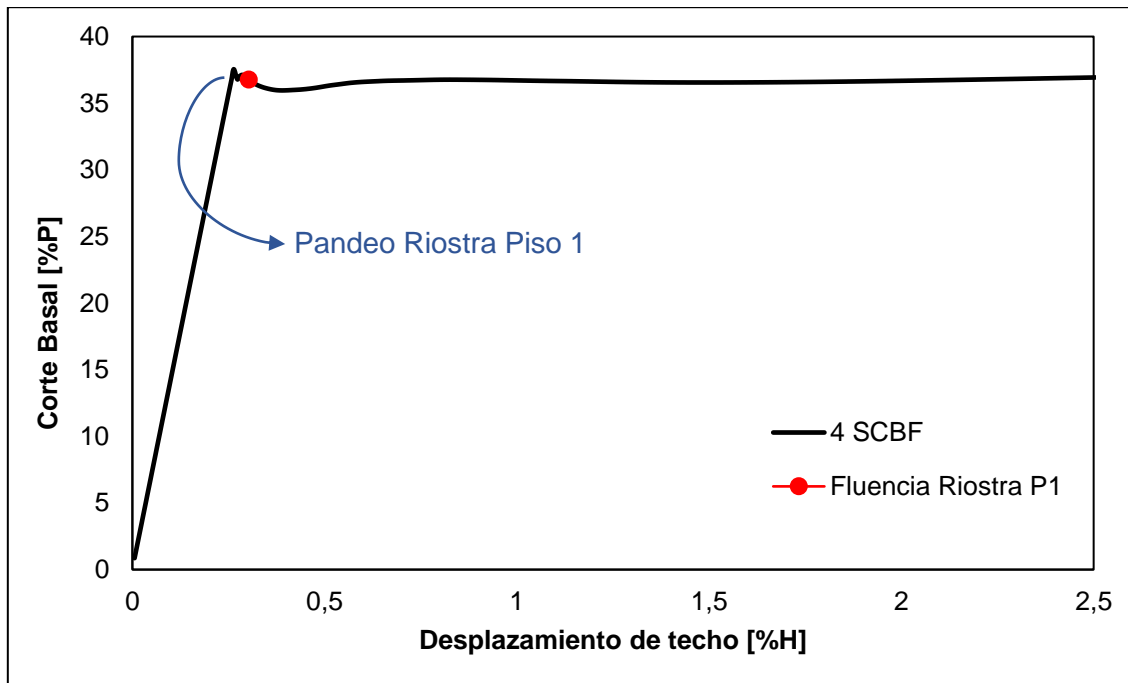


Figura 5.11: Análisis incremental del edificio *SCBF* – Edificio de 4 pisos.

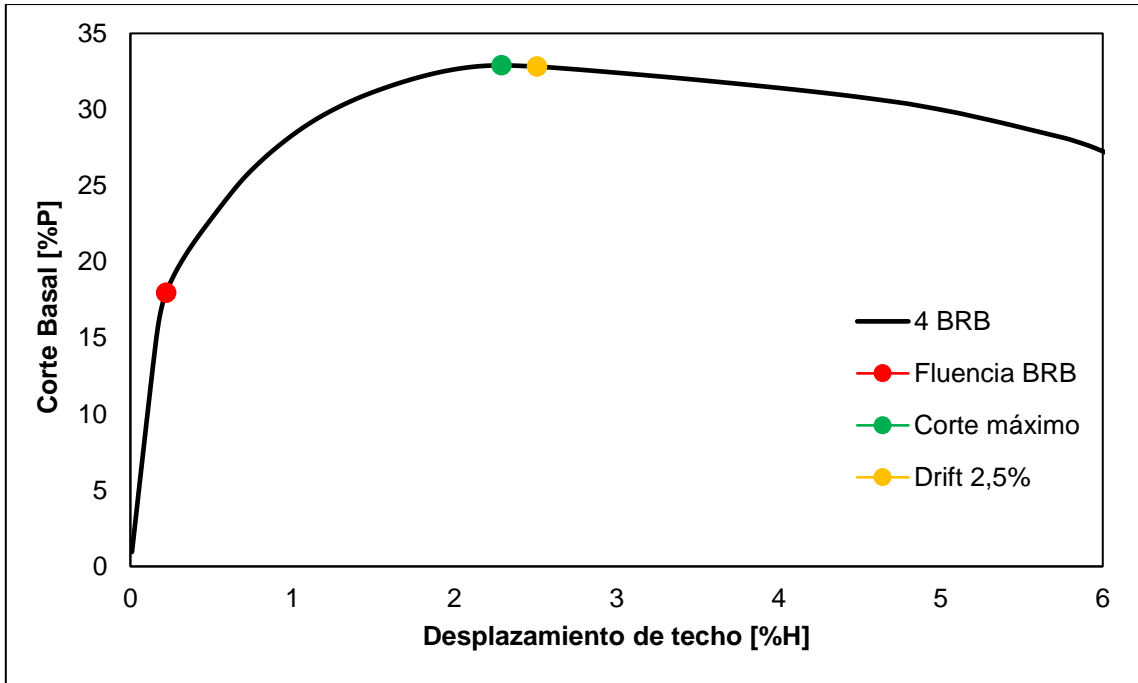


Figura 5.12: Análisis incremental del edificio BRB – Edificio de 4 pisos.

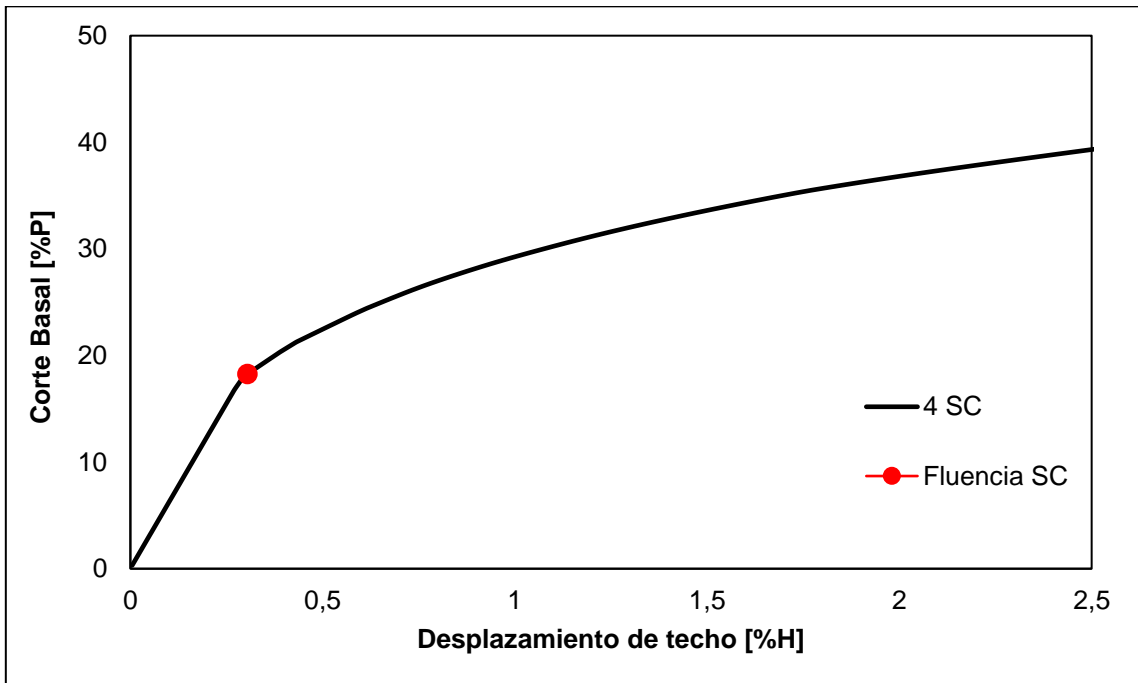


Figura 5.13: Análisis incremental del edificio SC – Edificio de 4 pisos.

### 5.3.2. Edificio de 8 pisos

Para el sistema *SCBF* el modo de falla está influenciado por el pandeo y la fluencia de las riostras. Como se muestra en la Figura 5.14 la riostra que está sometida a tracción del primer piso fluye a un valor aproximado de 0,40% con un corte basal correspondiente al 49% del peso sísmico. Posteriormente, el sistema mantiene una rigidez la cual, al alcanzar un *drift* de 1,56%, sufre un leve aumento. Lo anterior se debe a que las riostras internas tanto a tracción como a compresión sufren un leve aumento en la resistencia. Finalmente, la curva converge a un corte basal cercano al 60% del peso sísmico a un *drift* del 2,5%.

Para el caso del sistema *BRB* de la Figura 5.15, el primer punto de no linealidad está vinculado a la fluencia del núcleo de acero correspondiente al 26% del peso sísmico asociado a un *drift* del 0,3%. Luego, se tiene un segmento de endurecimiento con pendiente reducida, donde para un *drift* del 2,5% se tiene un corte basal correspondiente al 50% del peso sísmico, hasta alcanzar el valor a compresión máximo esperado en los *BRB*, cuyo valor corresponde al 55% del peso sísmico y a un desplazamiento de techo del 8,1%.

Finalmente, para el caso con los elementos *SC*, al tener una rigidez inicial similar a la de los *BRB*, el punto de fluencia también es de 26% del peso sísmico con un *drift* similar del orden del 0,3%. Luego del primer punto de fluencia, el corte basal aumenta hasta aproximadamente un 56% del peso sísmico de la estructura con un *drift* del 2,5%, tal como se muestra en la Figura 5.16.

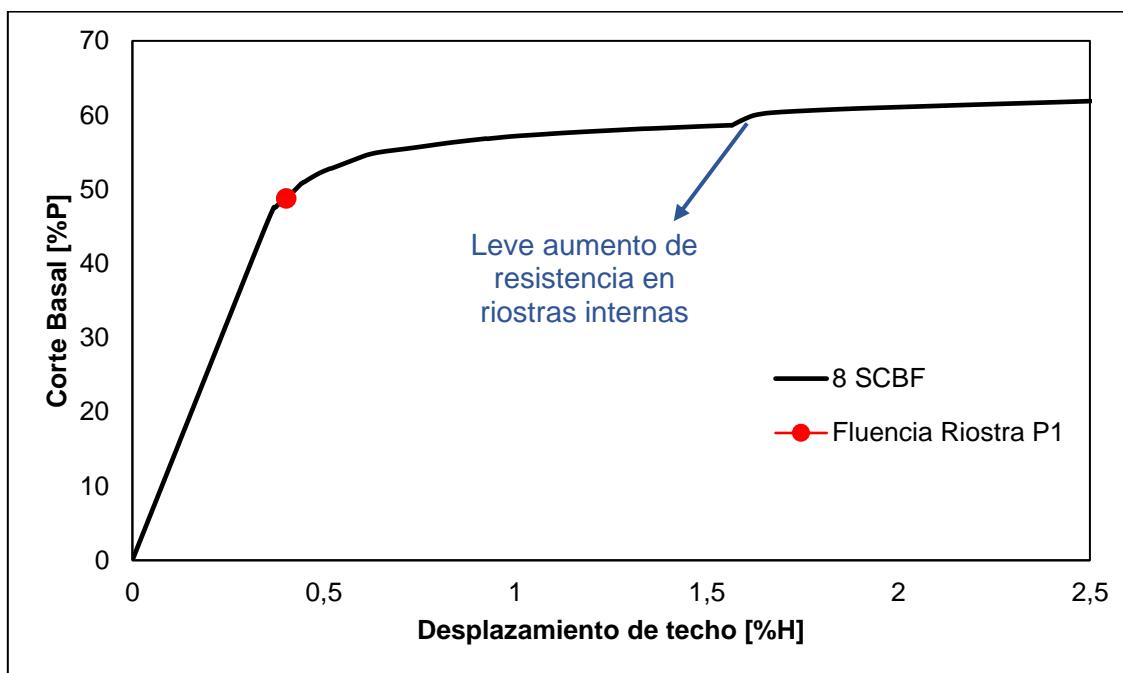


Figura 5.14: Análisis incremental del edificio *SCBF* – Edificio de 8 pisos.

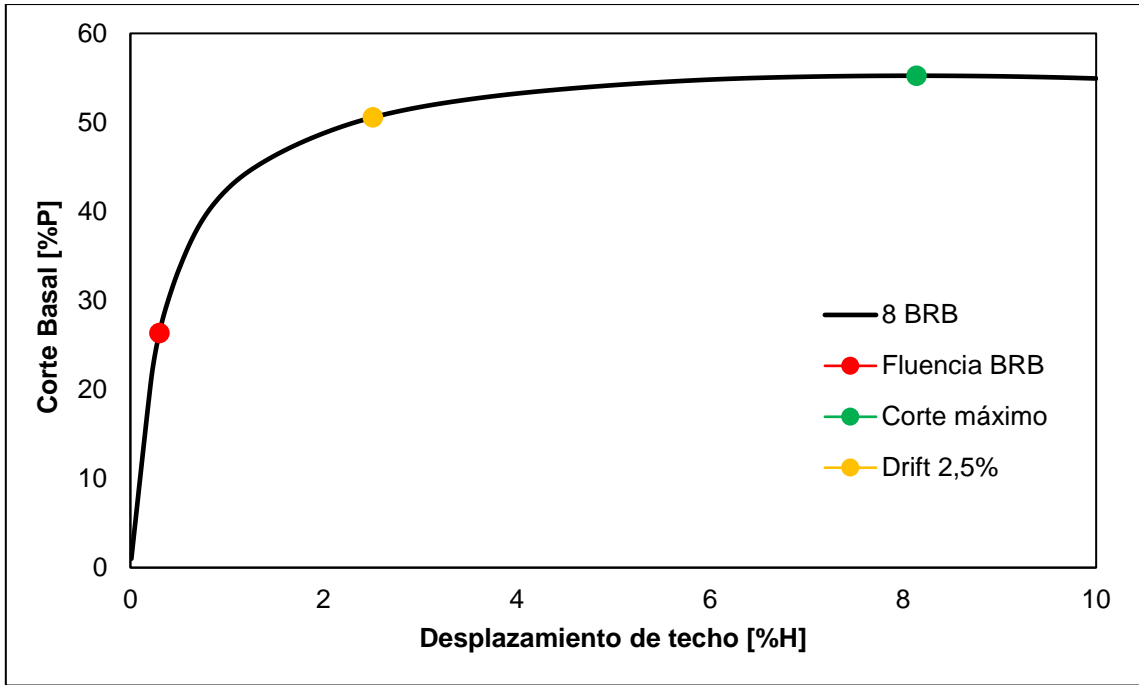


Figura 5.15: Análisis incremental del edificio BRB – Edificio de 8 pisos.

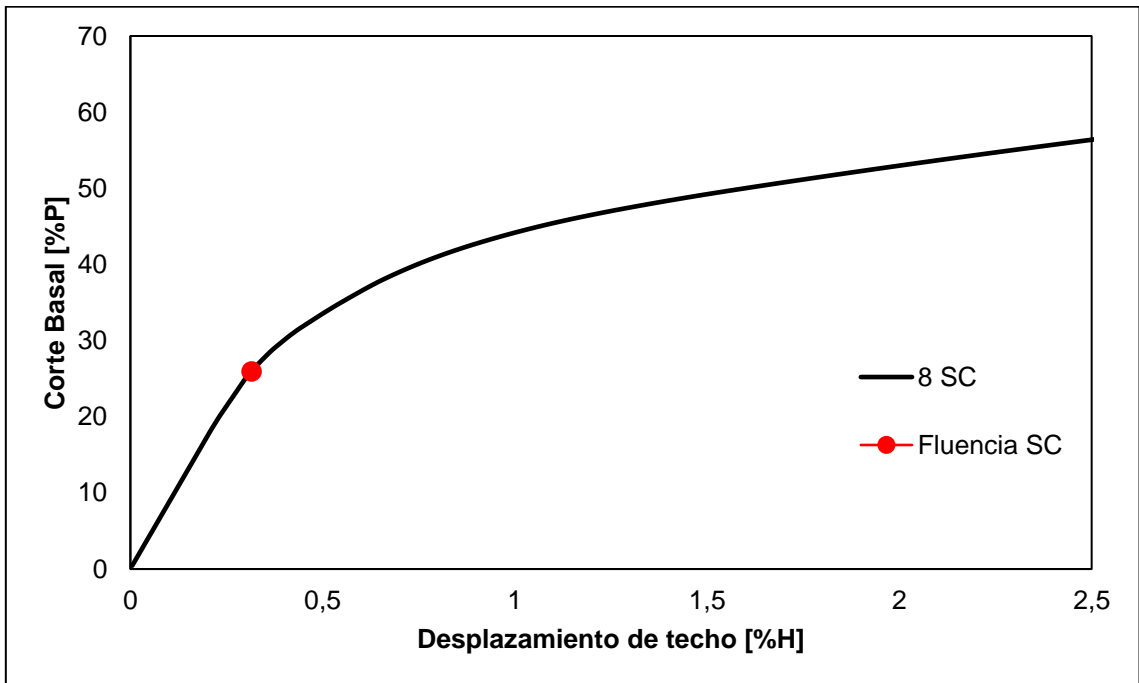


Figura 5.16: Análisis incremental del edificio SC – Edificio de 8 pisos.

### 5.3.3. Edificio de 12 pisos

Para el sistema *SCBF* el modo de falla está influenciado por el pandeo y la fluencia de las riostras. Como se muestra en la Figura 5.17, la riostra que está sometida a tracción del primer piso fluye a un valor aproximado de 0,44% con un corte basal correspondiente al 31% del peso sísmico. Posteriormente, el sistema mantiene una rigidez la cual y finalmente, la curva converge a un corte basal cercano al 110% del peso sísmico a un *drift* del 0,6%.

Para el caso del sistema *BRB* de la Figura 5.18, el primer punto de no linealidad está vinculado a la fluencia del núcleo de acero correspondiente al 15% del peso sísmico asociado a un *drift* del 0,27%. Luego, se tiene un segmento de endurecimiento con pendiente reducida, donde para un *drift* del 2,5% se tiene un corte basal correspondiente al 28% del peso sísmico, hasta alcanzar el valor a compresión máximo esperado en los *BRB*, cuyo valor corresponde al 31% del peso sísmico y a un desplazamiento de techo del 8,1%.

Finalmente, para el caso con los elementos *SC*, al tener una rigidez inicial similar a la de los *BRB*, el punto de fluencia también es de 15% del peso sísmico con un *drift* similar del orden del 0,3%. Luego del primer punto de fluencia, el corte basal aumenta hasta aproximadamente un 31% del peso sísmico de la estructura con un *drift* del 2,5%, tal como se muestra en la Figura 5.19.

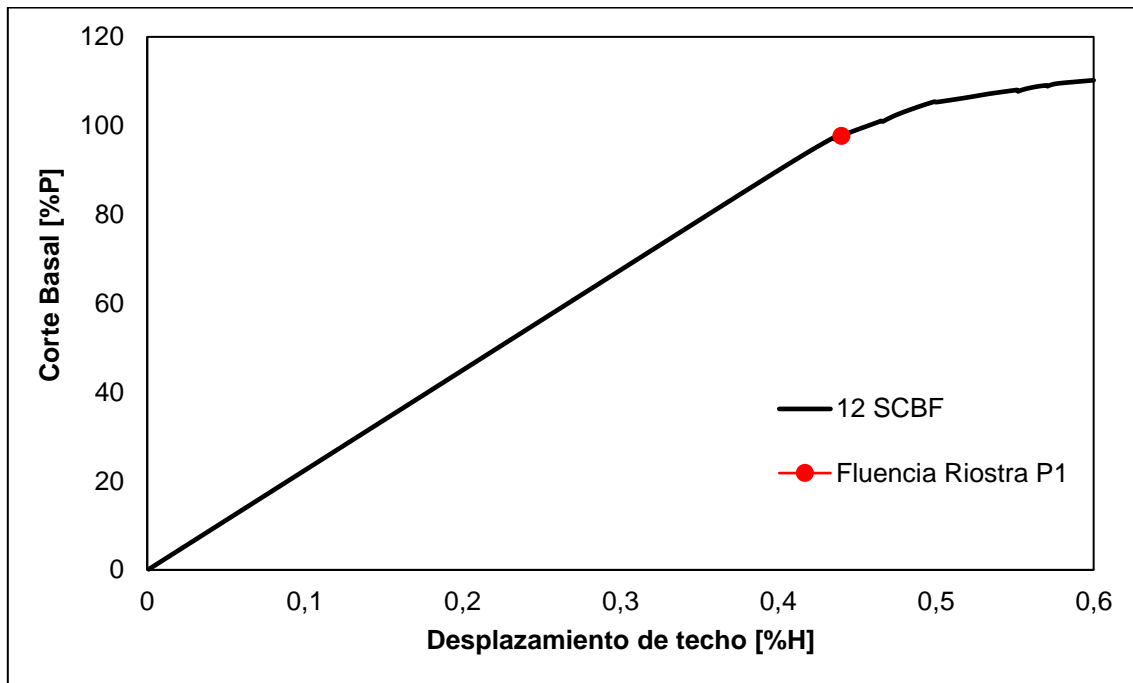


Figura 5.17: Análisis incremental del edificio *SCBF* – Edificio de 12 pisos.

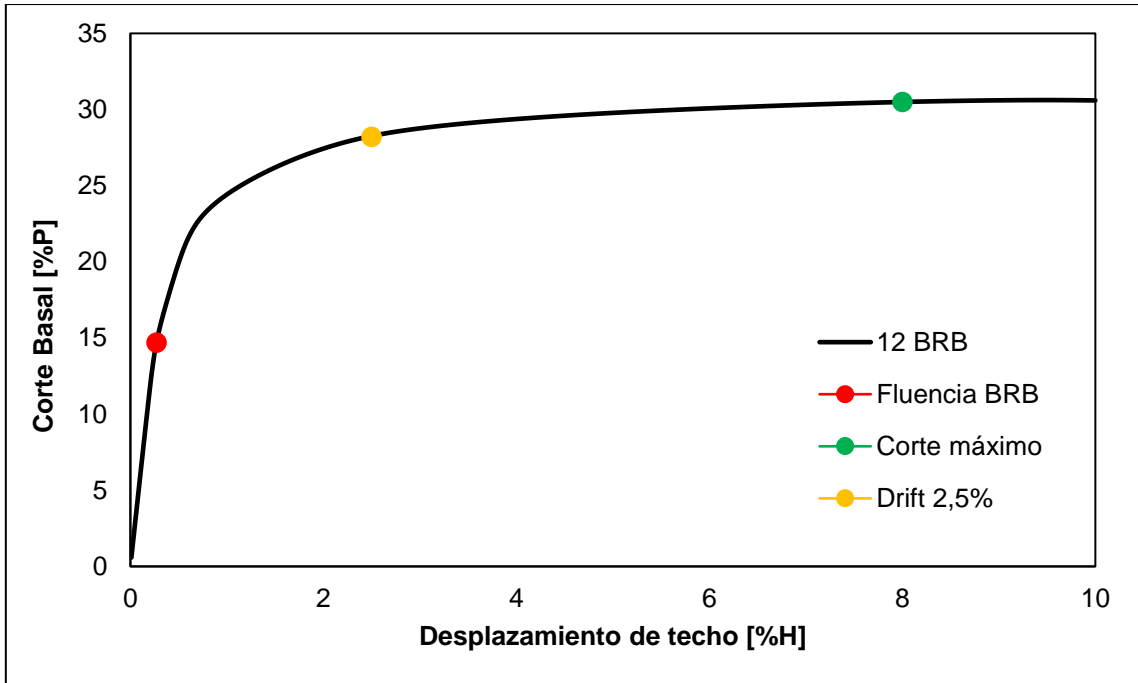


Figura 5.18: Análisis incremental del edificio *BRB* – Edificio de 12 pisos.

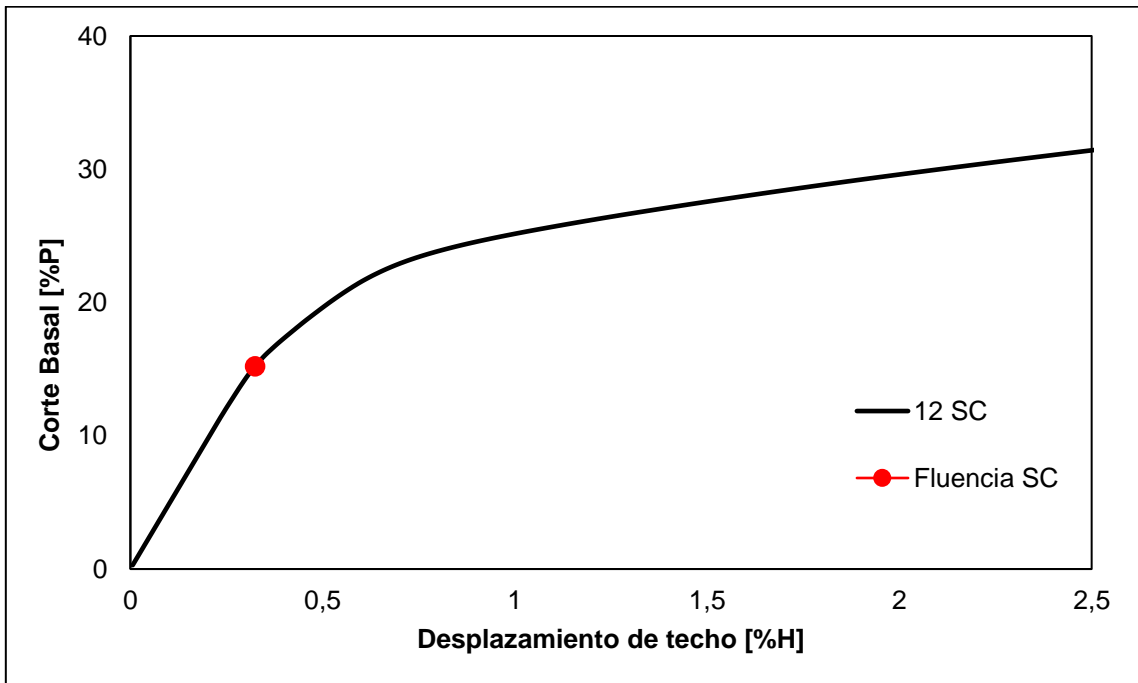


Figura 5.19: Análisis incremental del edificio *SC* – Edificio de 12 pisos.

## 5.4. Análisis cíclico cuasi-estático

En este análisis se imponen desplazamientos cíclicos controlados a nivel de piso. El protocolo de desplazamiento depende del modelo que se esté analizando. En la Tabla 5.8 se presentan las estructuras analizadas y su respectivo protocolo.

Tabla 5.8: Modelos de análisis y sus respectivos protocolos.

Modelo	Protocolo
4SCBF	1
4BRB	2
4SC	2
8SCBF	3
8BRB	2
8SC	2
12SCBF	3
12BRB	2
12SC	2

En la Figura 5.20 se muestra el **protocolo 1**, el cual cuenta con un desplazamiento (en términos de *drifts*) de 4 ciclos de 0,15%, 0,5%, 1% y 1,5% y una duración de 200 [s].

En la Figura 5.21 se muestra el **protocolo 2**, el cual cuenta con un desplazamiento (en términos de *drifts*) de 2 ciclos de 0,15%, 0,5%, 1%, 1,5% y 2% y una duración de 200 [s].

En la Figura 5.22 se muestra el **protocolo 3**, el cual cuenta con un desplazamiento (en términos de *drifts*) de 3 ciclos de 0,15%, 0,5% y 0,7% y una duración de 200 [s].

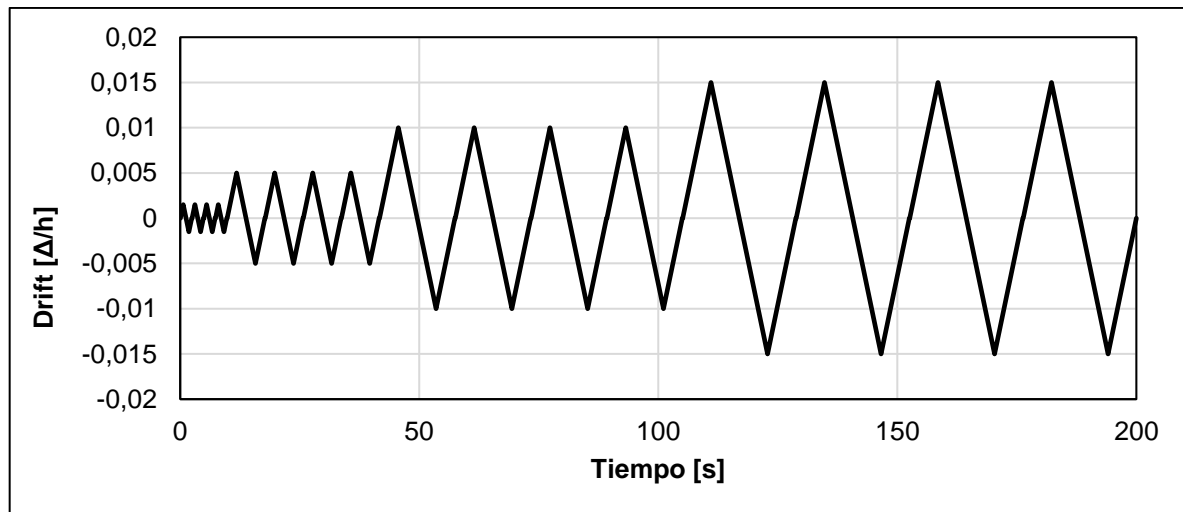


Figura 5.20: Protocolo de desplazamiento 1.

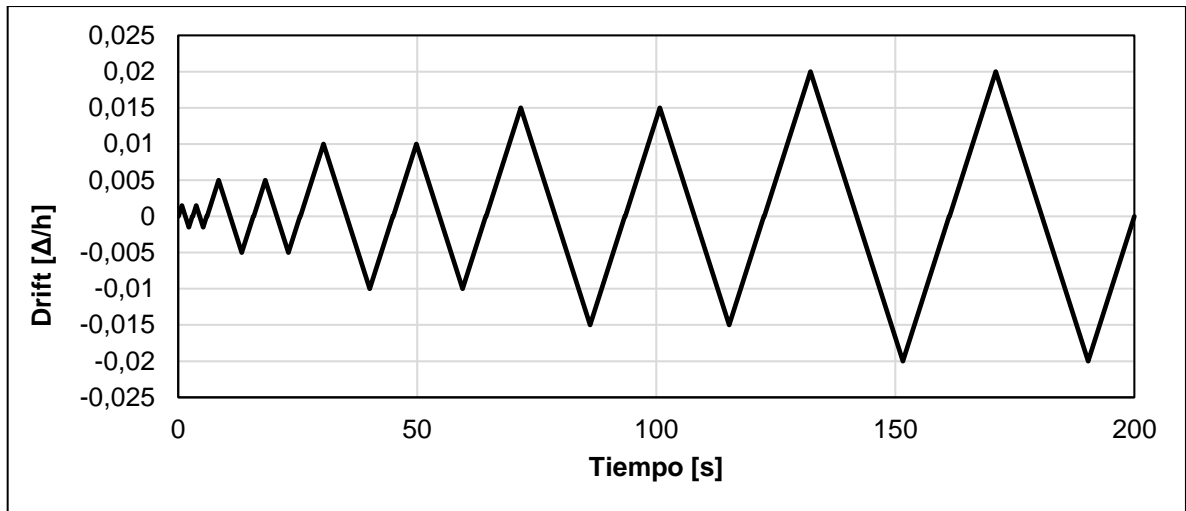


Figura 5.21: Protocolo de desplazamiento 2.

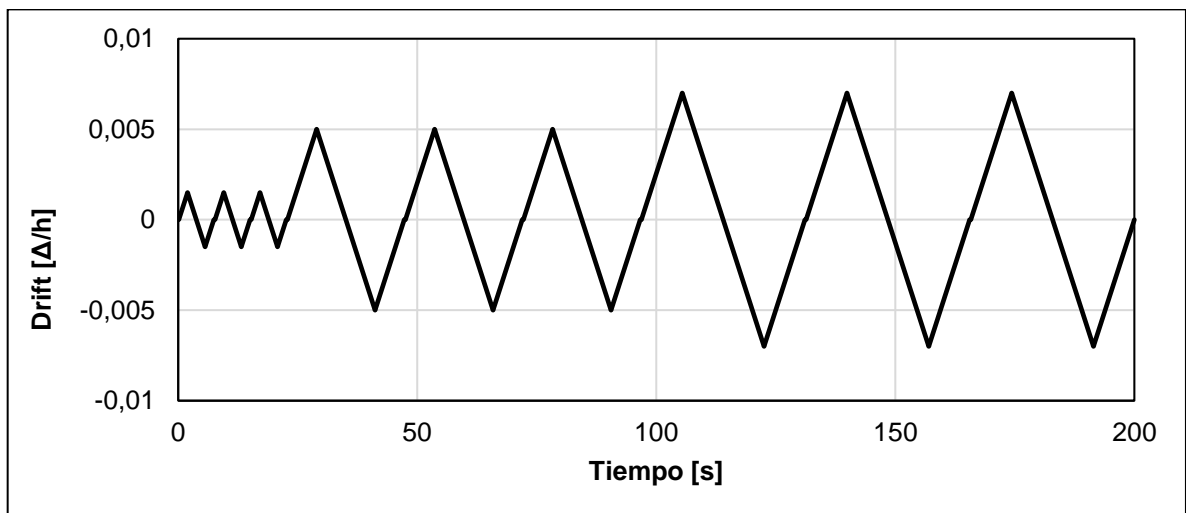


Figura 5.22: Protocolo de desplazamiento 3.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de desplazamiento para los edificios de 4, 8 y 12 pisos, cada uno con los 3 tipos de sistemas arriostrados: *SCBF*, *BRB* y *SC*, según el protocolo que corresponda y se comparan con los resultados esperados del AISC341-16.

Para la calibración de los parámetros de las riostras con propiedades autocentrantes se utilizará el criterio establecido por Tremblay [78] que se presenta en la Figura 5.9.

En la Tabla 5.9, la Tabla 5.10, y la Tabla 5.11, se encuentran los valores de dicho parámetro ajustados para una fuerza de activación  $P_o$  equivalente a la fluencia del núcleo del *BRB* (incluyendo el factor  $R_y$ ), a una rigidez elástica inicial igual a la del *BRB*, y a una fuerza de tracción máxima correspondiente a un *drift* de diseño del 2% para los edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente. Para esto se asumirá una pendiente post-activación,  $r$ , equivalente a un 4% de la rigidez inicial. Para el factor de capacidad de disipación de energía  $\beta$ , Erochko [67] plantea que su valor oscila entre un 0.8 y un 0.95. Para esta ocasión se utilizará el valor utilizado por Tremblay [78] con un  $\beta$  igual a 0.95.

Tabla 5.9: Valores de parámetros del SC calibrados para el protocolo de desplazamiento – edificio de 4 pisos.

Piso	$k_1$ [tonf/cm]	$k_2$ [tonf/cm]	$P_o$ [tonf]	$r$ [%]	$\beta$
3 al 4	111	6	72,1	4,0	0,95
1 al 2	187	11	121,4	4,0	0,95

Tabla 5.10: Valores de parámetros del SC calibrados para el protocolo de desplazamiento – edificio de 8 pisos.

Eje Externo					
Piso	$k_1$ [tonf/cm]	$k_2$ [tonf/cm]	$P_o$ [tonf]	$r$ [%]	$\beta$
5 al 8	111	6	72,1	4,0	0,95
1 al 4	187	11	121,4	4,0	0,95

Eje Interno					
Piso	$k_1$ [tonf/cm]	$k_2$ [tonf/cm]	$P_o$ [tonf]	$r$ [%]	$\beta$
5 al 8	161	9	72,1	4,0	0,95
1 al 4	330	18	148,0	4,0	0,95

Tabla 5.11: Valores de parámetros del SC calibrados para el protocolo de desplazamiento - edificio de 12 pisos.

Eje Externo					
Piso	$k_1$ [tonf/cm]	$k_2$ [tonf/cm]	$P_o$ [tonf]	$r$ [%]	$\beta$
7 al 12	111	6	72,1	4,0	0,95
1 al 6	187	11	121,4	4,0	0,95

Eje Interno					
Piso	$k_1$ [Ttnf/cm]	$k_2$ [tonf/cm]	$P_o$ [tonf]	$r$ [%]	$\beta$
3 al 12	161	9	72,1	4,0	0,95
1 al 2	271	15	121,4	4,0	0,95

### 5.4.1. Edificio de 4 pisos

En la Figura 5.23 (a) se observa la histéresis de la riostra del primer piso del *SCBF* al alcanzar un *drift* del 1,5% al imponer el protocolo de desplazamiento 1. La resistencia máxima a compresión del perfil corresponde a 246 [tonf], la fluencia a tracción es de 320 [tonf], sobrepasando por mucho a la calculada en el diseño por capacidad (302,3 [tonf]) y la resistencia post-pandeo es de 87 [tonf] con una deformación axial del tubular aproximadamente de 2 [cm]. También se observa la fractura del arriostamiento debido a la fatiga del material producto de los ciclos de tracción y compresión.

En la Figura 5.23 (b) se observa la histerésis del *BRB* del primer piso al imponer el protocolo de desplazamiento 2. Los resultados obtenidos muestran una deformación axial de la riostra de 5,5 [cm] al alcanzar la tracción máxima esperada de 172,7 [tonf], un punto de activación de 120,9 [tonf] al llegar a una deformación axial de 0,8 [cm] y una deformación axial de 5,5 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 184 [tonf]. Dichas deformaciones corresponden a un *drift* de 2%.

En la Figura 5.23 (c) se ilustran los resultados para la histéresis del *SC* con los parámetros de la Tabla 5.9. Para una deformación máxima de 5,5 [cm] asociada a una tracción máxima de 166,2 [tonf], correspondiente a un *drift* de diseño del 2%, una fuerza de activación de 121,7 [tonf] al alcanzar un desplazamiento axial de 0,8 [cm] y una deformación axial de 5,5 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 166,5 [tonf].

En la Tabla 5.12 y en la Tabla 5.13 se presenta la comparación de resultados obtenidos del análisis cíclico cuasiestático con los de los obtenidos con la AISC341-16, para el sistema *SCBF* y para los sistemas *BRB* y *SC*, respectivamente.

Tabla 5.12: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y *OpenSees* – 4 *SCBF*.

Análisis	Sistema	T <sub>max</sub> [tonf]	C <sub>max</sub> [tonf]
AISC341-16	<i>SCBF</i>	302,3	248,1
<i>OpenSees</i>	<i>SCBF</i>	320	246

Tabla 5.13: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y *OpenSees* – 4 *BRB/SC*.

Análisis	Sistema	T <sub>max</sub> [tonf]	C <sub>max</sub> [tonf]	Punto de Activación [tonf]
AISC341-16	<i>BRB</i>	173,6	185,1	121,5
	<i>SC</i>	173,6	185,1	121,5
<i>OpenSees</i>	<i>BRB</i>	172,7	184	120,9
	<i>SC</i>	166,2	167	121,2

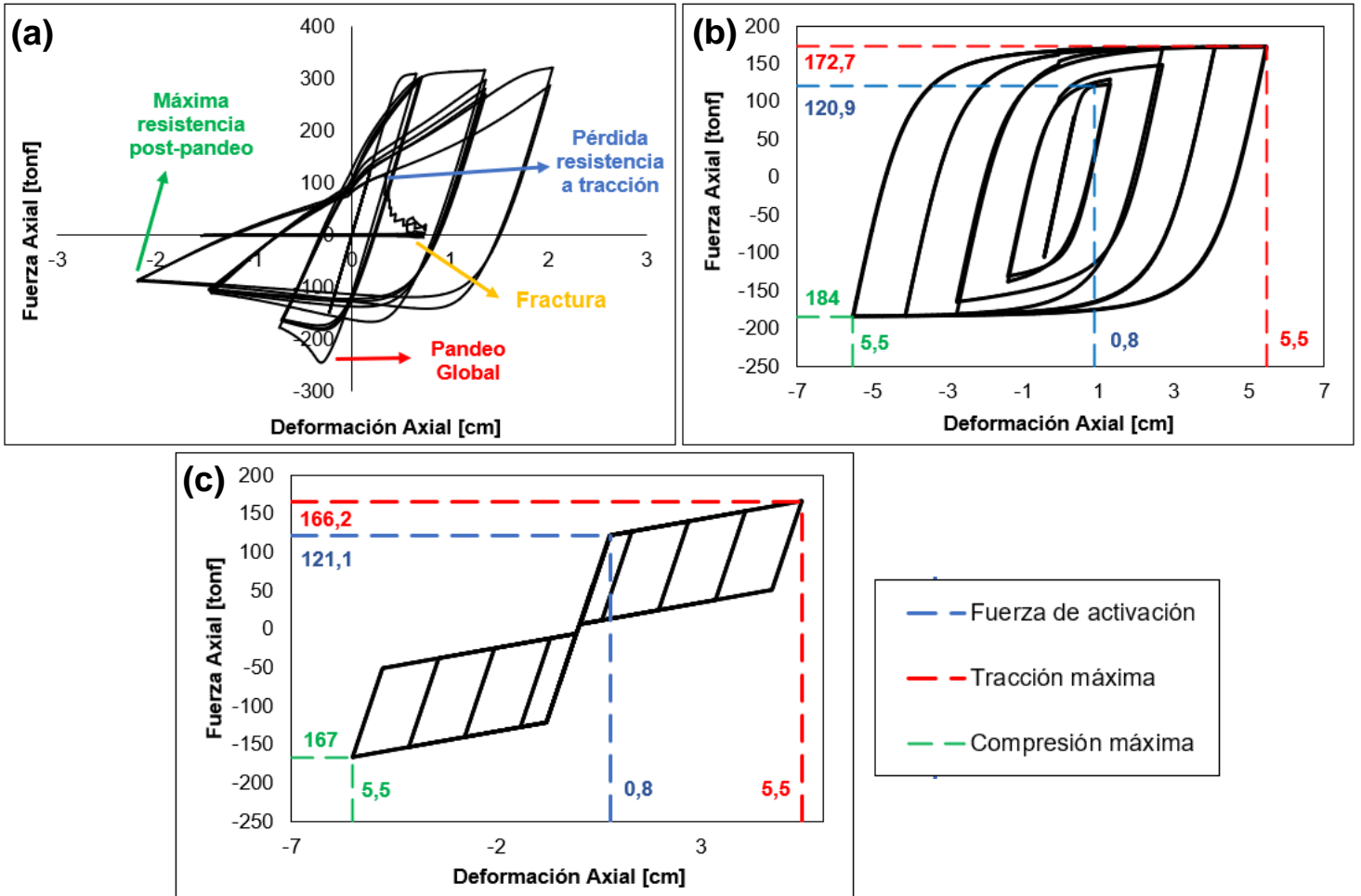


Figura 5.23: Análisis cuasiestático cíclico (a) SCBF, (b) BRB y (c) SC – riostra edificio de 4 pisos.

## 5.4.2. Edificio de 8 pisos

El edificio de 8 pisos cuenta con un eje de arriostramientos externos y dos ejes de arriostramientos internos. Se realizó el análisis para las riostras del eje externo y, de manera simplificada, para un solo eje de riostras internas, ya que las riostras de los dos ejes internos se comportan de la misma manera.

En la Figura 5.24 (a) se observa la histéresis de la riostra exterior del primer piso del SCBF al alcanzar un *drift* del 0,7% al imponer el protocolo de desplazamiento 3. La resistencia máxima a compresión del perfil corresponde a 244 [tonf], la fluencia a tracción de 310 [tonf] con una deformación de 1 [cm], y la resistencia post-pandeo es de 120 [tonf] con una deformación axial del tubular de 1 [cm]. En la Figura 5.24 (b) se observa la histéresis de la riostra interna del primer piso del SCBF al alcanzar un *drift* del 0,7%. La resistencia máxima a compresión del perfil corresponde a 275 [tonf], la fluencia a tracción de 310 [tonf] con un desplazamiento axial de 0,6 [cm] y la resistencia post-pandeo es de 200 [tonf] con una deformación axial del tubular aproximadamente de 0,8 [cm].

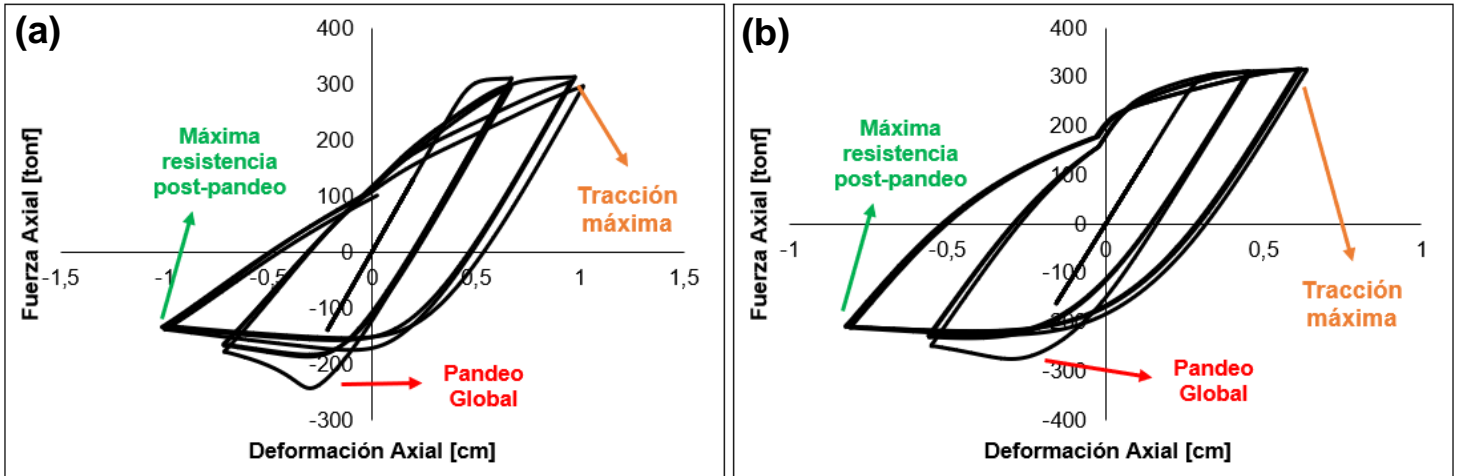


Figura 5.24: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 8 pisos – SCBF.

En la Figura 5.25 (a) se observa la histerésis del *BRB* externo del primer piso. Los resultados obtenidos muestran una deformación axial de la riostra de 5,5 [cm] al alcanzar la tracción máxima esperada de 172,6 [tonf], un punto de activación de 120,9 [tonf] al llegar a una deformación axial de 0,9 [cm] y una deformación axial de 5,45 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 184 [tonf]. En la Figura 5.25 (b) se observa la histerésis del *BRB* interno del primer piso. Los resultados obtenidos muestran una deformación axial de la riostra de 3,9 [cm] al alcanzar la tracción máxima esperada de 209,2 [tonf], un punto de activación de 147,9 [tonf] al llegar a una deformación axial de 0,6 [cm] y una deformación axial de 3,9 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 223,6 [tonf].

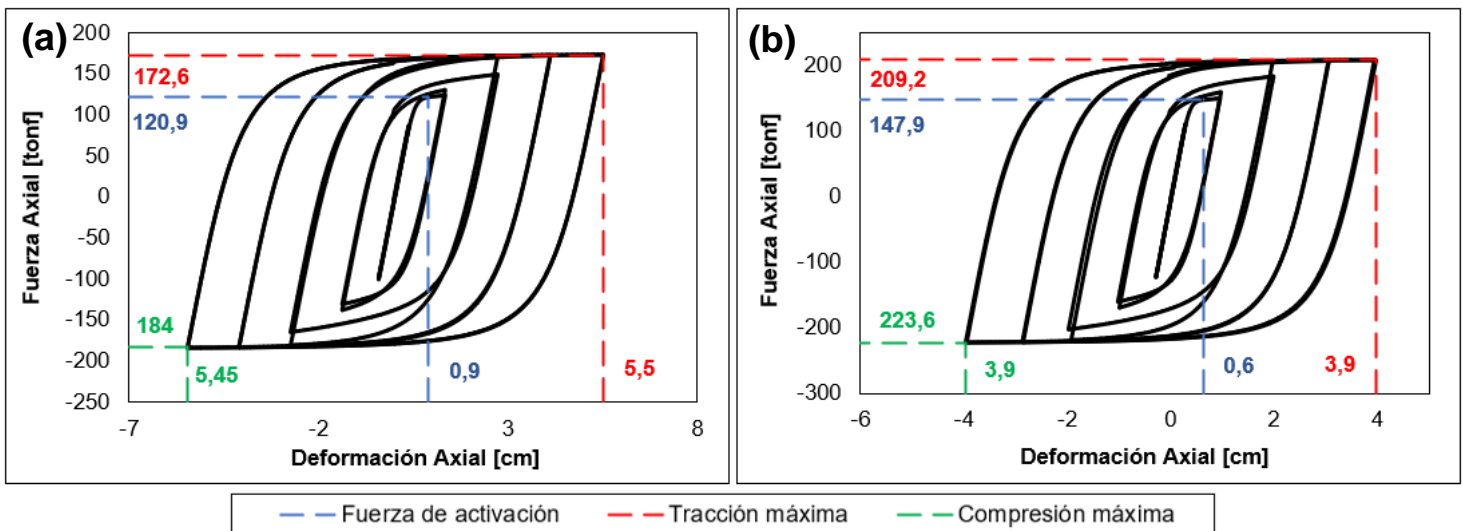


Figura 5.25: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 8 pisos – BRB.

En la Figura 5.26 (a) se ilustran los resultados para la histéresis del SC externo con los parámetros de la Tabla 5.10. Para una deformación máxima de 5,5 [cm] asociada a una tracción máxima de 166,6 [tonf], una fuerza de activación de 121,3 [tonf] al alcanzar un desplazamiento axial de 0,7 [cm] y una deformación axial de 5,5 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 165,9 [tonf]. En la Figura 5.26 (b) se presentan los resultados para la histéresis del SC interno. Para una deformación máxima de 3,9 [cm] asociada a una tracción máxima de 203,5 [tonf], una fuerza de activación de 149 [tonf] al alcanzar un desplazamiento axial de 0,37 [cm] y una deformación axial de 3,9 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 202,8 [tonf].

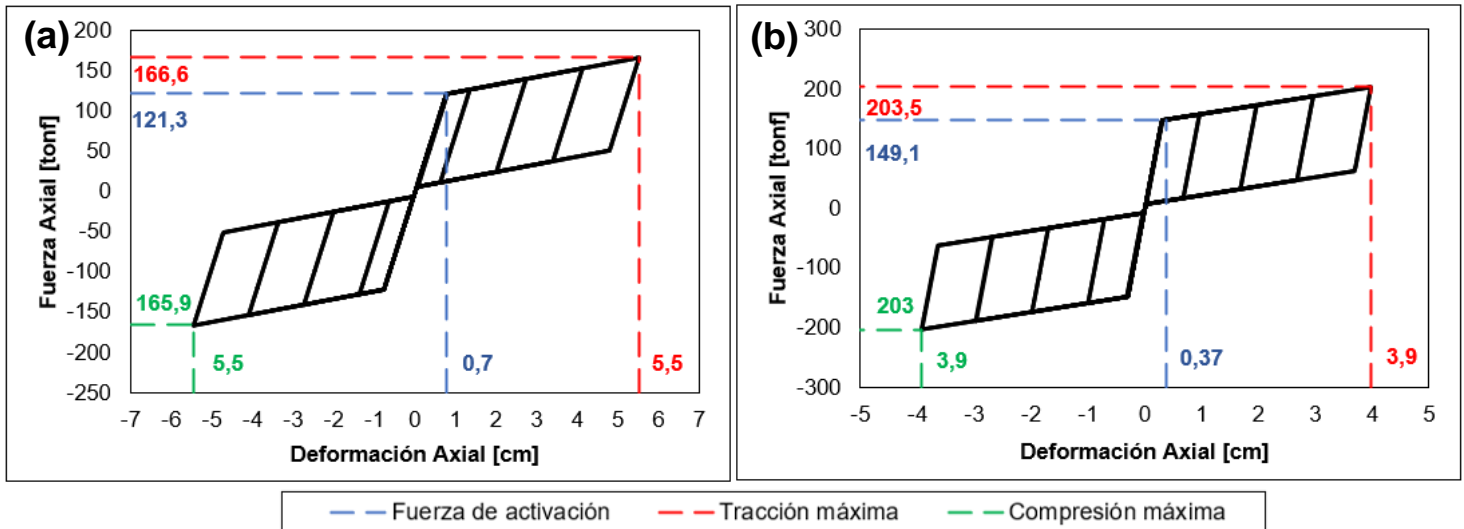


Figura 5.26: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 8 pisos – SC.

En la Tabla 5.14 y la Tabla 5.15 se presenta la comparación de resultados obtenidos del análisis cíclico cuasiestático con los de los obtenidos con la AISC341-16, para el sistema SCBF y para los sistemas BRB y SC, respectivamente.

Tabla 5.14: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y OpenSees – 8 SCBF.

Análisis	Sistema	$T_{max}$ [tonf]	$C_{max}$ [tonf]
<b>Eje externo</b>			
AISC341-16	SCBF	302,3	248,1
OpenSees	SCBF	310	244
<b>Eje Interno</b>			
AISC341-16	SCBF	302,3	248,1
OpenSees	SCBF	310	275

Tabla 5.15: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y *OpenSees* – 8 *BRB/SC*.

Análisis	Sistema	T <sub>max</sub> [tonf]	C <sub>max</sub> [tonf]	Punto de Activación [tonf]
<b>Eje externo</b>				
AISC341-16	<i>BRB</i>	173,6	185,1	121,49
	<i>SC</i>	173,6	185,1	121,49
<i>OpenSees</i>	<i>BRB</i>	172,6	183,9	120,9
	<i>SC</i>	166,6	165,9	121,3
<b>Eje Interno</b>				
AISC341-16	<i>BRB</i>	210,17	224,8	149,06
	<i>SC</i>	210,17	224,8	149,06
<i>OpenSees</i>	<i>BRB</i>	209,2	223,6	147,9
	<i>SC</i>	203,5	202,8	149,1

### 5.4.3. Edificio de 12 pisos

Similar al caso del edificio de 8 pisos, el edificio de 12 pisos cuenta con un eje de arriostramientos externos y dos ejes de arriostramientos internos. Se realizó el análisis para las riostras del eje externo y, de manera simplificada, para un solo eje de riostras internas, ya que las riostras de los dos ejes internos se comportan de la misma manera.

En la Figura 5.27 (a) se observa la histéresis de la riostra exterior del primer piso del *SCBF* al alcanzar un *drift* del 0,7% al imponer el protocolo de desplazamiento 3. La resistencia máxima a compresión del perfil corresponde a 244 [tonf], la fluencia a tracción de 310 [tonf] y la resistencia post-pandeo es de 120 [tonf] con una deformación axial del tubular aproximadamente de 1 [cm]. En la Figura 5.27 (b) se observa la histéresis de la riostra interna del primer piso del *SCBF* al alcanzar un *drift* del 0,7%. La resistencia máxima a compresión del perfil corresponde a 276 [tonf], la fluencia a tracción de 315 [tonf] con un desplazamiento de 0,6 [cm] y la resistencia post-pandeo es de 200 [tonf] con una deformación axial del tubular aproximadamente de aproximadamente 0,9 [cm].

En la Figura 5.28 (a) se observa la histerésis del *BRB* externo del primer piso. Los resultados obtenidos muestran una deformación axial de la riostra de 5,5 [cm] al alcanzar la tracción máxima esperada de 172,7 [tonf], un punto de activación de 120,9 [tonf] al llegar a una deformación axial de 0,9 [cm] y una deformación axial de 5,5 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 183,9 [tonf]. En la Figura 5.28 (b) se observa la histerésis del *BRB* interno del primer piso. Los resultados obtenidos muestran una deformación axial de la riostra de 3,9 [cm] al alcanzar la tracción máxima esperada de 171,6 [tonf], un punto de activación de 121,5 [tonf] al llegar a una deformación axial de 0,5 [cm] y una deformación axial de 3,9 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 183,4 [tonf].

En la Figura 5.29 (a) se ilustran los resultados para la histéresis del SC externo con los parámetros de la Tabla 5.11. Para una deformación máxima de 5,5 [cm] asociada a una tracción máxima de 166,5 [tonf], una fuerza de activación de 121,5 [tonf] al alcanzar un desplazamiento axial de 0,78 [cm] y una deformación axial de 5,5 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 166 [tonf]. En la Figura 5.29 (b) se presentan los resultados para la histéresis del SC interno. Para una deformación máxima de 3,9 [cm] asociada a una tracción máxima de 176 [tonf], una fuerza de activación de 121,5 [tonf] al alcanzar un desplazamiento axial de 0,38 [cm] y una deformación axial de 3,9 [cm] asociada a una compresión máxima esperada de 175 [tonf].

En la Tabla 5.14 y la Tabla 5.15 se presenta la comparación de resultados obtenidos del análisis cíclico cuasiestático con los de los obtenidos con la AISC341-16, para el sistema SCBF y para los sistemas BRB y SC, respectivamente.

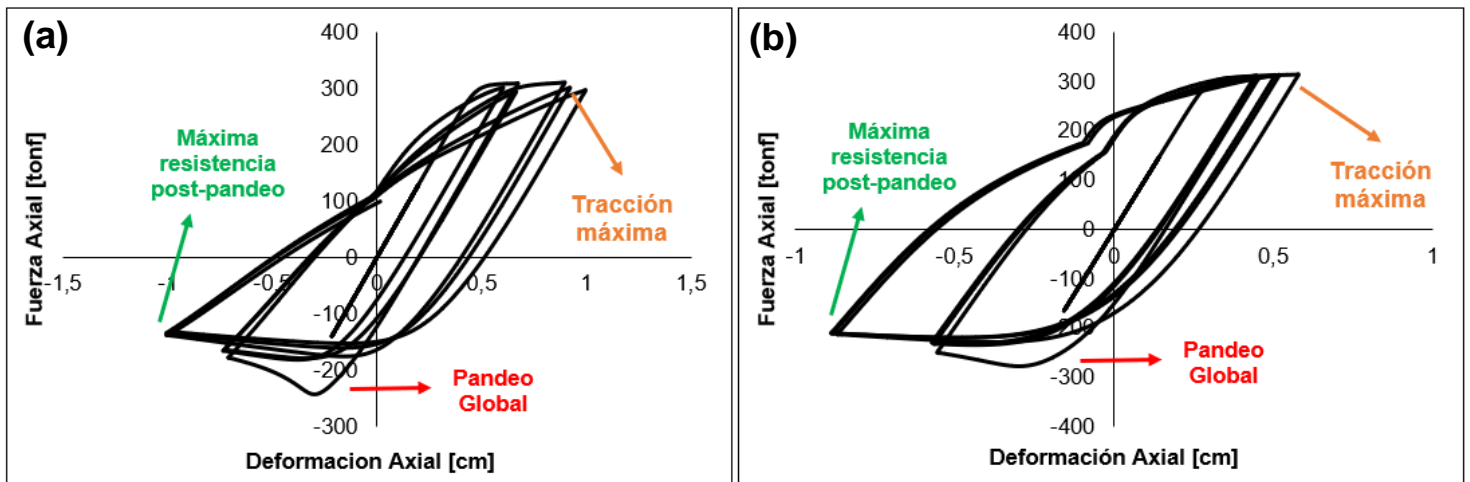


Figura 5.27: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 12 pisos – SCBF.

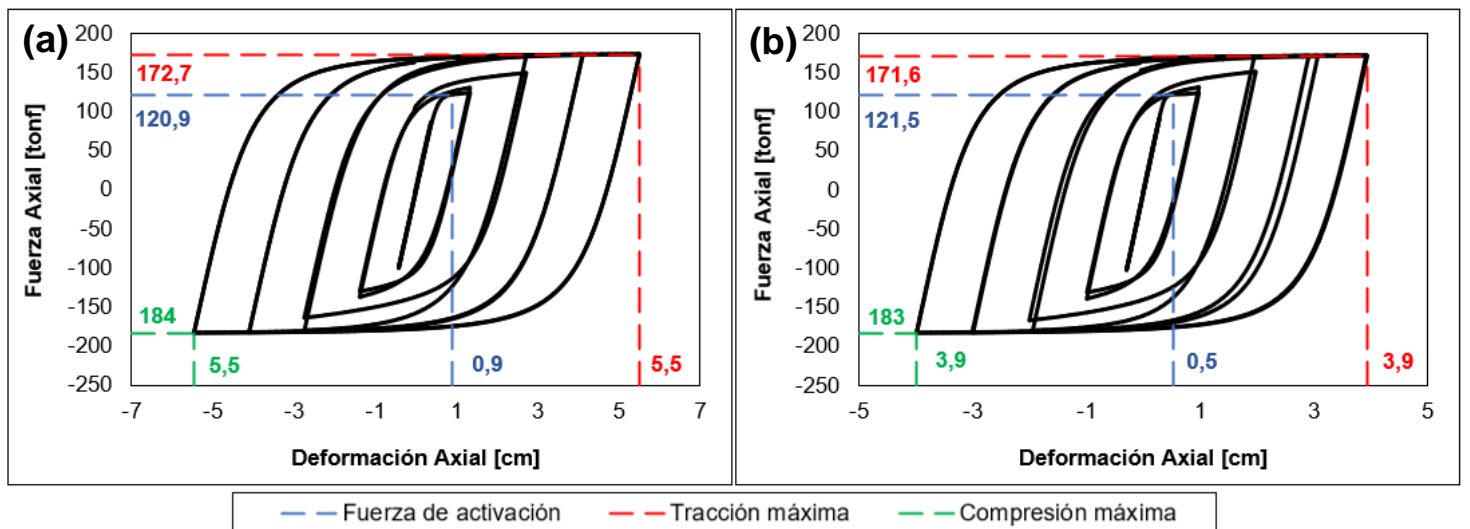


Figura 5.28: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 12 pisos – SCBF.

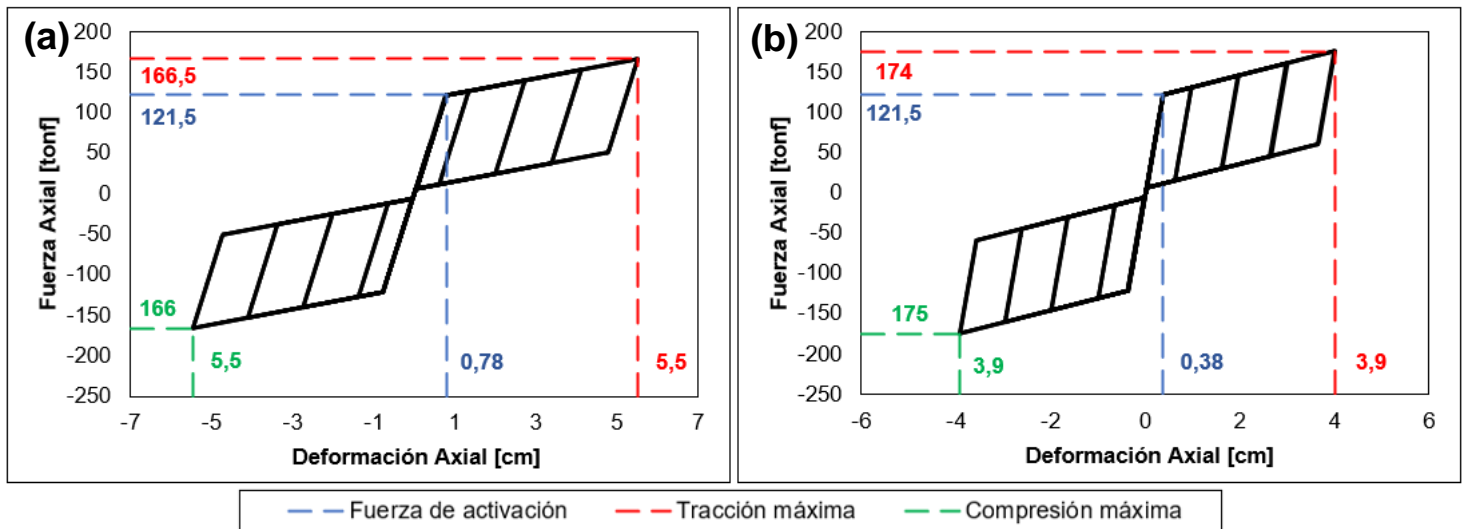


Figura 5.29: Análisis cuasiestático cíclico riostra (a) externa e (b) interna - edificio de 12 pisos – BRB.

Tabla 5.16: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y *OpenSees* – 12 SCBF.

Análisis	Sistema	T <sub>max</sub> [tonf]	C <sub>max</sub> [tonf]
<b>Eje externo</b>			
AISC341-16	SCBF	302,3	248,1
<i>OpenSees</i>	SCBF	310	244
<b>Eje Interno</b>			
AISC341-16	SCBF	302,3	248,1
<i>OpenSees</i>	SCBF	315	276

Tabla 5.17: Comparación de fuerzas máximas entre la norma AISC341-16 y *OpenSees* – 12 BRB/SC.

Análisis	Sistema	T <sub>max</sub> [tonf]	C <sub>max</sub> [tonf]	Punto de Activación [tonf]
<b>Eje externo</b>				
AISC341-16	BRB	173,6	185,1	121,5
	SC	173,6	185,1	121,5
<i>OpenSees</i>	BRB	172,7	183,9	120,9
	SC	166,5	166	121,5
<b>Eje Interno</b>				
AISC341-16	BRB	172,44	183,65	121,5
	SC	172,44	183,65	121,5
<i>OpenSees</i>	BRB	171,6	183,4	121,5
	SC	174	175	121,5

## 5.5. Análisis dinámico no lineal (tiempo-historia)

El análisis dinámico no lineal de una estructura permite evaluar la respuesta de esta frente a demanda sísmicas caracterizadas por un registro de aceleración. De este estudio se espera determinar de forma teórica la demanda que imponen los sismos sobre estas estructuras evaluando parámetros de interés como corte basal, desplazamientos de entrepiso y desplazamientos máximos a nivel de techo.

Se utilizaron tres registros sísmicos ocurridos durante el terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile. Si bien los tres registros son en ciudades distintas, sus zonas corresponden en general a un suelo de tipo D, coincidiendo con el de este estudio. Los registros usados pertenecen a las ciudades de: (1) Constitución; (2) Concepción; y (3) Viña del Mar (Centro). En la Figura 5.30 se grafican las historias de aceleraciones de estos registros, respectivamente.

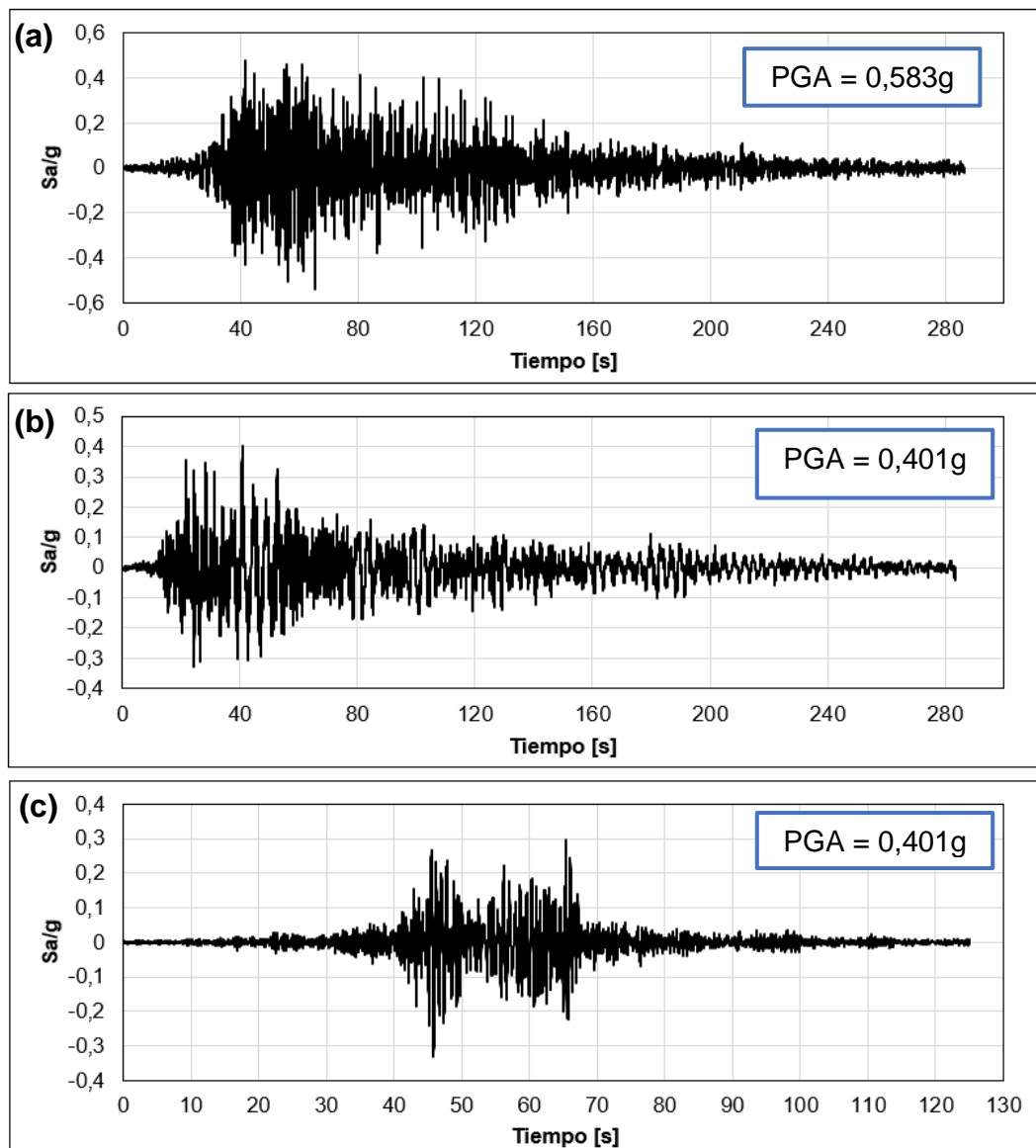


Figura 5.30: (a) Registro de Constitución, componente longitudinal, (b) registro de Concepción, componente longitudinal y (c) registro de Viña del Mar, componente este-oeste.

A continuación, se presentan los resultados del análisis no lineal dinámico los cuales corresponden a los gráficos de histéresis de la riostra con la nomenclatura 31100 (ver Anexo H) ubicada en el primer piso, deformaciones residuales, *drifts* máximos por piso, la envolvente de las deformaciones máximas por piso y las aceleraciones absolutas máximas. Los resultados de deformación residual, *drifts* máximo por piso, deformaciones máximas y aceleraciones absolutas se compararán con los sistemas *SCBF*, *BRB* y *SC*.

### 5.5.1. Amortiguamiento

Para asignar amortiguamiento a los elementos se utilizará el método de Rayleigh el cual plantea la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal entre la matriz de masa y la matriz de rigidez, como se muestra en la ecuación (5.4):

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (5.4)$$

Donde  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento,  $[M]$  es la matriz de masa,  $[K]$  es la matriz de rigidez,  $\alpha$  es el coeficiente de proporcionalidad de la masa, y  $\beta$  es el coeficiente de proporcionalidad de la rigidez. Los coeficientes de proporcionalidad se pueden obtener con la frecuencia de los dos primeros modos de vibración, mediante las ecuaciones (5.5) y (5.6):

$$\alpha = 2 \xi \frac{w_1 w_2}{w_1 + w_2} \quad (5.5)$$

$$\alpha = \frac{2 \xi}{w_1 + w_2} \quad (5.6)$$

Donde  $\xi$  es la razón de amortiguamiento crítico,  $w_1$  es la frecuencia del primer modo de vibración y  $w_2$  es la frecuencia del segundo modo de vibración. Para este estudio, se utilizará una razón de amortiguamiento del 2%, el cual es un valor típico para edificios de acero [96].

### 5.5.2. Histéresis de los arriostramientos

#### 5.5.2.1. Edificio de 4 pisos

En la Figura 5.31 (a), (b) y (c) se ilustran las histéresis del sistema *SCBF* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Para el caso de Constitución se muestra una figura similar a la obtenida por el análisis cuastiestático cíclico, es decir, se produce un pandeo global de la riostra asociado a una fuerza axial de 270 [tonf] y una fluencia del orden de 310 [tonf] cuando se somete a esfuerzos de tracción. Luego de diversos ciclos se observa una resistencia de post-pandeo máxima en el momento en que ésta se comprime con una deformación axial aproximada de 2 [cm]. Posteriormente, se produce una pérdida de la resistencia a la tracción para luego dar paso a la fractura del material.

En el caso de Concepción, la riostra alcanza el valor máximo de compresión del orden de los 280 [tonf], es decir, existe un pandeo global y una resistencia post-pandeo del elemento, pero con un nivel de demanda inferior con respecto al registro de Constitución.

Para el caso de Viña del Mar, se puede apreciar que la riostra no llega a incursionar en el rango inelástico, es decir, no existe un pandeo global ni fluencia del arriostramiento. Esto se debe a la lejanía del sector (Viña del Mar) con respecto al epicentro del terremoto del 27 de febrero de 2010 ocurrido en Cobquecura, otorgando una menor demanda a la estructura. Los sismos más lejanos del epicentro afectan a edificios más flexibles ya que las ondas que se propagan con un mayor periodo coinciden con los periodos altos de las estructuras menos rígidas.

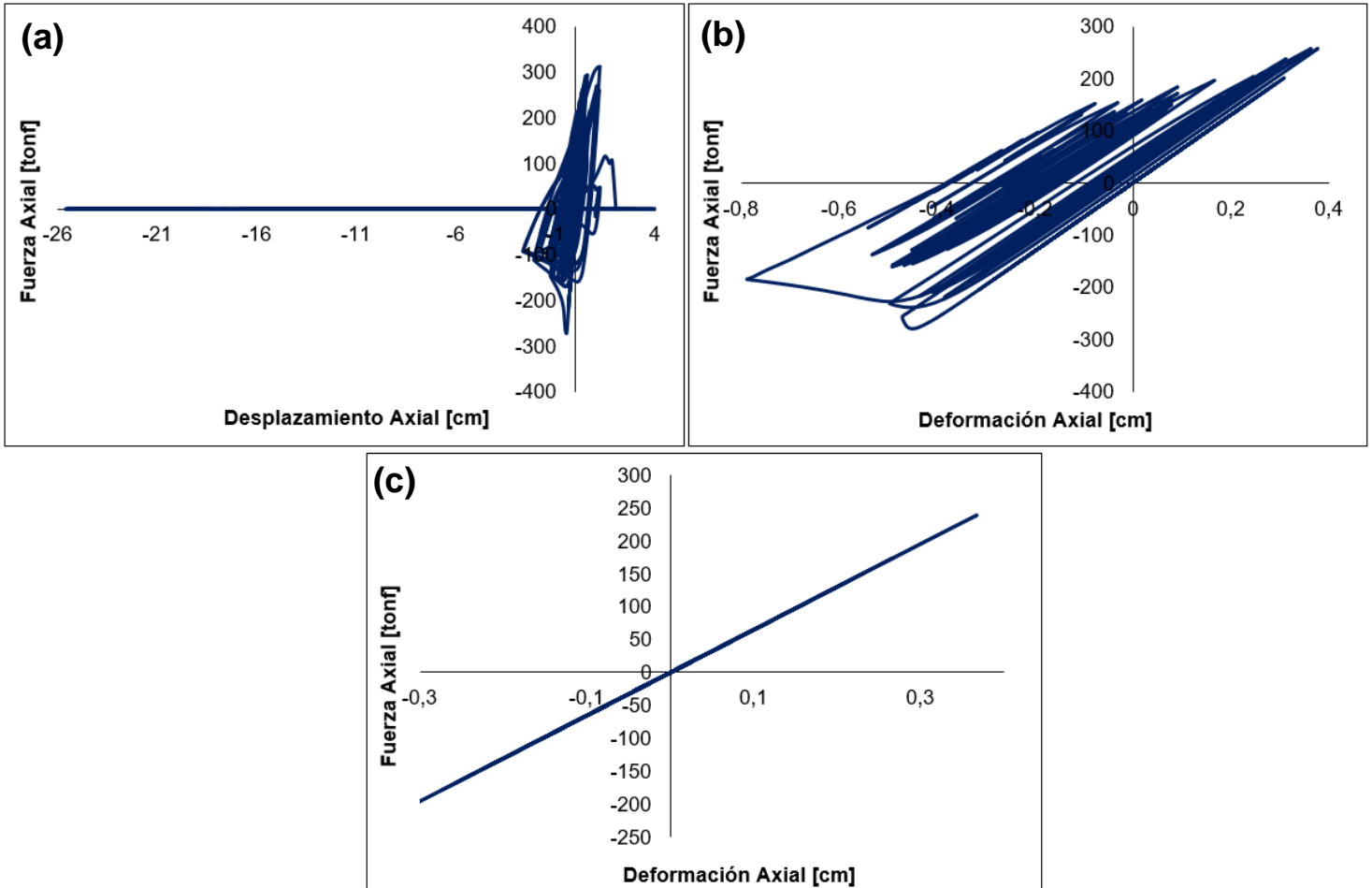


Figura 5.31: Histéresis SCBF, registro de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar – Edificio de 4 pisos.

En la Figura 5.32 (a), (b) y (c) se muestran las histéresis de la riostra *BRB* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar que en ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero. Sin embargo, en el registro de Viña del Mar, se observa como el *BRB* fluye alcanzando el rango inelástico con deformaciones de aproximadamente 1 [cm], a diferencia del sistema *SCBF* el cuál permanece dentro del rango elástico con deformaciones cercanas de 0.4 [cm]. Esto se debe a

la sensibilidad que tienen los *BRB* a las deformaciones, ocasionando que incursionen dentro del rango no lineal frente a registros con demandas bajas [97].

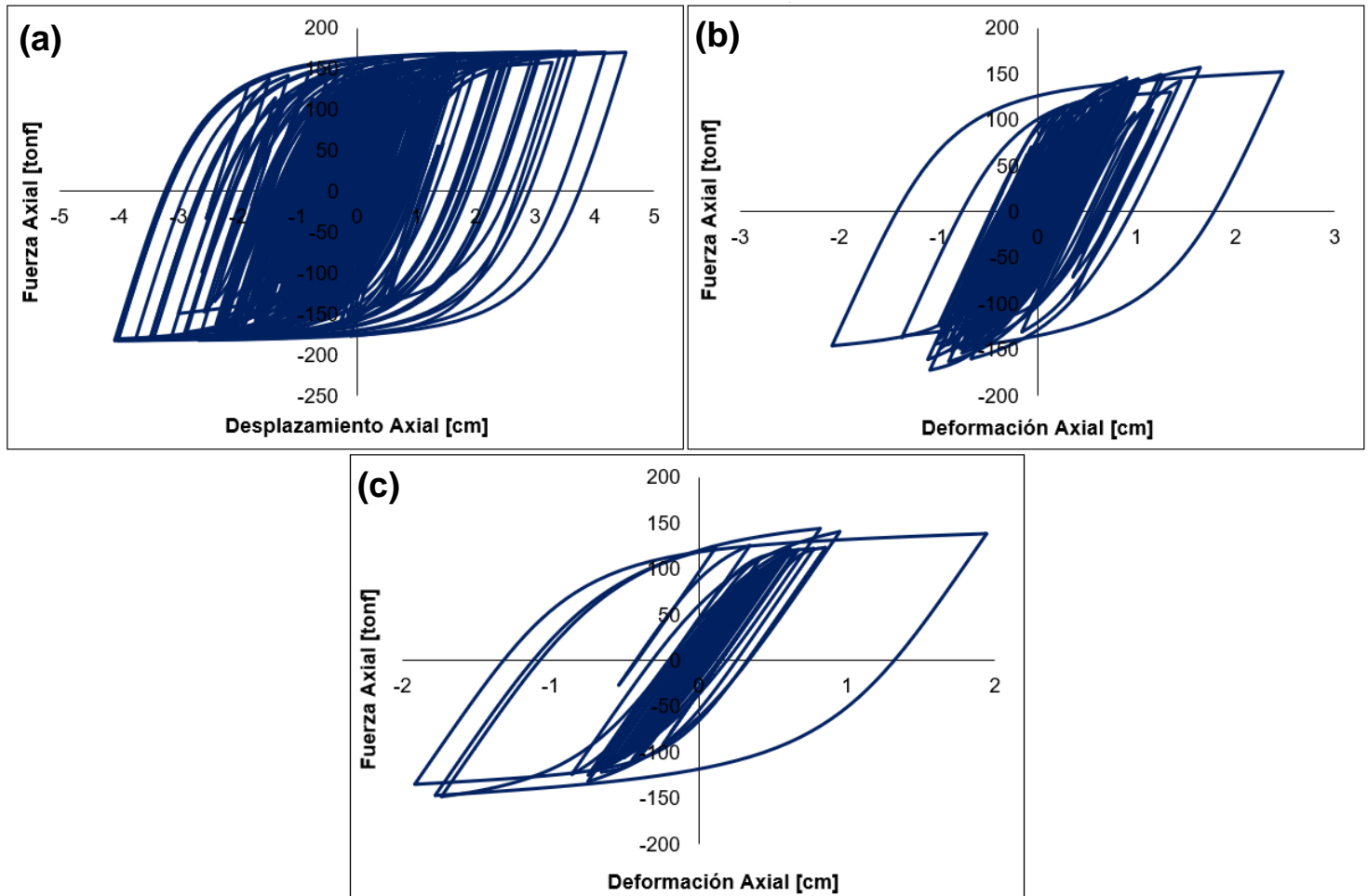


Figura 5.32: Histéresis *BRB*, registro de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar – Edificio de 4 pisos.

En la Figura 5.33 (a), (b) y (c) se observan las histéresis de la riostra con propiedad *SC* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar su comportamiento histéretico tipo “bandera” donde luego de cada ciclo, y a diferencia de los sistemas *SCBF* y *BRB*, la riostra vuelve a su posición original, disminuyendo así las deformaciones residuales. Para el registro de Constitución alcanza mayores deformaciones axiales que para los registros de Concepción y Viña del Mar, lo anterior se debe a la baja demanda sísmica de estos últimos en comparación con el de Constitución. En el registro de Constitución se sobrepasa la compresión máxima con un valor de 225 [tonf] y la tracción máxima con un valor de 220 [tonf], por lo que el núcleo de acero se fractura. En los registros de Concepción y Viña del Mar no se alcanza el valor de la compresión máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero.

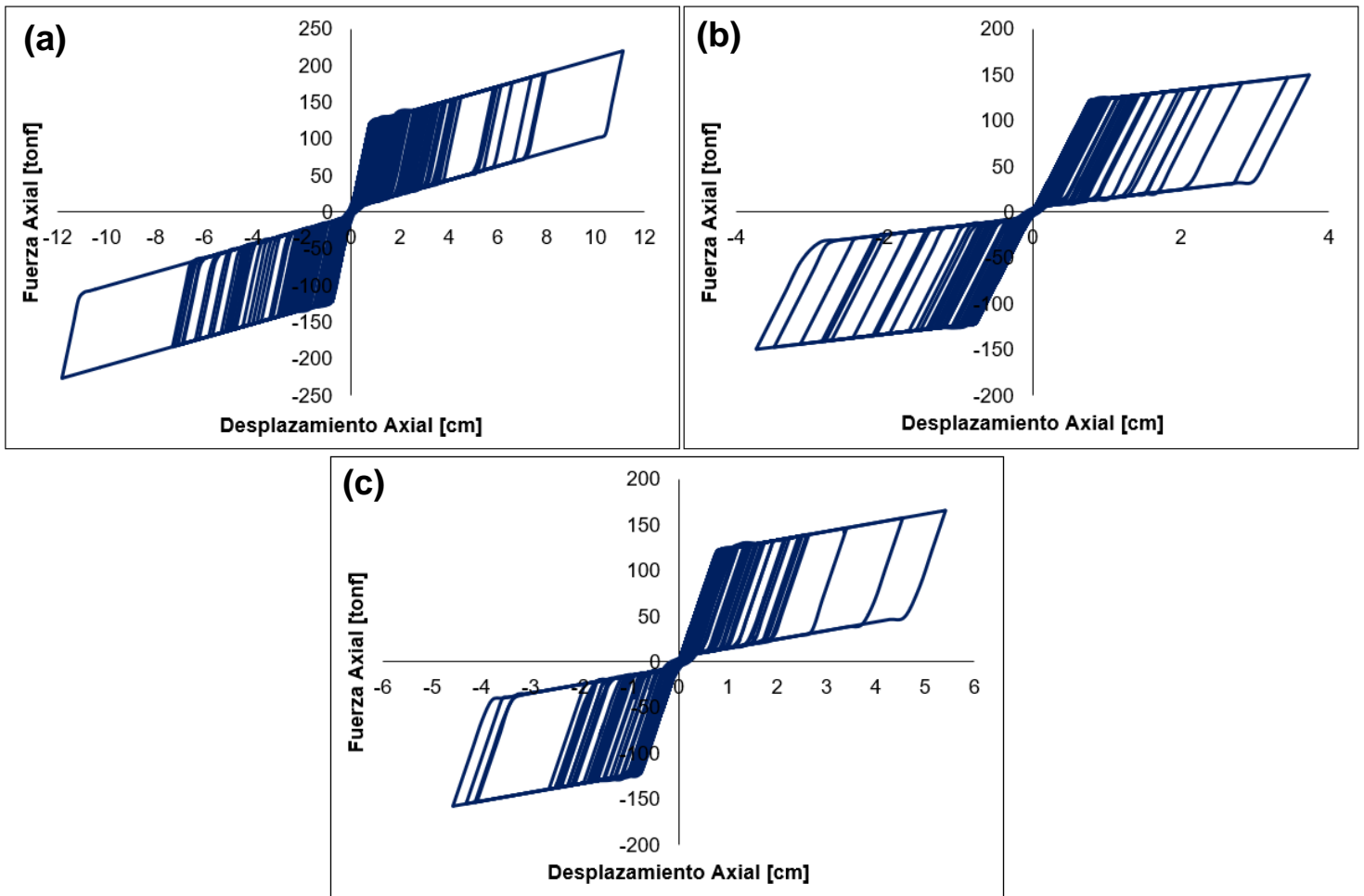


Figura 5.33: Histéresis SC, registro de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar – Edificio de 4 pisos.

### 5.5.2.2. Edificio de 8 pisos

El edificio de 8 pisos cuenta con un eje de arriostramientos externos y dos ejes de arriostramientos internos. Se realizó el análisis para las riostras del eje externo y, de manera simplificada, para un solo eje de riostras internas, ya que las riostras de los dos ejes internos se comportan de la misma manera.

En la Figura 5.34 (a), Figura 5.35 (a) y Figura 5.36 (a) se ilustran las histéresis de las riostras externas del sistema SCBF para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Para el caso de Constitución se muestra una figura similar a la obtenida por el análisis cuasiestático cíclico, es decir, se produce un pandeo global de la riostra al alcanzar una fuerza axial de 265 [tonf] y una fluencia del orden de 310 [tonf] cuando se somete a esfuerzos de tracción. Luego de diversos ciclos se observa una resistencia de post-pandeo máxima en el momento en que ésta se comprime con una deformación axial aproximada de 2 [cm]. Posteriormente, se produce una pérdida de la resistencia a la tracción para luego dar paso a la fractura del material.

En el caso de Concepción, la riostra alcanza el valor máximo de compresión con una fuerza axial de 290 [tonf], es decir, existe un pandeo global del elemento cuando alcanza una resistencia de 0,6 [cm] aproximadamente y el valor máximo a tracción del orden de 300 [tonf] a una deformación axial de 0,8 [cm].

Para el caso de Viña del Mar, se puede apreciar que la riostra no llega a incursionar en el rango inelástico, es decir, no existe un pandeo global ni fluencia del arriostamiento. Esto se debe a la baja demanda sísmica sobre la estructura. La riostra llega a deformaciones axiales de 0,4 [cm] aproximadamente.

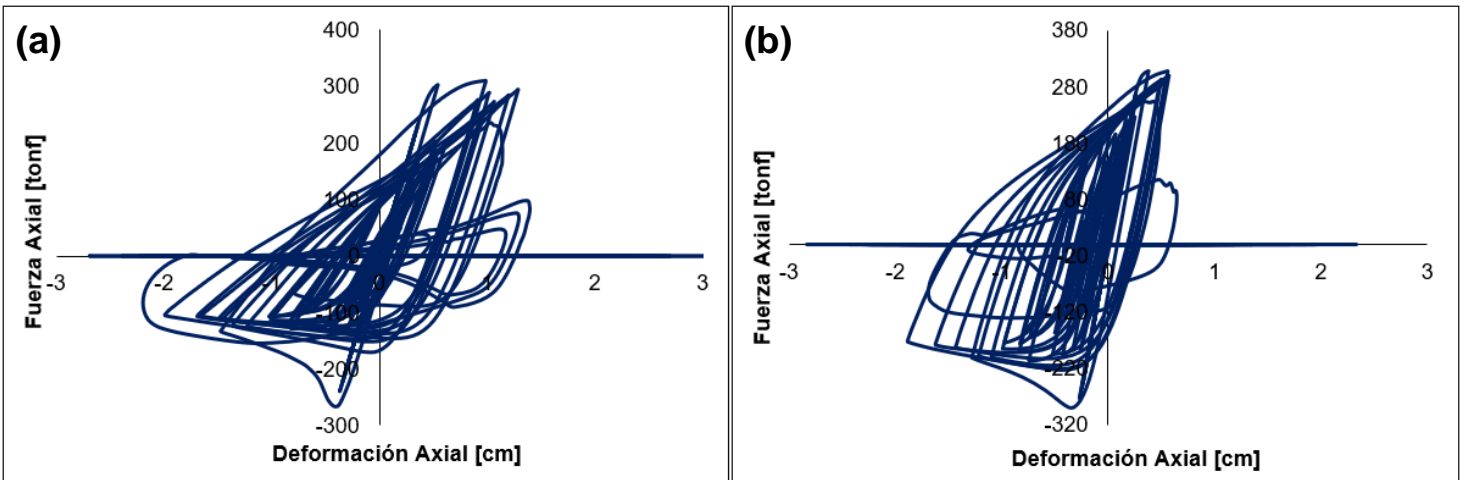


Figura 5.34: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Constitución – Edificio de 8 pisos.

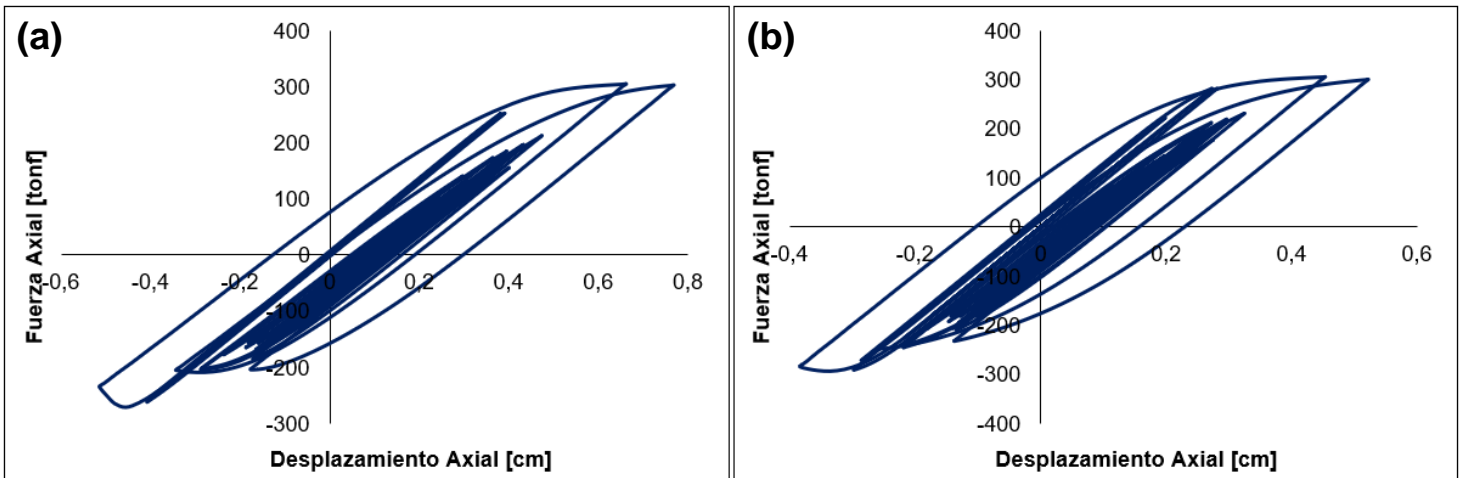


Figura 5.35: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Concepción – Edificio de 8 pisos.

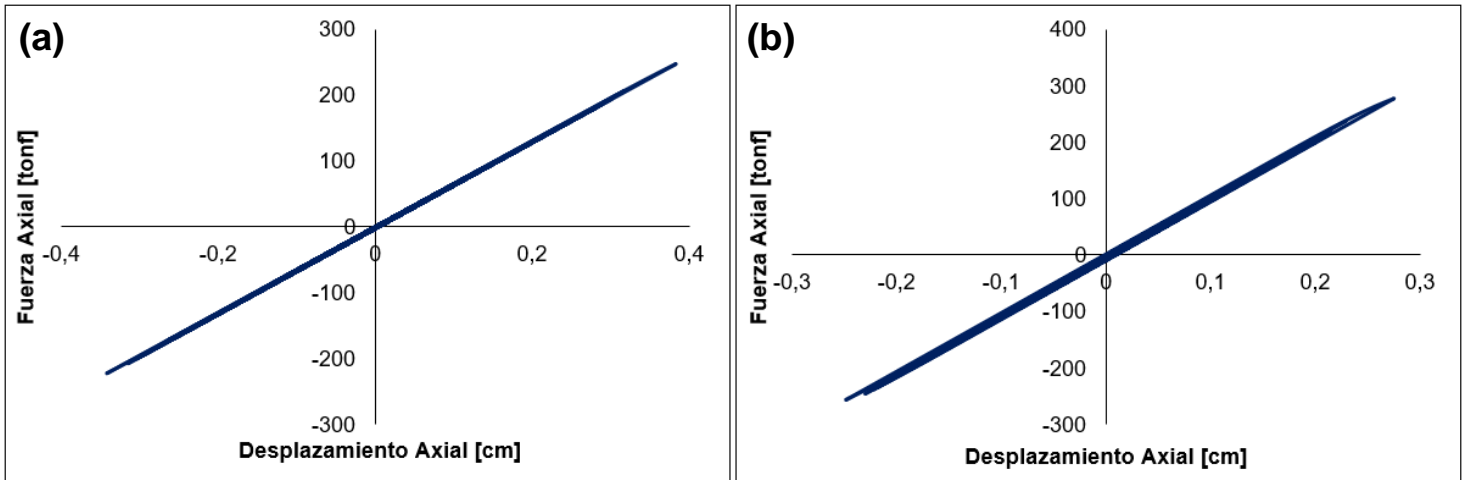


Figura 5.36: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Viña del Mar – Edificio de 8 pisos.

En la Figura 5.34 (b), Figura 5.35 (b) y Figura 5.36 (b) se ilustran las histéresis de las riostras internas del sistema SCBF para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Para cada registro ocurre exactamente lo mismo que para las riostras externas. En el caso Constitución, la figura es similar a la obtenida por el análisis cuasiestático cíclico, alcanzando un pandeo global con una fuerza axial de 290 [tonf] y una fluencia con una fuerza del orden de 310 [tonf]. En el caso de Concepción la riostra alcanza el valor máximo en tracción y compresión, en consecuencia, de esta última existe un pandeo global del elemento cuando alcanza una resistencia de 0,4 [cm] aproximadamente. Y finalmente para el caso de Viña del Mar la riostra no llega a incursionar en el rango inelástico, es decir, no existe un pandeo global ni fluencia del arriostramiento.

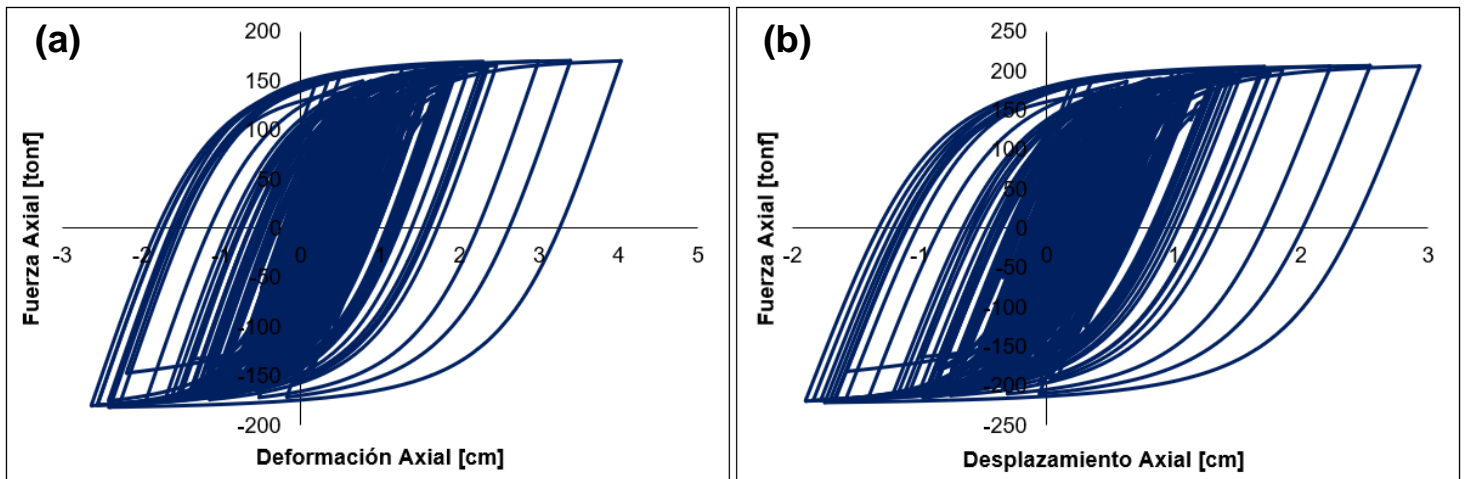


Figura 5.37: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Constitución – Edificio de 8 pisos.

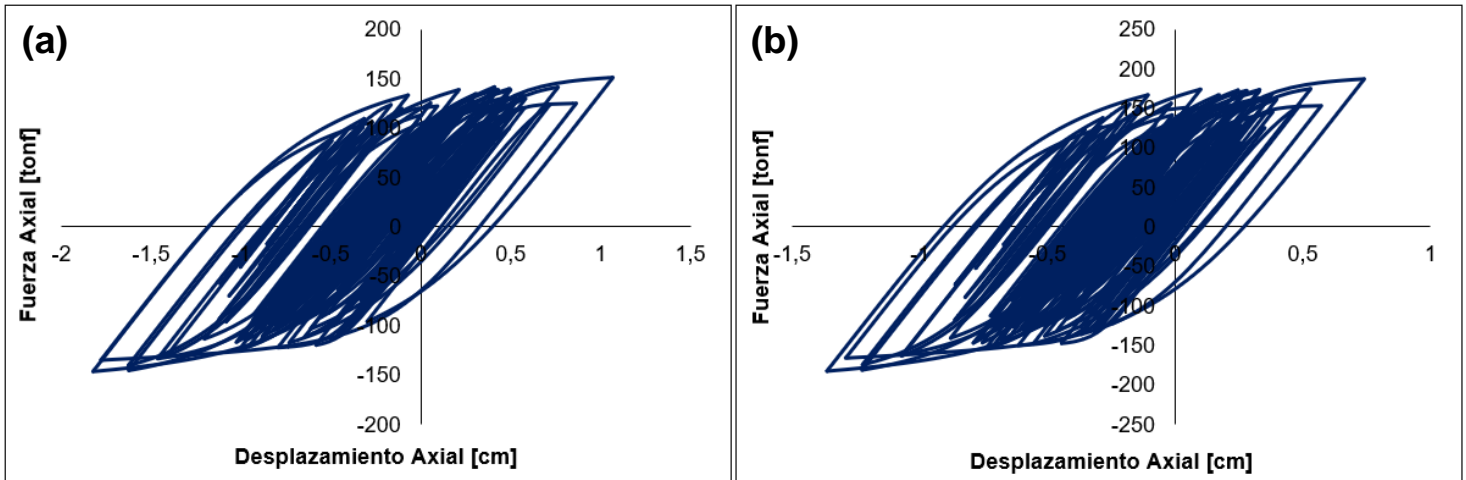


Figura 5.38: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna *BRB*, registro de Concepción – Edificio de 8 pisos.

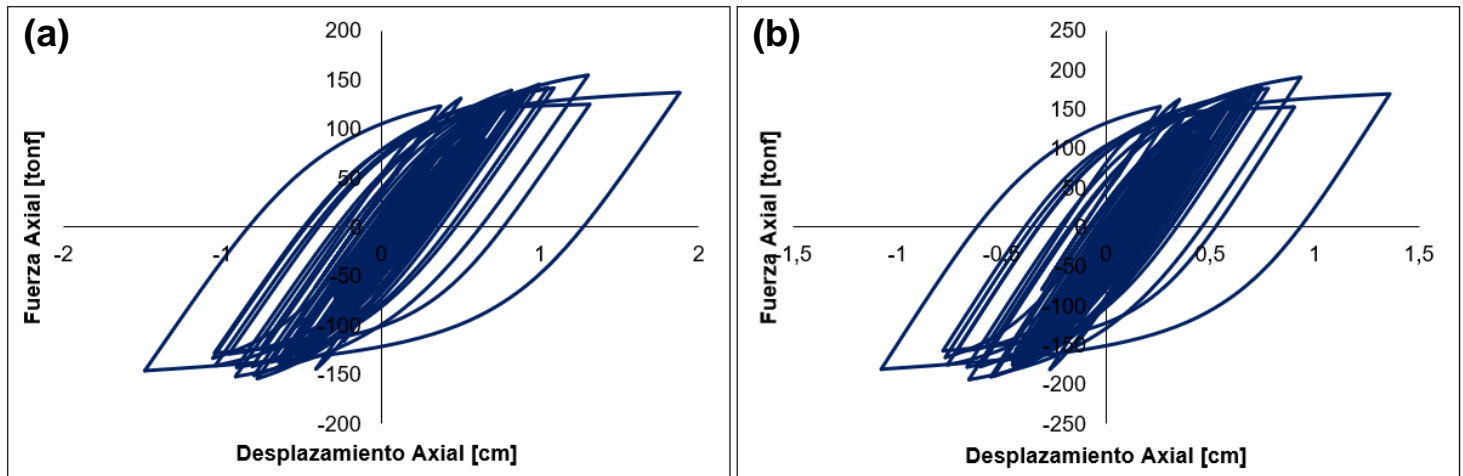


Figura 5.39: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna *BRB*, registro de Viña del Mar – Edificio de 8 pisos.

En la Figura 5.37 (a), Figura 5.38 (a) y Figura 5.39 (a) se muestran las histéresis de la riostra externas *BRB* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar que en ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión y la tracción máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero. Sin embargo, en el registro de Viña del Mar, se observa como el *BRB* fluye alcanzando el rango inelástico con deformaciones de aproximadamente 0,8 [cm], a diferencia del sistema *SCBF* el cuál permanece dentro del rango elástico con deformaciones cercanas de 0,4 [cm].

En la Figura 5.37 (b), Figura 5.38 (b) y Figura 5.39 (b) se muestran las histéresis de la riostra internas *BRB* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. De manera similar a las riostras externas, se puede apreciar que en ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión y tracción máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero y que en todos los registros las riostras incursionan el rango inelástico.

En la Figura 5.40 (a), Figura 5.41 (a) y Figura 5.42 (a) se observan las histéresis de la riostra externa con propiedad SC para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar su comportamiento histéretico tipo “bandera” donde luego de cada ciclo, y a diferencia de los sistemas SCBF y BRB, la riostra vuelve a su posición original, disminuyendo así las deformaciones residuales. En ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión y tracción máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero.

En la Figura 5.40 (b), Figura 5.41 (b) y Figura 5.42 (b) se observan las histéresis de la riostra externa con propiedad SC para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar su comportamiento histéretico tipo “bandera” donde luego de cada ciclo, y a diferencia de los sistemas SCBF y BRB, la riostra vuelve a su posición original, disminuyendo así las deformaciones residuales. En ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión y tracción máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero.

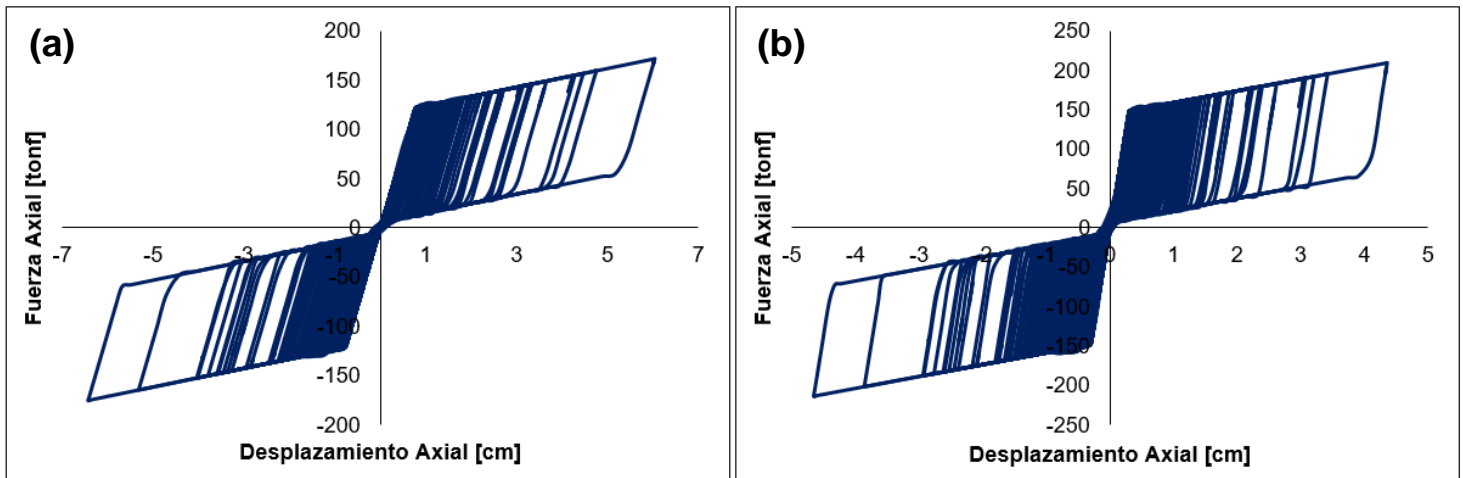


Figura 5.40: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Constitución – Edificio de 8 pisos.

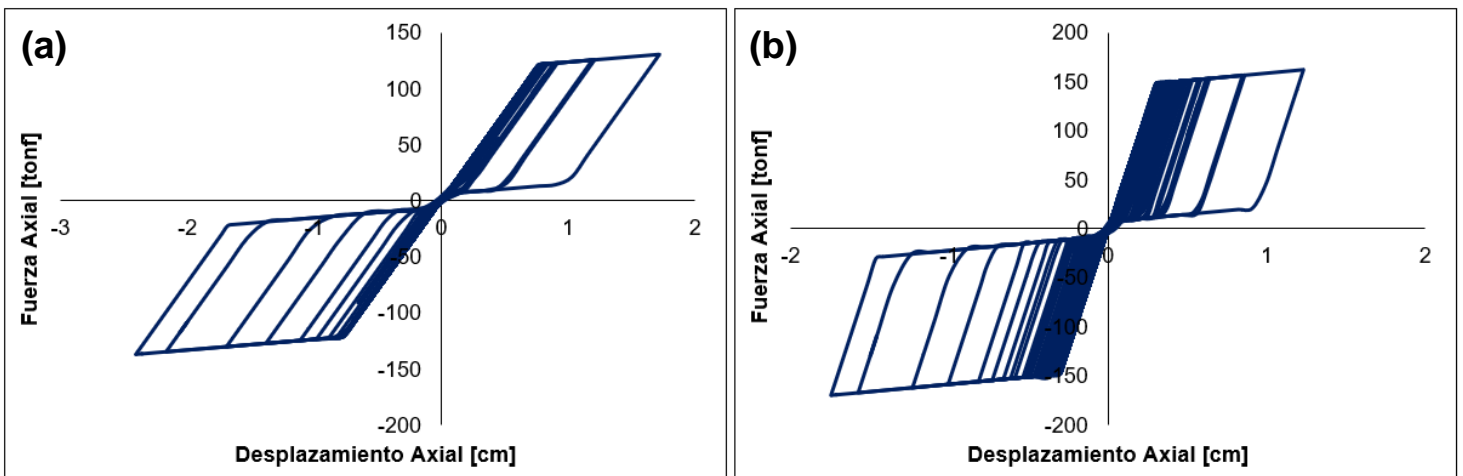


Figura 5.41: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Concepción – Edificio de 8 pisos.

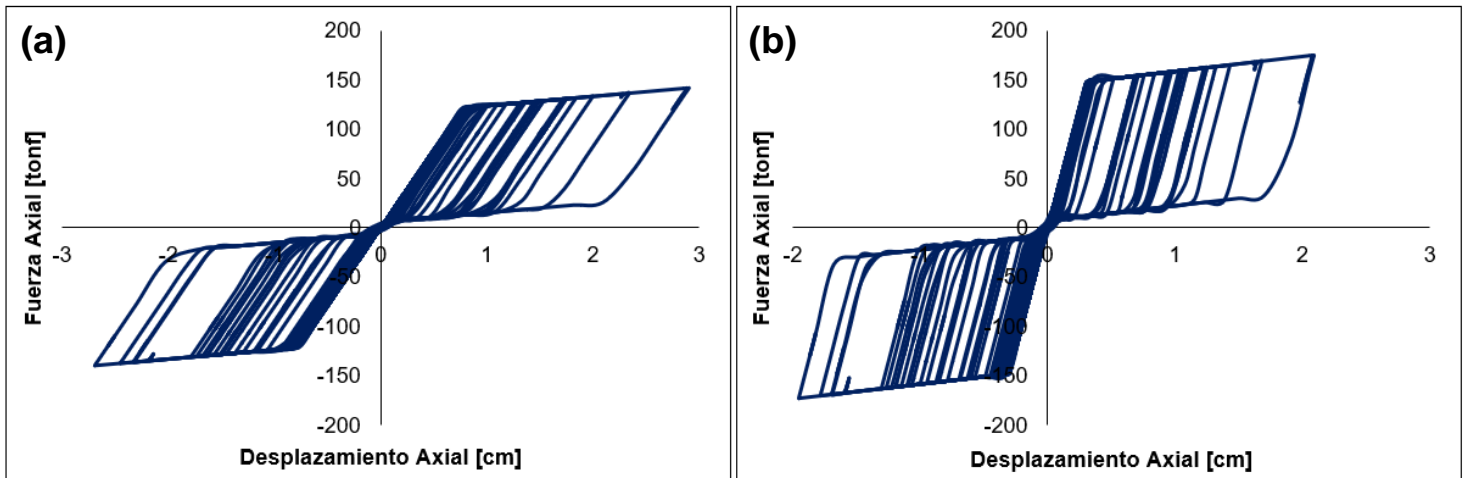


Figura 5.42: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Viña del Mar – Edificio de 8 pisos.

### 5.5.2.3. Edificio de 12 pisos

Similar al caso del edificio de 8 pisos, el edificio de 12 pisos cuenta con un eje de arriostramientos externos y dos ejes de arriostramientos internos. Se realizó el análisis para las riostras del eje externo y, de manera simplificada, para un solo eje de riostras internas, ya que las riostras de los dos ejes internos se comportan de la misma manera.

En la Figura 5.43 (a), Figura 5.44 (a) y Figura 5.45 (a) se ilustran las histéresis de las riostras externas del sistema *SCBF* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Para el caso de Constitución se muestra una figura similar a la obtenida por el análisis cuastiestático cíclico, es decir, se produce un pandeo global de la riostra que alcanza las 270 [tonf] y una fluencia del orden de 320 [tonf] cuando se somete a esfuerzos de tracción. Luego de diversos ciclos se observa una resistencia de post-pandeo máxima en el momento en que ésta se comprime con una deformación axial aproximada de 1,5 [cm]. Posteriormente, se produce una pérdida de la resistencia a la tracción para luego dar paso a la fractura del material.

En el caso de Concepción, la riostra alcanza el valor máximo de compresión del orden de las 280 [tonf], es decir, existe un pandeo global del elemento cuando alcanza una resistencia de 0,6 [cm] aproximadamente y el valor máximo a tracción del orden de 310 [tonf] a una deformación axial de 2 [cm].

Para el caso de Viña del Mar, se puede apreciar que la riostra incursiona en el rango elástico, es decir, existe un pandeo global y fluencia del arriostramiento. Lo anterior ocurre debido a que los sismos más lejanos del epicentro afectan a edificios más flexibles ya que las ondas que se propagan con un mayor periodo coinciden con los periodos altos de las estructuras menos rígidas. La resistencia máxima a tracción es del orden de 310 [tonf] y la a compresión es del orden de 280 [tonf], alcanzando un desplazamiento axial post-pandeo de 1 [cm]. Caso contrario al edificio de 4 pisos con sistemas *SCBF* el cual ante la demanda sísmica del registro de Viña del Mar no incursionaba en el rango inelástico, esto es debido a que el edificio de 12 pisos posee una mayor altura al edificio de 4 piso.

En la Figura 5.43 (b), Figura 5.44 (b) y Figura 5.45 (b) se ilustran las histéresis de las riostras internas del sistema *SCBF* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Para cada registro ocurre exactamente lo mismo que para las riostras externas. En el caso Constitución, la figura es similar a la obtenida por el análisis cuasi estático cíclico, alcanzando un pandeo global y una fluencia de la riostra. En el caso de Concepción la riostra alcanza el valor máximo en tracción y compresión, en consecuencia, de esta última existe un pandeo global del elemento cuando alcanza una resistencia de 0,6 [cm] aproximadamente. Y finalmente para el caso de Viña del Mar la riostra incursiona en el rango inelástico al igual que la riostra externa, existiendo un pandeo global y fluencia del arriostramiento.

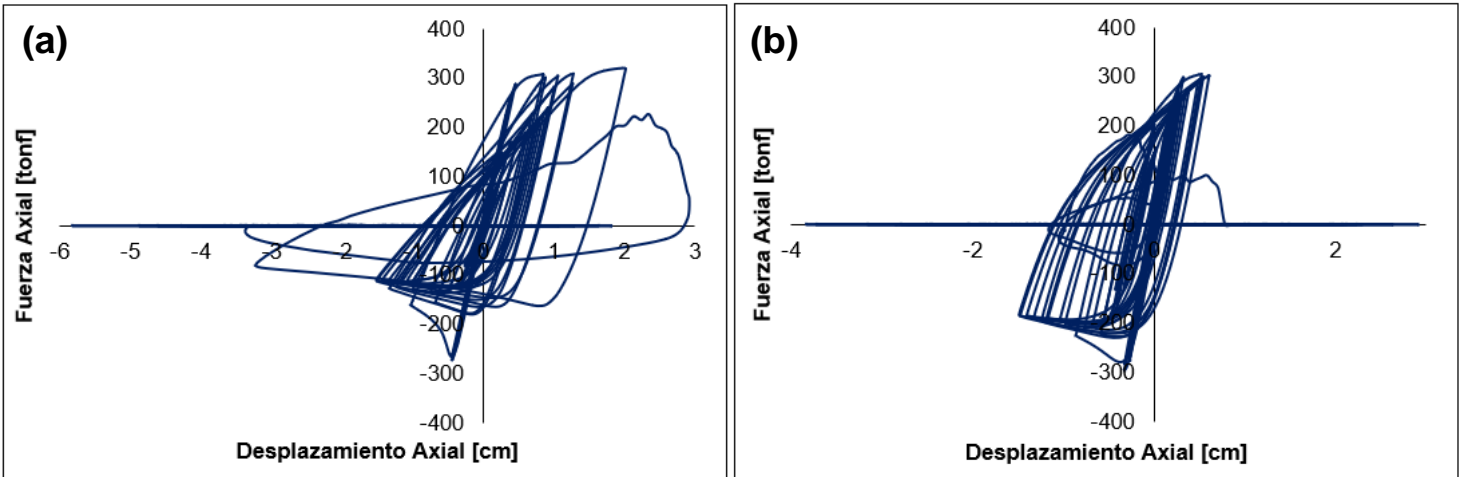


Figura 5.43: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna *SCBF*, registro de Constitución – Edificio de 12 pisos.

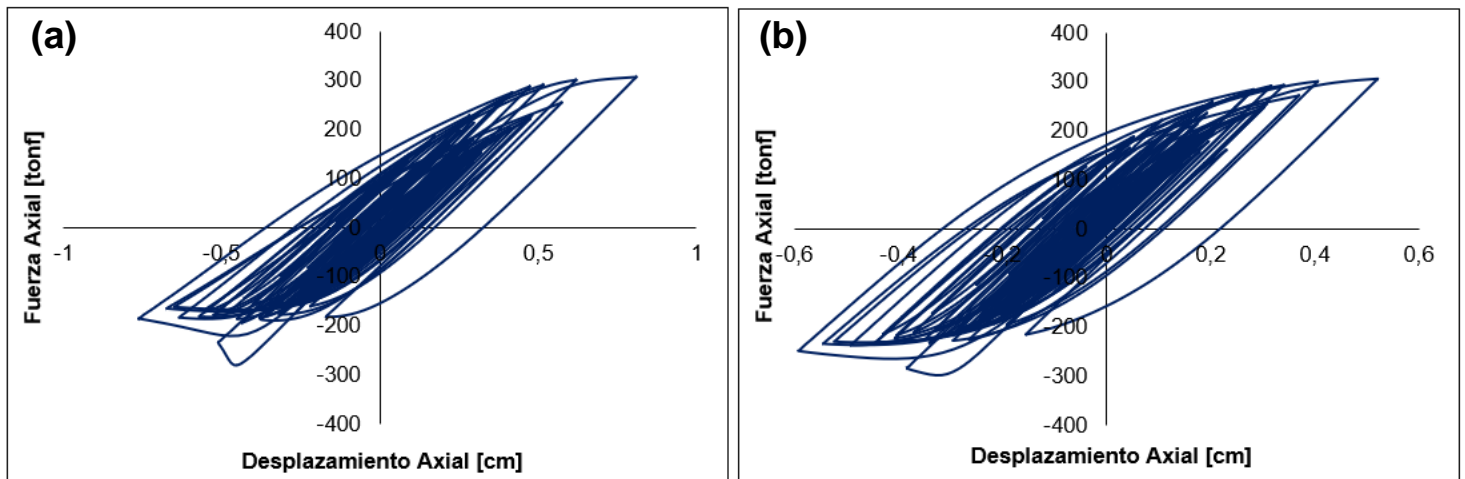


Figura 5.44: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna *SCBF*, registro de Concepción – Edificio de 12 pisos.

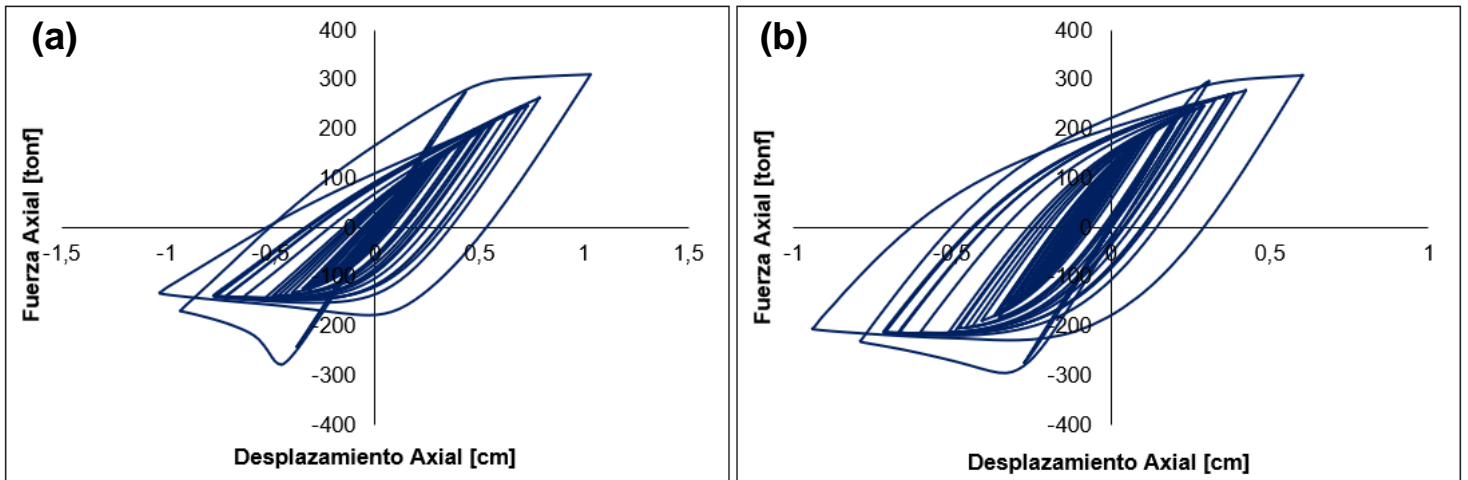


Figura 5.45: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SCBF, registro de Viña del Mar – Edificio de 12 pisos.

En la Figura 5.46 (a), Figura 5.47 (a) y Figura 5.48 (a) se muestran las histéresis de la riostra externas BRB para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar en el registro de Constitución no se alcanza el valor de la compresión y tracción máximos, por la riostra no ha alcanzado una fluencia y un pandeo global, sin embargo, los valores alcanzados tanto para la tracción como para la compresión están muy cercanos a los valores máximos. En el registro de Concepción la riostra solamente incursa en el rango inelástico. Al igual que en la riostra externa del modelo SCBF, en el registro de Viña del Mar, la riostra externa tipo BRB también incursa en el rango inelástico, pero sin llegar ni a la tracción ni a la compresión máxima.

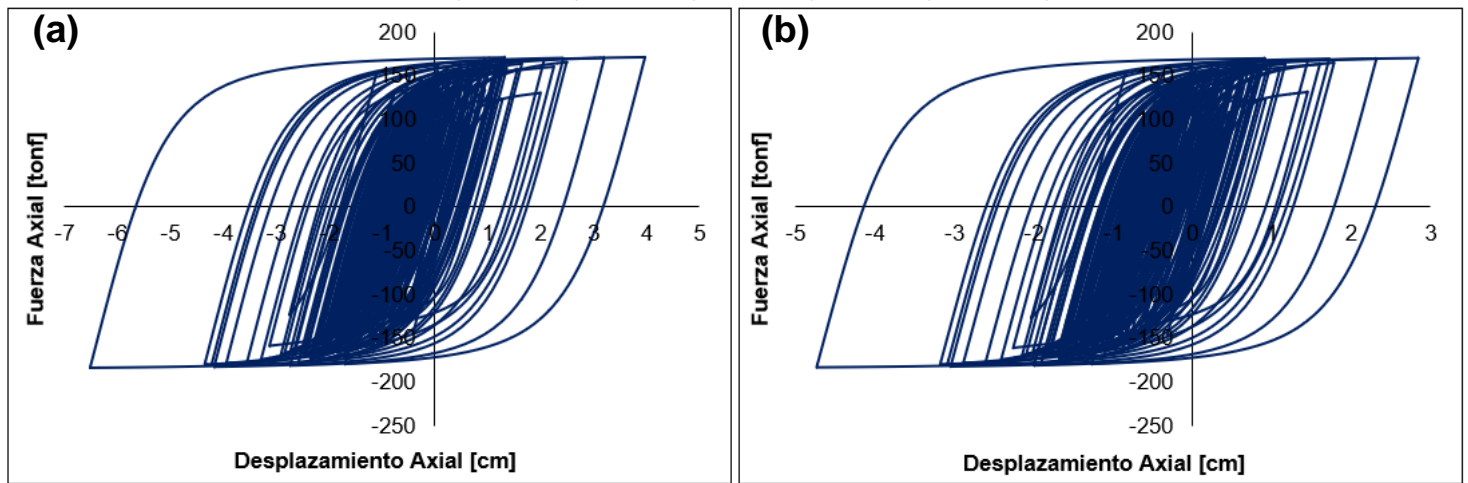


Figura 5.46: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna BRB, registro de Constitución – Edificio de 12 pisos.

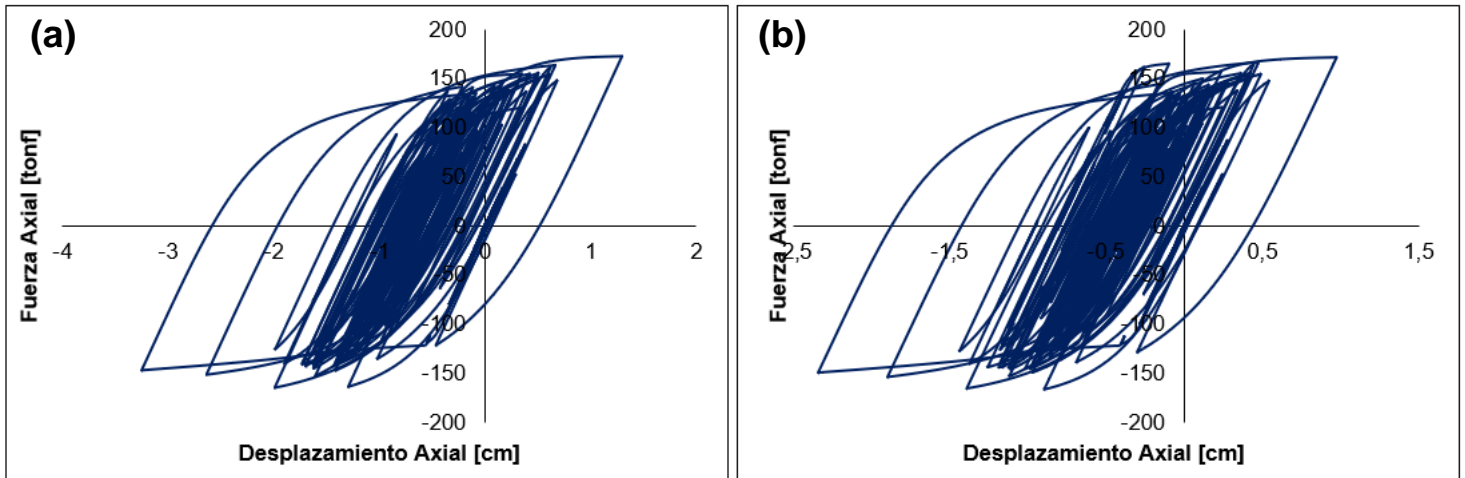


Figura 5.47: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna *BRB*, registro de Concepción – Edificio de 12 pisos

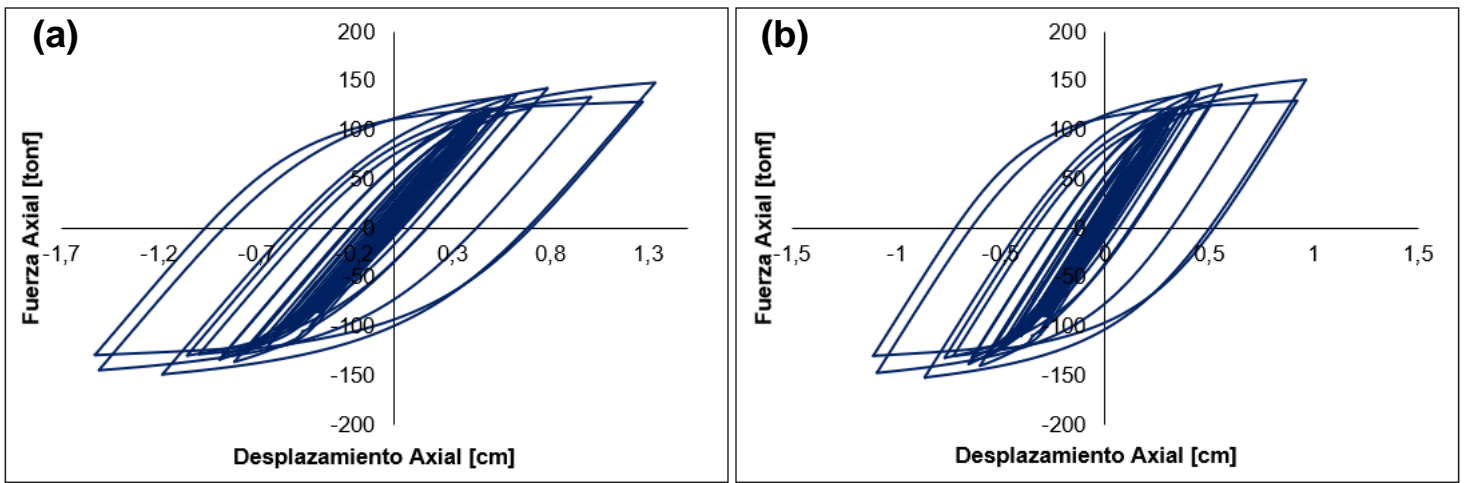


Figura 5.48: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna *BRB*, registro de Viña del Mar – Edificio de 12 pisos.

En la Figura 5.46 (b), Figura 5.47 (b) y Figura 5.48 (b) se muestran las histéresis de la riostra internas *BRB* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Similar a la riostra externa, en el registro de Constitución la riostra interna no llegó ni a la tracción ni a la compresión máxima, no obstante, los valores están muy cerca del límite máximo. En el registro de Concepción, se puede apreciar que la riostra incursiona en el rango ni lineal sin superar los límites máximos de tracción y compresión, similar a la riostra externa. Y finalmente, en el registro de Viña del Mar, la riostra también incursionó en el rango inelástico, pero sin llegar a los valores máximos de tracción y compresión.

En la Figura 5.49 (a), Figura 5.50 (a) y Figura 5.51 (a) se observan las histéresis de la riostra externa con propiedad SC para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar su comportamiento histéretico tipo “bandera” donde luego de cada ciclo, y a diferencia de los sistemas SCBF y BRB, la riostra vuelve a su posición original, disminuyendo así las deformaciones residuales. En ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión y tracción máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero. No obstante, en el registro de Constitución, el elemento está al límite de los valores máximos de tracción y compresión. El desplazamiento axial en el registro de Constitución es mayor al de Concepción y de Viña del Mar, lo anterior se debe a que la mayor demanda sísmica en el registro de Concepción.

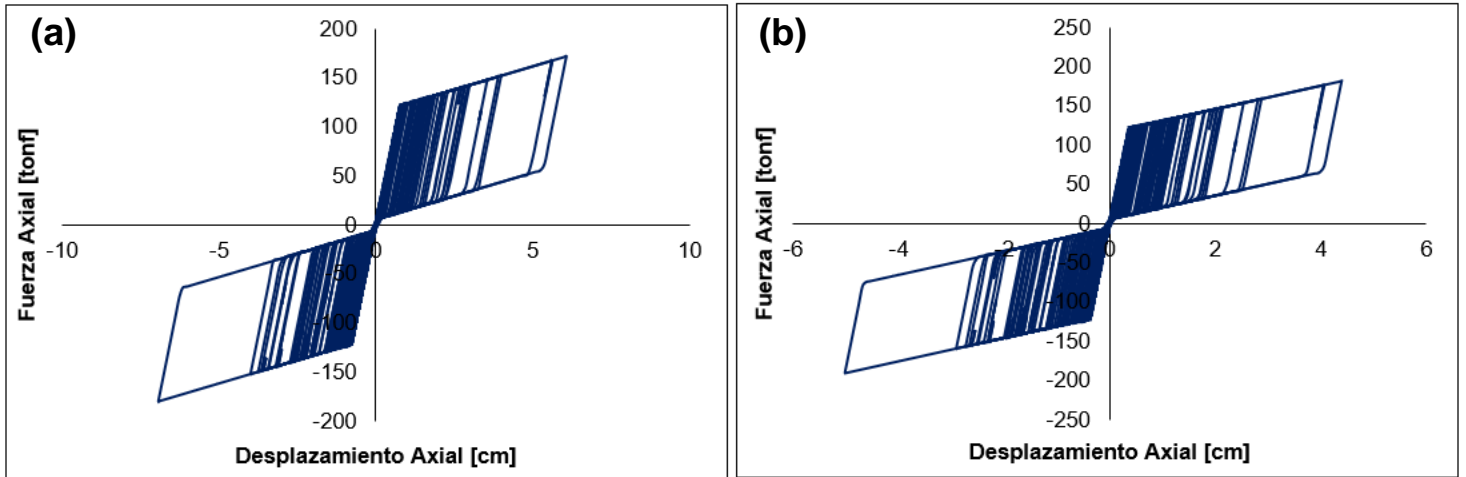


Figura 5.49 Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Constitución – Edificio de 12 pisos.

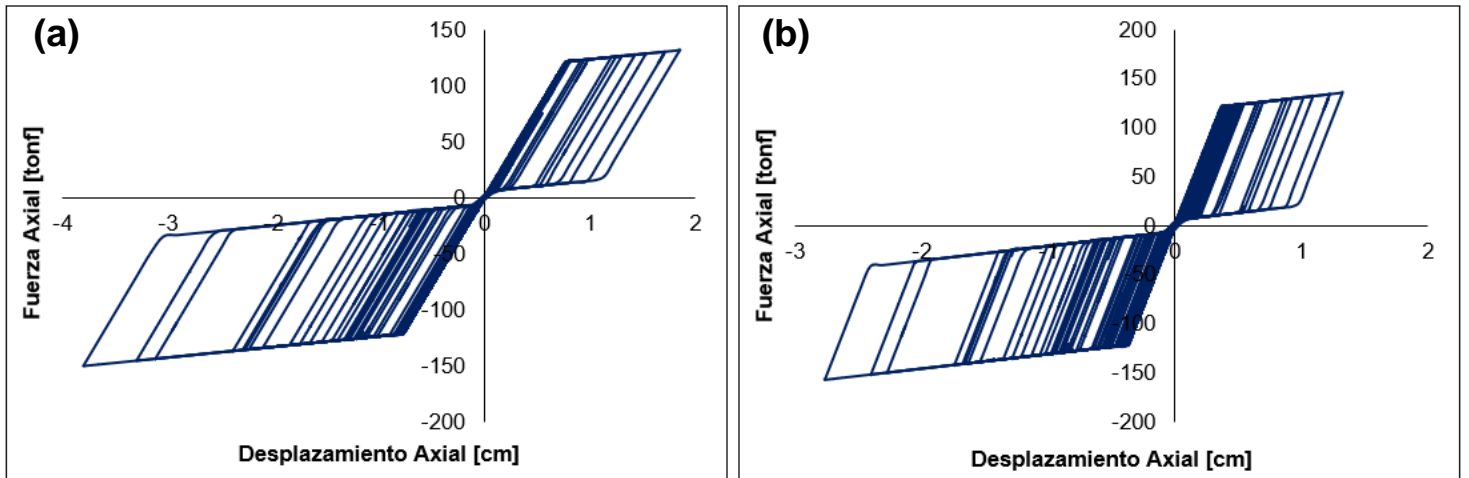


Figura 5.50: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Concepción – Edificio de 12 pisos.

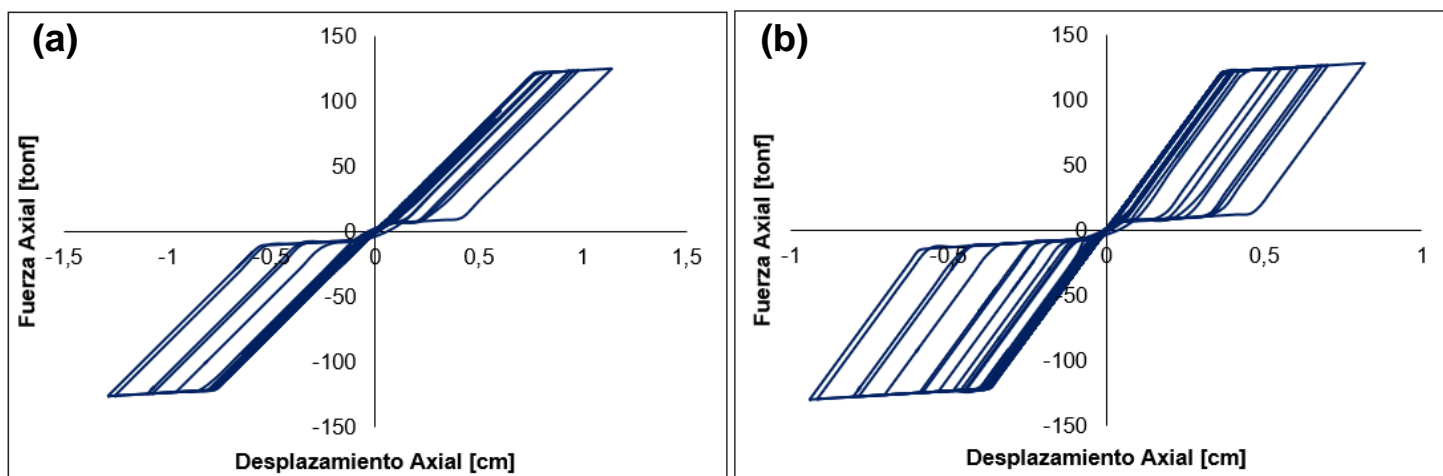


Figura 5.51: Histéresis riostra (a) externa e (b) interna SC, registro de Viña del Mar – Edificio de 12 pisos.

En la Figura 5.49 (b), Figura 5.50 (b) y Figura 5.51 (b) se observan las histéresis de la riostra interna con propiedad SC para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar su comportamiento histéretico tipo “bandera” donde luego de cada ciclo, y a diferencia de los sistemas *SCBF* y *BRB*, la riostra vuelve a su posición original, disminuyendo así las deformaciones residuales. En el registro de Constitución, la riostra sobrepasa el límite de tracción y compresión con fuerzas del orden de las 180 [tonf] y 190 [tonf], respectivamente, por lo que la riostra alcanzó la fluencia y un pandeo global. En los registros de Concepción y Viña del Mar ninguna riostra interna alcanza el valor de la compresión y tracción máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero. Sin embargo, los desplazamientos axiales son mayores en el registro de Concepción que en el de Viña del Mar.

### 5.5.3. Deformaciones residuales

#### 5.5.3.1. Edificio de 4 pisos

En la Figura 5.52 y Figura 5.53 se presentan las deformaciones residuales del edificio de 4 pisos para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Estos resultados se obtuvieron añadiendo 60 segundos al final de cada registro, de manera que la estructura oscile con una vibración libre hasta converger a una deformación remanente en cada piso.

A modo general, los resultados muestran la capacidad de recentrado de los sistemas con elementos SC donde la deformación residual es casi nula, a diferencia de los sistemas *SCBF* y *BRB* donde se aprecia una deformación remanente en los tres registros. Para el caso del sistema *BRB* se observa una deformación residual para los tres registros, no obstante, sus valores son menores a 1 [cm].

Sin embargo, se presentan algunas particularidades en algunos registros con algunos sistemas:

- ✓ Para el registro de Constitución, se muestran la capacidad de recentrado del sistema *SC*, pero también destaca del sistema *SCBF*, el cual obtiene la mayor deformación residual con un valor de 62 [cm] (dentro de los tres registros), lo que fue ocasionado por la fractura de las riostras del primer piso que generaron un efecto de piso blando en la estructura; lo anterior fue nombrado como un posible suceso para este tipo de sistema de arriostramiento en la sección 2.3.1. Para el caso de los sistemas *BRB* se observa una deformación residual, sin embargo, su valor es menor a 1 [cm].
  
- ✓ Para el registro de Concepción y Viña del Mar ocurre un comportamiento similar, en el sistema con arriostramiento *SC*, que, para el registro de Constitución, notando la capacidad de autocentrado con deformaciones casi nulas. No obstante, la estructura con sistema *BRB*, si bien, dan deformaciones residuales relativamente bajas, dan mayores que los sistemas *SCBF*, lo que se debe a que los sistemas *BRB* tienden a quedar con grandes deformaciones residuales después de un evento sísmico.

En la Tabla 5.18 se observan las deformaciones residuales máximas para cada sistema en unidades de centímetros, en porcentaje de *drift* residual máximo de techo y en porcentaje de *drift* residual máximo de entepiso.

Tabla 5.18: Valores máximos de deformación residual para cada sistema – 4 pisos.

<b>Sistema</b>	<b>Registro</b>	<b>Deformación residual máxima [cm]</b>	<b><i>Drift</i> residual máximo de techo [%]</b>	<b><i>Drift</i> residual máximo de entepiso [%]</b>
<i>SCBF</i>	Constitución	62,09	4,70	18,82
	Concepción	0,361	0,027	0,109
	Viña del Mar	0,0063	0,00048	0,0019
<i>BRB</i>	Constitución	0,25	0,02	0,08
	Concepción	0,495	0,038	0,150
	Viña del Mar	0,1053	0,0080	0,0319
<i>SC</i>	Constitución	0,15	0,01	0,04
	Concepción	0,022	0,002	0,007
	Viña del Mar	0,0303	0,0023	0,0092

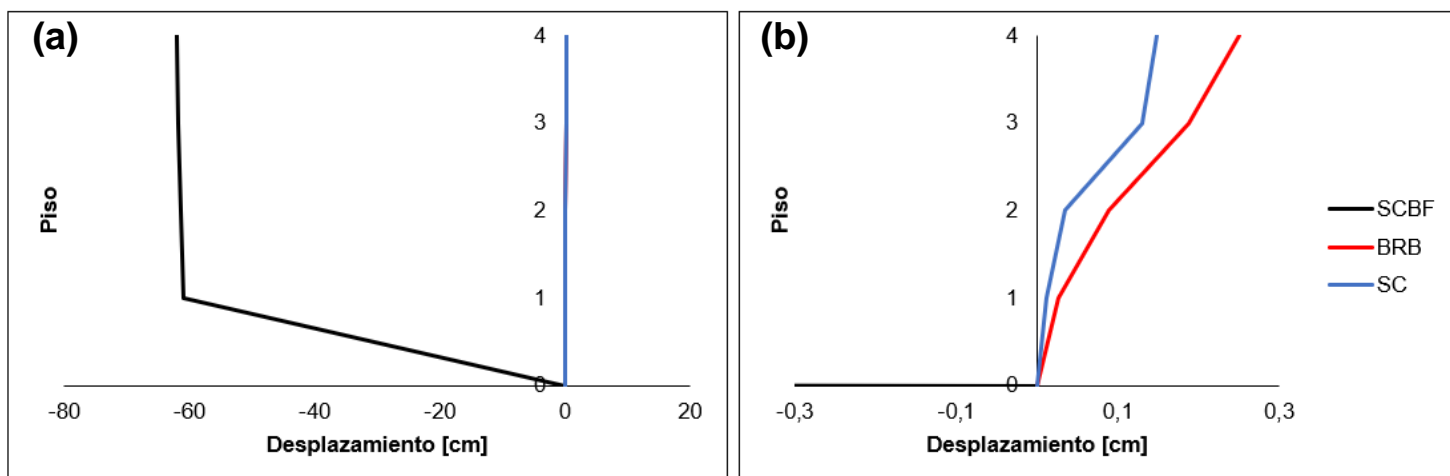


Figura 5.52: Deformaciones residuales, Constitución, dirección de análisis X (a) todos los sistemas y (b) sistemas *BRB* y *SC* en detalle – 4 pisos.

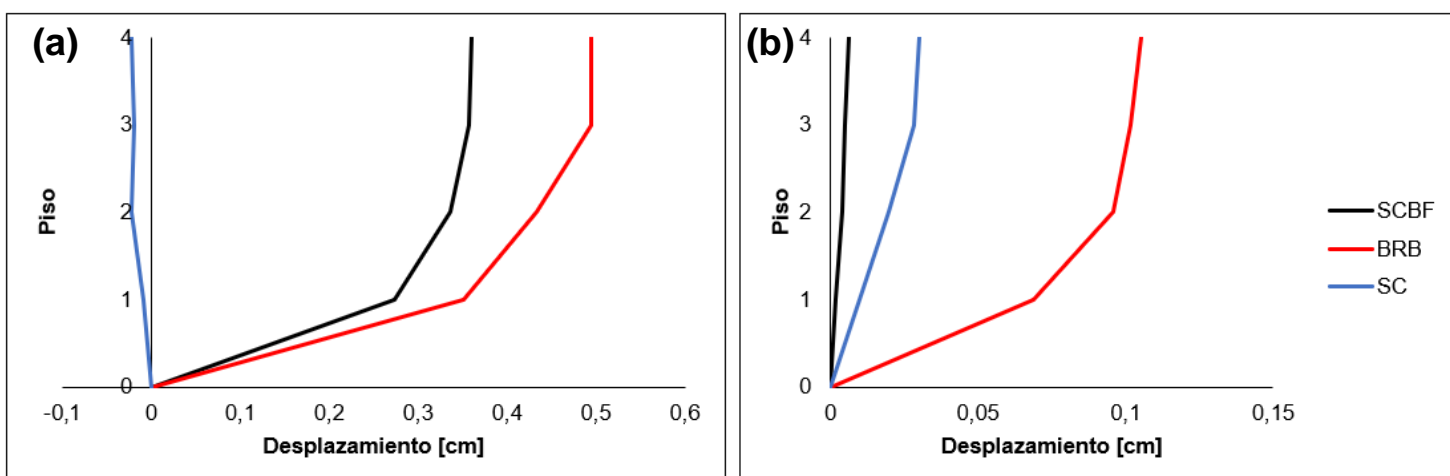


Figura 5.53: Deformaciones residuales, (a) Concepción y (b) Viña del Mar, dirección de análisis X – 4 pisos.

### 5.5.3.2. Edificio de 8 pisos

En la Figura 5.54 y Figura 5.55 se presentan las deformaciones residuales para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. De igual manera que para el edificio de 4 pisos, estos resultados se obtuvieron añadiendo 60 segundos al final de cada registro, de manera que la estructura oscile con una vibración libre hasta converger a una deformación remanente en cada piso.

De manera general, para los tres registros, se evidencia la capacidad de recentrado de los sistemas *SC*, con deformaciones residuales casi nulas. Caso contrario con los sistemas *SCBF* y *BRB*, en donde sí se aprecian deformaciones remanentes. La mayor deformación residual la obtiene el sistema *BRB* utilizando el registro de Constitución con un valor de 0,8 [cm].

Para el caso del sistema *SCBF*, se observa deformación residual en los tres registros, pero sus valores son relativamente bajos, siendo menores a 1 [cm]. Particularmente, en el registro de Constitución, el comportamiento de la curva del sistema *SCBF* se puede ver influenciado por segundo modo de vibrar de la estructura.

En la Tabla 5.19 se observan las deformaciones residuales máximas para cada sistema en unidades de centímetros, en porcentaje de *drift* residual máximo de techo y en porcentaje de *drift* residual máximo de entrepiso.

Tabla 5.19: Valores máximos de deformación residual para cada sistema – 8 pisos.

Sistema	Registro	Deformación residual máxima [cm]	<i>Drift</i> residual máximo de techo [%]	<i>Drift</i> residual máximo de entrepiso [%]
<i>SCBF</i>	Constitución	0,10	0,01	0,03
	Concepción	0,359	0,027	0,109
	Viña del Mar	0,0320	0,00242	0,0097
<i>BRB</i>	Constitución	0,8	0,06	0,24
	Concepción	0,650	0,049	0,197
	Viña del Mar	0,2941	0,0223	0,0891
<i>SC</i>	Constitución	0,20	0,02	0,06
	Concepción	0,014	0,001	0,004
	Viña del Mar	0,0130	0,001	0,0039

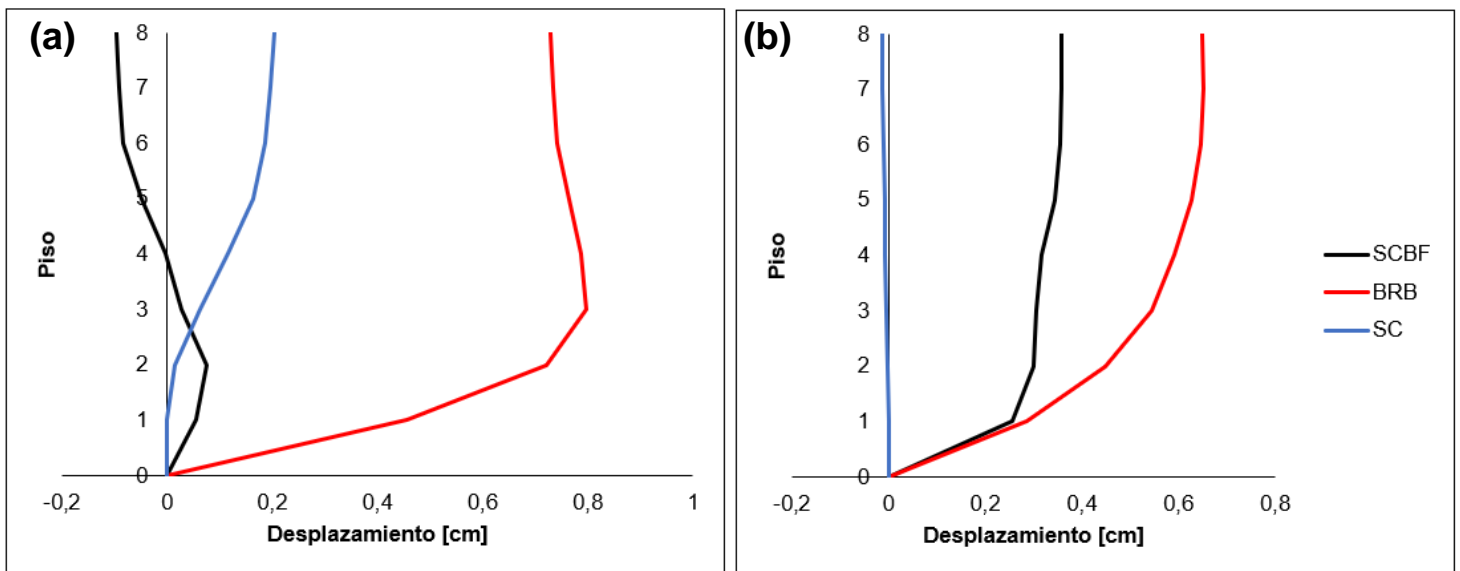


Figura 5.54: Deformaciones residuales, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 8 pisos.

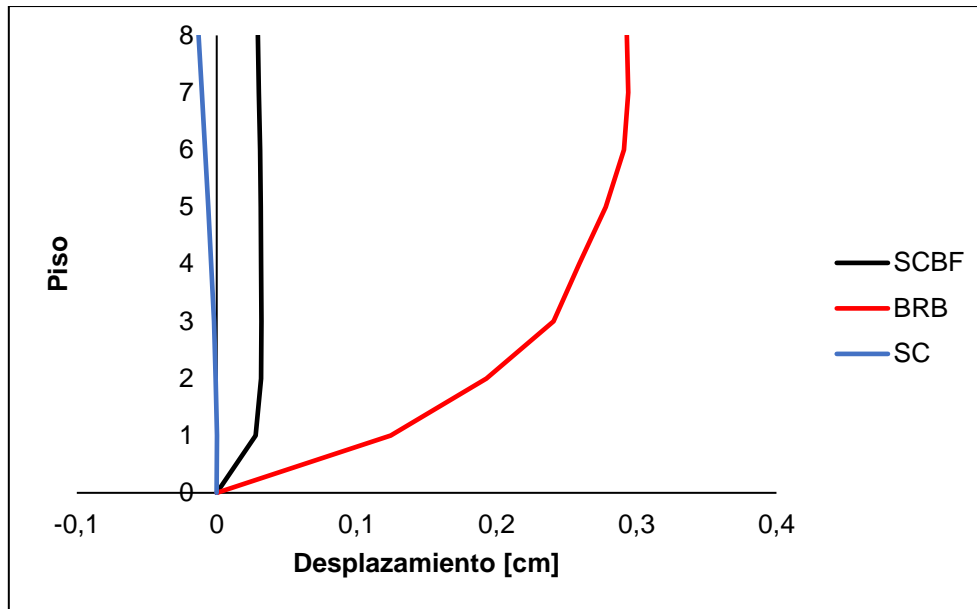


Figura 5.55: Deformaciones residuales, Viña del Mar, dirección de análisis X – 8 pisos.

### 5.5.3.3. Edificio de 12 pisos

En la Figura 5.56 se presentan las deformaciones residuales para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. De igual manera que para los demás edificios, estos resultados se obtuvieron añadiendo 60 segundos al final de cada registro, de manera que la estructura oscile con una vibración libre hasta converger a una deformación remanente en cada piso.

De manera general, para los tres registros, los resultados muestran la capacidad de recentrado de los sistemas SC, con deformaciones residuales casi nulas. Caso contrario con los sistemas SCBF y BRB, en donde sí se aprecian deformaciones remanentes. La mayor deformación residual la obtiene el sistema BRB utilizando el registro de Constitución con un valor de 2 [cm]. Para el caso de los sistemas SCBF se observan deformaciones remanentes relativamente bajas, excepto en el registro de Constitución, en donde se observa una deformación remanente de 2,7 [cm].

En la Tabla 5.20 se observan las deformaciones residuales máximas para cada sistema en unidades de centímetros, en porcentaje de *drift* residual máximo de techo y en porcentaje de *drift* residual máximo de entrepiso.

Tabla 5.20: Valores máximos de deformación residual para cada sistema – 12 pisos.

Sistema	Registro	Deformación residual máxima [cm]	Drift residual máximo de techo [%]	Drift residual máximo de entrepiso [%]
SCBF	Constitución	2,68	0,20	0,81
	Concepción	0,664	0,050	0,201
	Viña del Mar	0,1429	0,01083	0,0433
BRB	Constitución	4,45	0,34	1,35
	Concepción	2,242	0,170	0,679
	Viña del Mar	0,2564	0,0194	0,0777
SC	Constitución	0,10	0,01	0,03
	Concepción	0,097	0,007	0,029
	Viña del Mar	0,0135	0,0010	0,0041

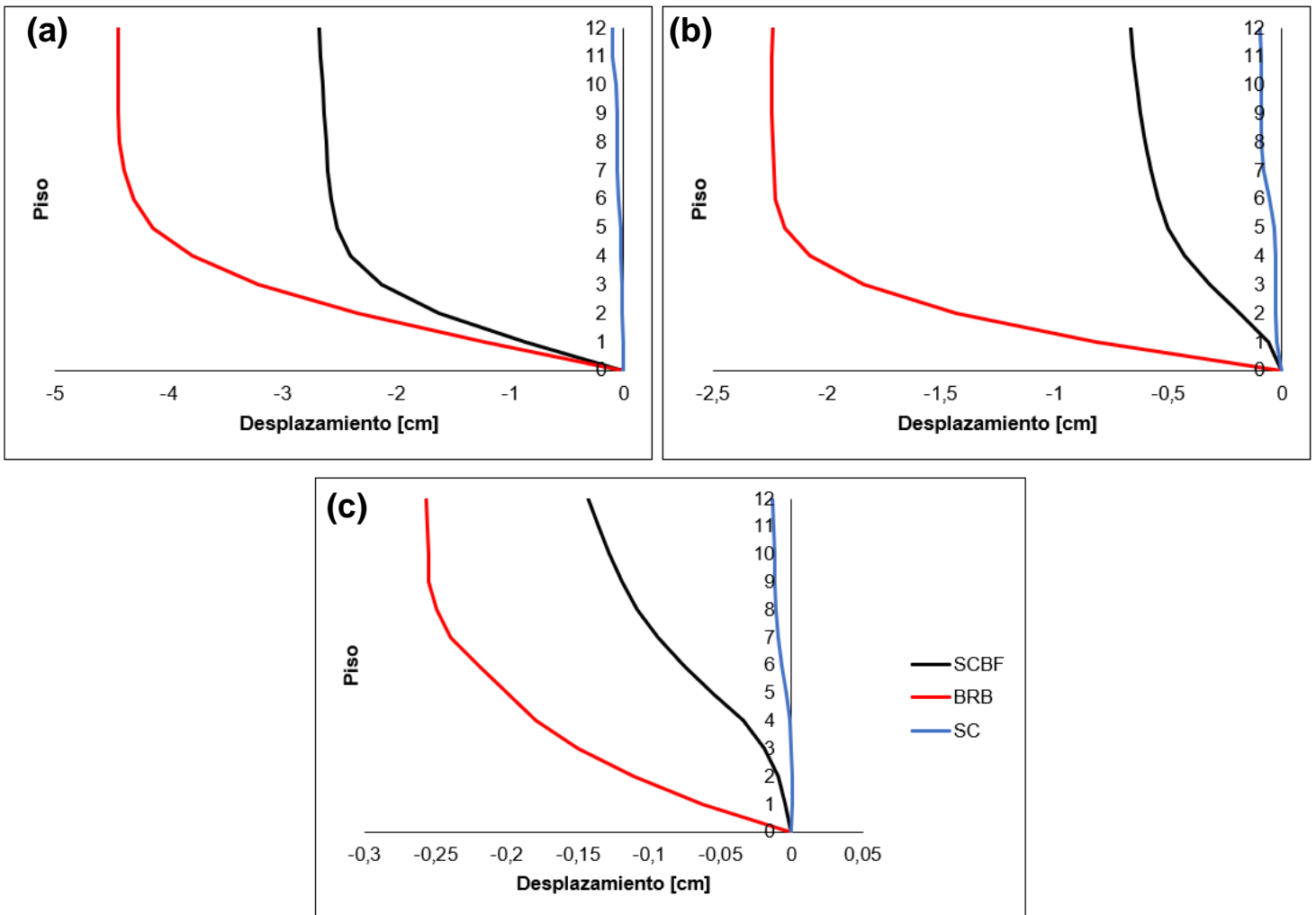


Figura 5.56: Deformaciones residuales, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 12 pisos.

## 5.5.4. Drifts máximos por piso

### 5.5.4.1. Edificio de 4 pisos

En la Figura 5.57 y Figura 5.58 se presentan los *drifts* de piso máximos obtenidos con los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. El mayor valor se obtiene con el registro de Constitución para el sistema *SCBF* donde se alcanza un *drift* de 20,49%. Esto se puede deber a la deformación que se tiene en el primer piso posterior a la fractura de la riostra de dicho nivel, disminuyendo la rigidez lateral del sistema. Para el caso de los modelos *BRB*, los resultados muestran *drifts* que van desde 0,73% para el caso de Viña del Mar hasta 1,66% para el caso de Constitución. Finalmente, para los modelos *SC* el *drift* de mayor valor se obtiene también para el registro de Constitución, lo que puede haber sido causado por la fractura de las riostras del primer piso.

A modo general, para los tres modelos en los tres registros, el mayor *drift* se presentan en los niveles inferiores, debido a las deformaciones que produce la posible fractura de la riostra y a medida que van aumentando los pisos van disminuyendo su valor. Los valores máximos de los *drifts* máximos por piso se muestran en la Tabla 5.21.

Tabla 5.21 Valores máximos de *drifts* máximos por piso para cada sistema – 4 pisos.

Sistema	Registro	Drift [%h]
SCBF	Constitución	20,49
	Concepción	0,54
	Viña del Mar	0,28
BRB	Constitución	1,66
	Concepción	0,92
	Viña del Mar	0,73
SC	Constitución	4,05
	Concepción	1,37
	Viña del Mar	1,98

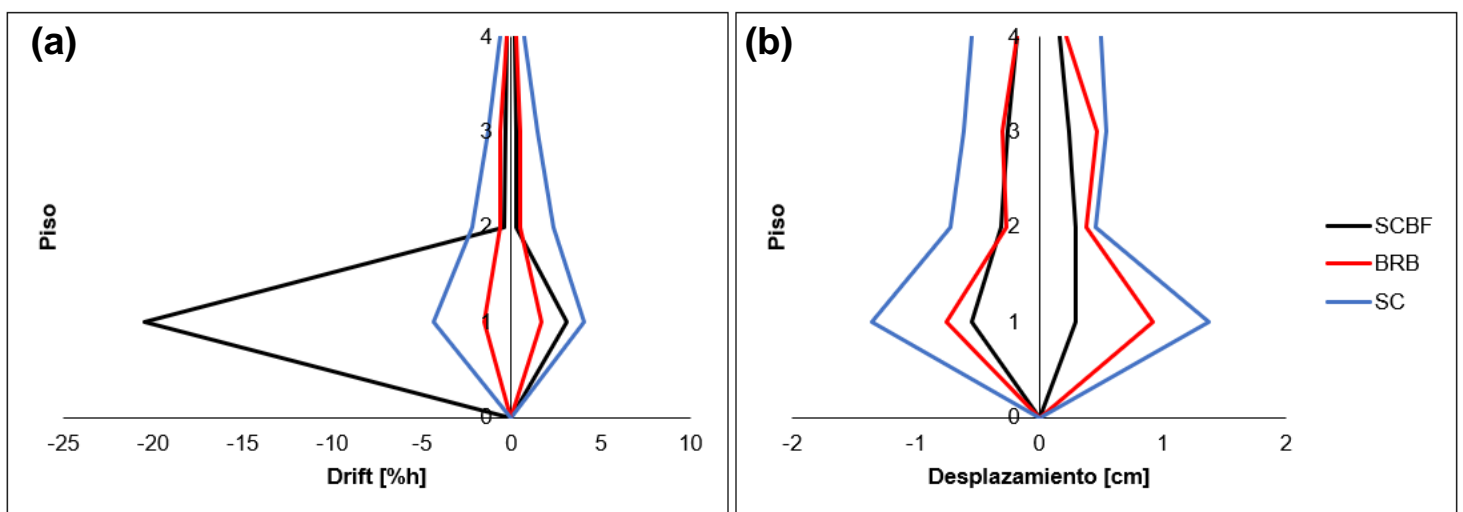


Figura 5.57: *Drifts* máximos por piso, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 4 pisos.

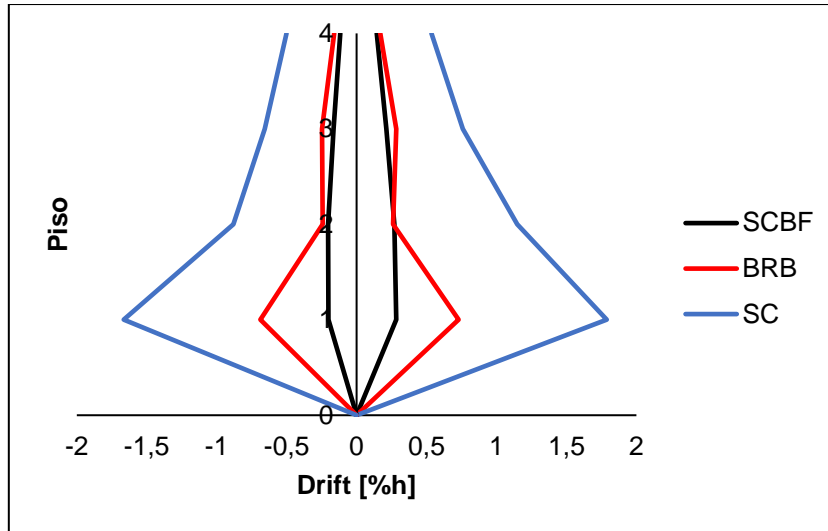


Figura 5.58: *Drifts* máximos por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – 4 pisos.

#### 5.5.4.2. Edificio de 8 pisos

En la Figura 5.59 se presentan los *drifts* de piso máximos obtenidos con los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. El mayor valor se obtiene con el registro de Constitución para el sistema SC donde se alcanza un *drift* de 2,36%. Esto se puede deber a la deformación que se tiene en el primer piso posterior a la fractura de las riostras de dicho nivel por haber pasado el límite máximo a tracción, disminuyendo la rigidez lateral del sistema. Para el caso de los modelos SCBF, los resultados muestran *drifts* con valores entre 2,24% para el registro de Constitución y 0,38 para el registro de Viña del Mar. Finalmente, para los modelos BRB los resultados muestran *drifts* con valores por debajo del 1,47% para los tres registros.

A modo general, para los tres modelos en los tres registros, el mayor *drift* se presentan en los niveles inferiores, debido a las deformaciones que produce la posible fractura de la riostra y a medida que van aumentando los pisos van disminuyendo su valor. No obstante, y particularmente para el registro de Constitución, se observa que el sistema SC sobrepasa su límite de 2%, lo que se atribuye

Los valores de los *drifts* máximos por piso se muestran en la Tabla 5.22.

Tabla 5.22: Valores máximos de *drifts* máximos por piso para cada sistema – 8 pisos.

Sistema	Registro	<i>Drift</i> [%h]
SCBF	Constitución	2,24
	Concepción	0,57
	Viña del Mar	0,38
BRB	Constitución	1,47
	Concepción	0,65
	Viña del Mar	0,65
SC	Constitución	2,36
	Concepción	0,88
	Viña del Mar	1,06

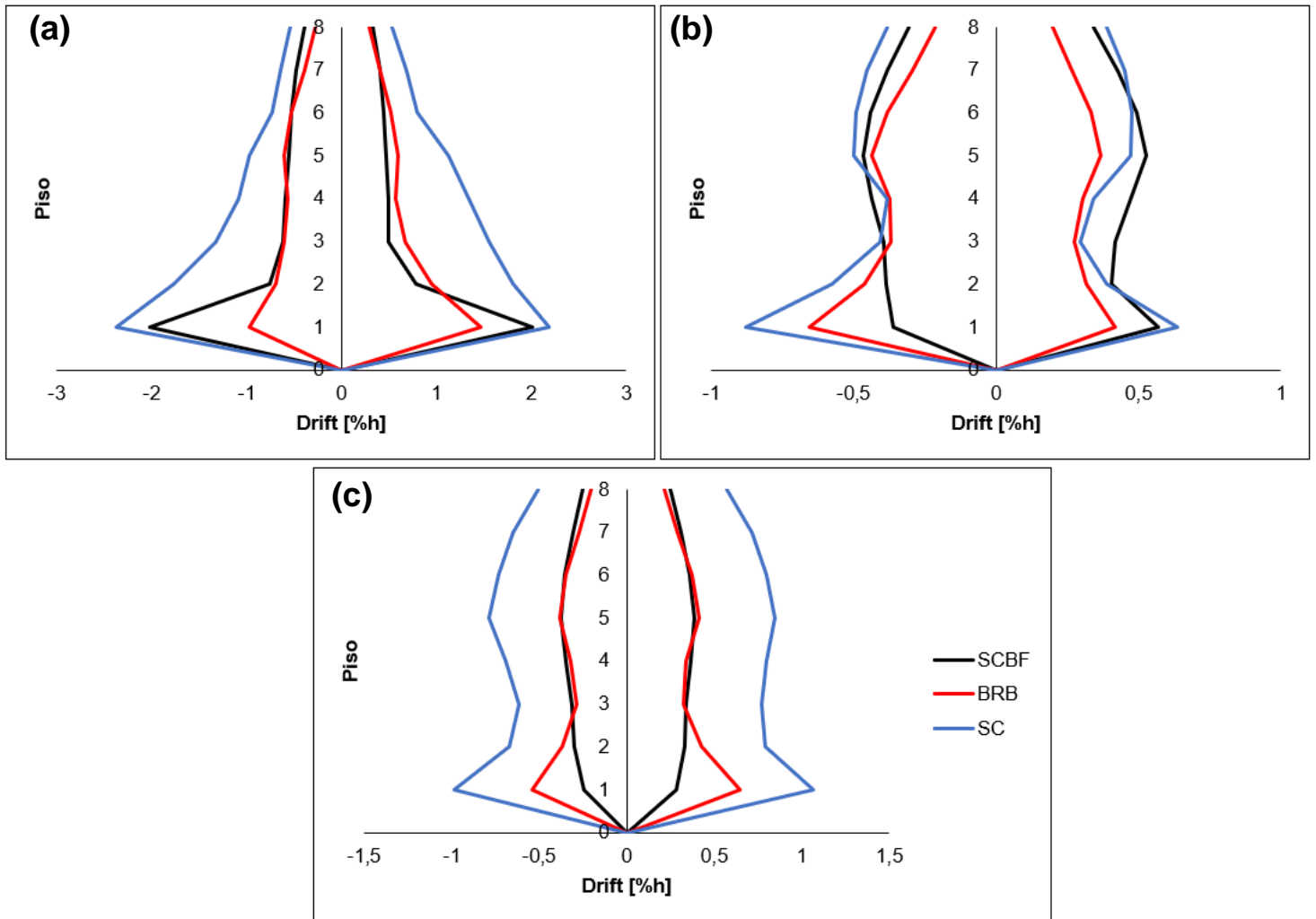


Figura 5.59: *Drifts* máximos por piso, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 8 pisos

#### 5.5.4.3. Edificio de 12 pisos

En la Figura 5.60 y Figura 5.61 se presentan los *drifts* de piso máximos obtenidos con los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. El mayor valor se obtiene con el registro de Constitución para el sistema *SCBF* donde se alcanza un *drift* de 3,34%. Similar a los otros edificios, se puede deber a la deformación que se tiene en el primer piso posterior a la fractura de la riostra de dicho nivel, disminuyendo la rigidez lateral del sistema. Para el caso de los modelos *BRB*, los resultados muestran *drifts* con valores por debajo del 2,4% para los tres registros. Para los modelos *SC* los *drifts* varían desde 0,63% hasta 2,55%.

A modo general, para los tres modelos en los tres registros, el mayor *drift* se presentan en los niveles inferiores, debido a las deformaciones que produce la posible fractura de la riostra y a medida que van aumentando los pisos van disminuyendo su valor. Sin embargo, específicamente en el registro de Constitución, y para los tres tipos de sistemas, se observa que se superaron el *drift* máximo del 2%. Lo anterior se debe a que las riostras de los primeros niveles se plastificaron ya que, superaron su capacidad de tracción y compresión máxima y/o superaron su límite de deformación axial, lo que causó una pérdida de rigidez en dichos niveles, haciendo que se produzca una concentración de deformaciones. Los valores máximos de los *drifts* máximos por piso se muestran en la Tabla 5.23.

Tabla 5.23: Valores máximos de *drifts* máximos por piso para cada sistema – 12 pisos.

Sistema	Registro	<i>Drift</i> [%h]
SCBF	Constitución	3,34
	Concepción	0,65
	Viña del Mar	0,76
BRB	Constitución	2,39
	Concepción	1,19
	Viña del Mar	0,56
SC	Constitución	2,55
	Concepción	1,39
	Viña del Mar	0,63

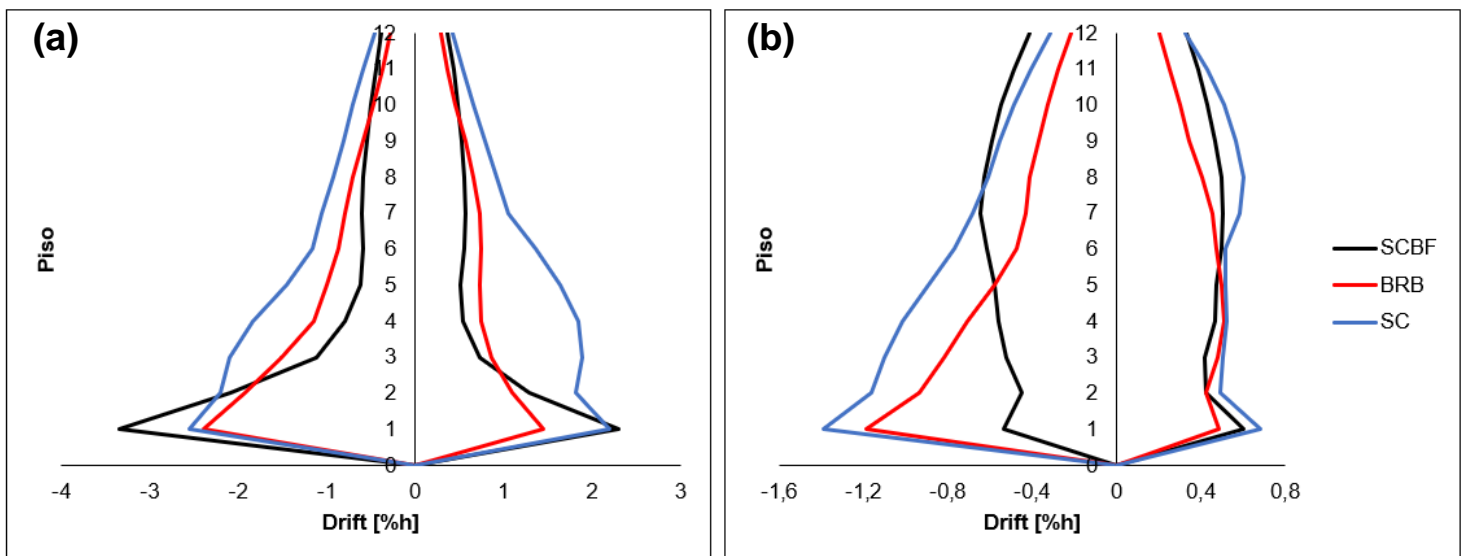


Figura 5.60: *Drifts* máximos por piso, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 12 pisos

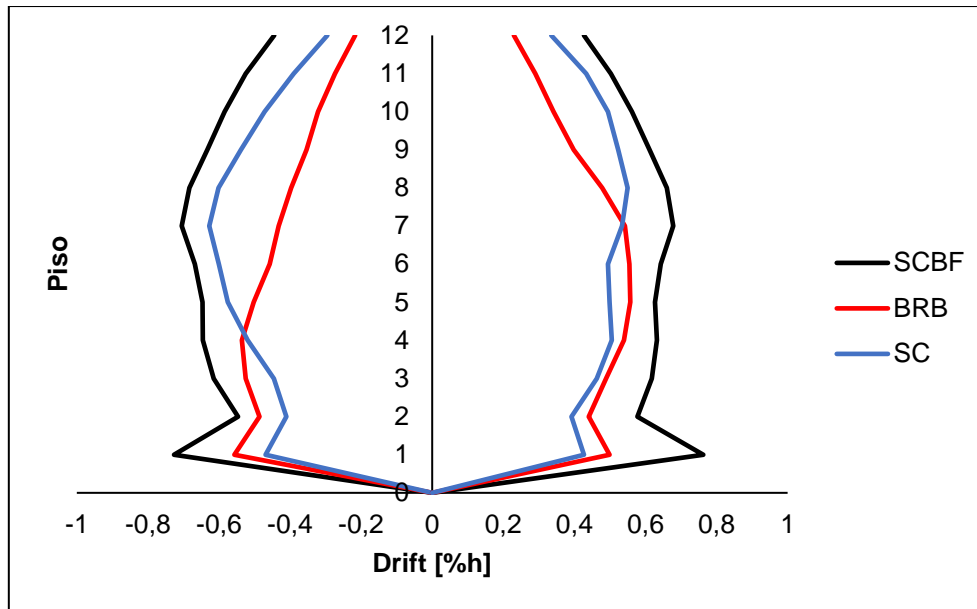


Figura 5.61: *Drifts* máximos por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – 12 pisos

## 5.5.5. Deformaciones máximas

### 5.5.5.1. Edificio de 4 pisos

En la Figura 5.62 se presentan las envolventes de las deformaciones máximas para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar, respectivamente. Se puede observar que el mayor desplazamiento ocurre en el sistema *SCBF* en el registro de Constitución con un valor de 5,25%. Para demandas sísmicas altas, como el registro antes mencionado, los sistemas *BRB* y *SC* poseen una menor deformación máxima de piso con respecto al sistema *SCBF*. En cambio, para las demandas sísmicas más bajas como lo son el caso de los registros de Concepción y Viña del Mar el criterio antes mencionado no aplica, pudiendo deberse lo anterior a que ante demandas bajas la riostra del sistema *SCBF* no logra plastificarse completamente, evitando una mayor incursión dentro del rango inelástico. A modo general, los tres sistemas en los tres registros tienen el mismo comportamiento, partiendo de valores bajos en los primeros pisos y luego a medida que va aumentando la altura el desplazamiento de techo también aumenta, haciéndose cada vez más pequeña la diferencia entre cada piso. Los valores máximos de la envolvente se muestran en la Tabla 5.24 para cada sistema.

Tabla 5.24: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema – 4 pisos.

Sistema	Registro	Desplazamiento de techo [%H]
SCBF	Constitución	5,25
	Concepción	0,30
	Viña del Mar	0,23
BRB	Constitución	0,66
	Concepción	0,42
	Viña del Mar	0,34
SC	Constitución	2,11
	Concepción	0,71
	Viña del Mar	1,01

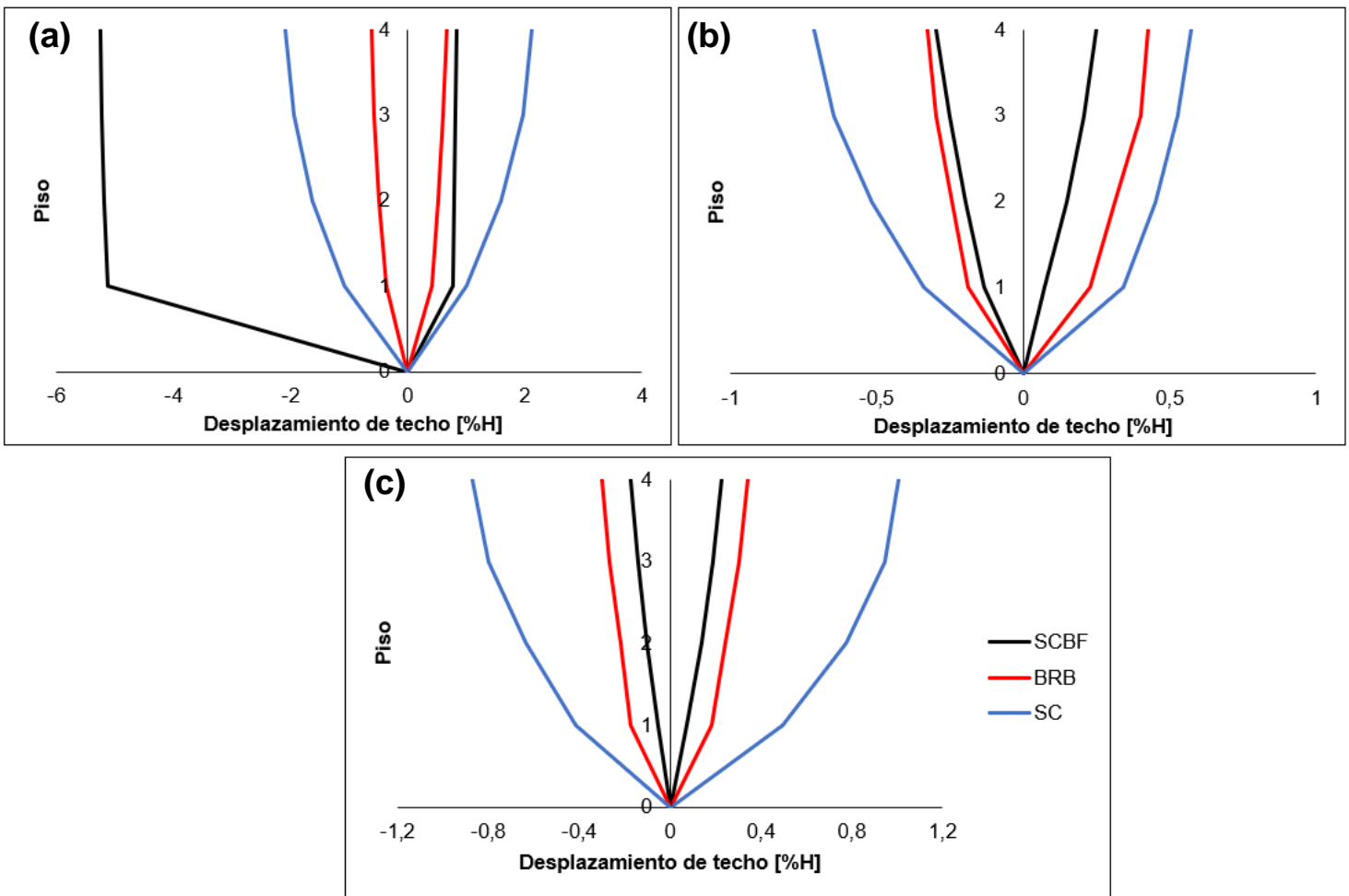


Figura 5.62: Envolvente de deformaciones máximas, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 4 pisos.

### 5.5.5.2. Edificio de 8 pisos

En la Figura 5.63 y Figura 5.64 se presentan las envolventes de las deformaciones máximas para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar, respectivamente. Se puede observar que el mayor desplazamiento ocurre en el sistema *SC* en el registro de Constitución con un valor de 1,17%. Para los tres registros en general, los sistemas *BRB* y *SCBF* poseen una menor deformación máxima de piso con respecto al sistema *SC*, las cuales no superan el 0,66% ni el 0,57%, respectivamente. A modo general, los tres sistemas en los tres registros tienen el mismo comportamiento, partiendo de valores bajos en los primeros pisos y luego a medida que va aumentando la altura el desplazamiento de techo también aumenta, haciéndose cada vez más pequeña la diferencia entre cada piso. Ninguno de los desplazamientos de techo supera el 1,17%. Los valores máximos de la envolvente se muestran en la Tabla 5.25 para cada sistema.

Tabla 5.25: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema – 8 pisos.

Sistema	Registro	Desplazamiento de techo [%H]
<i>SCBF</i>	Constitución	0,57
	Concepción	0,43
	Viña del Mar	0,33
<i>BRB</i>	Constitución	0,66
	Concepción	0,37
	Viña del Mar	0,33
<i>SC</i>	Constitución	1,17
	Concepción	0,45
	Viña del Mar	0,68

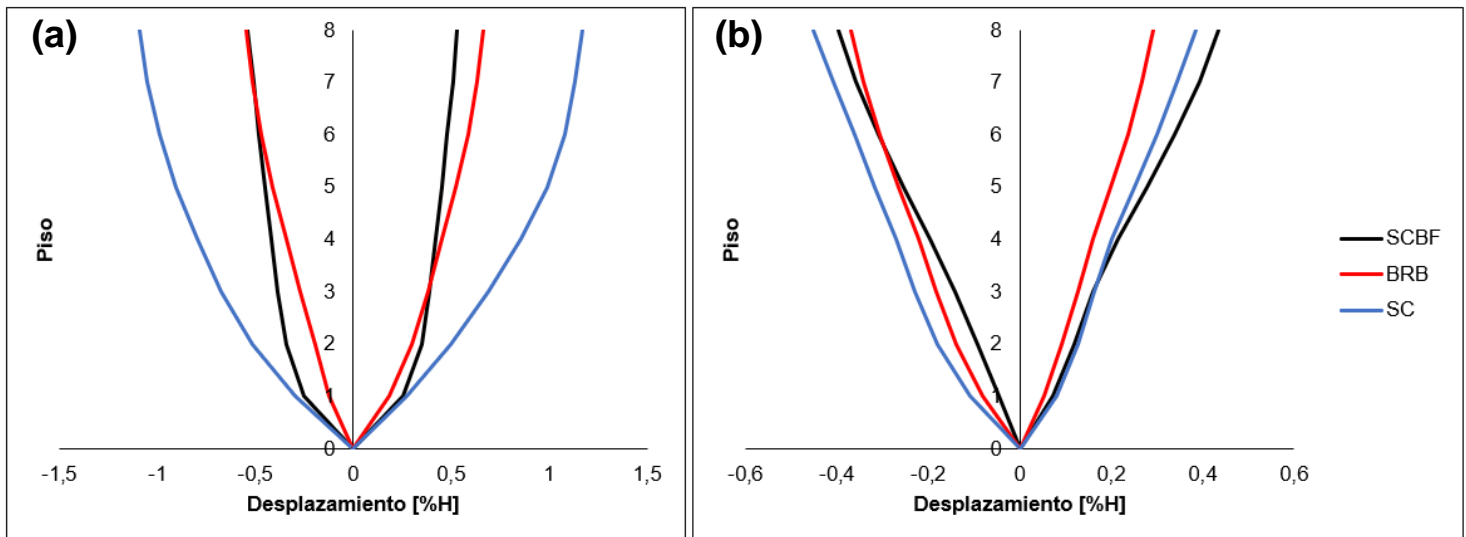


Figura 5.63: Envolvente de deformaciones máximas, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – 8 pisos.

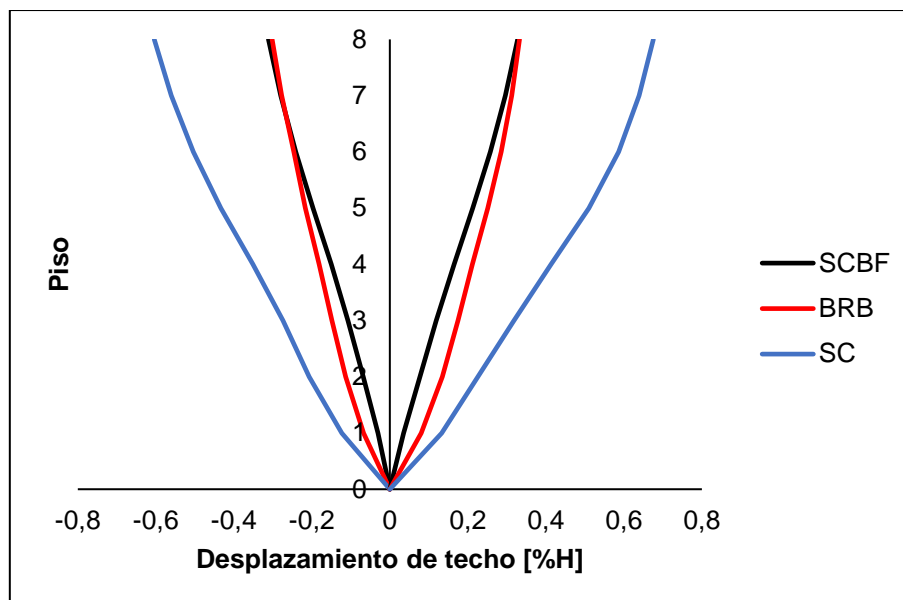


Figura 5.64: Envolvente de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis X – 8 pisos.

### 5.5.5.3. Edificio de 12 pisos

En la Figura 5.65 se presentan las envolventes de las deformaciones máximas para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar, respectivamente. Se puede observar que el mayor desplazamiento ocurre en el sistema SC en el registro de Constitución con un valor de 1,13%. Para los registros de Constitución y Concepción, los sistemas BRB y SCBF poseen una menor deformación máxima de piso con respecto al sistema SC, las cuales no superan el 0,87% ni el 0,8%, respectivamente y siguen un comportamiento similar, mientras que, para el caso del registro de Viña del Mar, el sistema SCBF es que tiene mayores desplazamientos. Lo anterior se debe a que los dos primeros registros poseen demandas sísmicas más altas que el registro de Viña del Mar. A modo general, los tres sistemas en los tres registros tienen el mismo comportamiento, partiendo de valores bajos en los primeros pisos y luego a medida que va aumentando la altura el desplazamiento de techo también aumenta, haciéndose cada vez más pequeña la diferencia entre cada piso. Los valores máximos de la envolvente se muestran en la Tabla 5.26 para cada sistema.

Tabla 5.26: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema – 12 pisos.

Sistema	Registro	Desplazamiento de techo [%H]
SCBF	Constitución	0,80
	Concepción	0,54
	Viña del Mar	0,58
BRB	Constitución	0,87
	Concepción	0,51
	Viña del Mar	0,41
SC	Constitución	1,13
	Concepción	0,68
	Viña del Mar	0,47

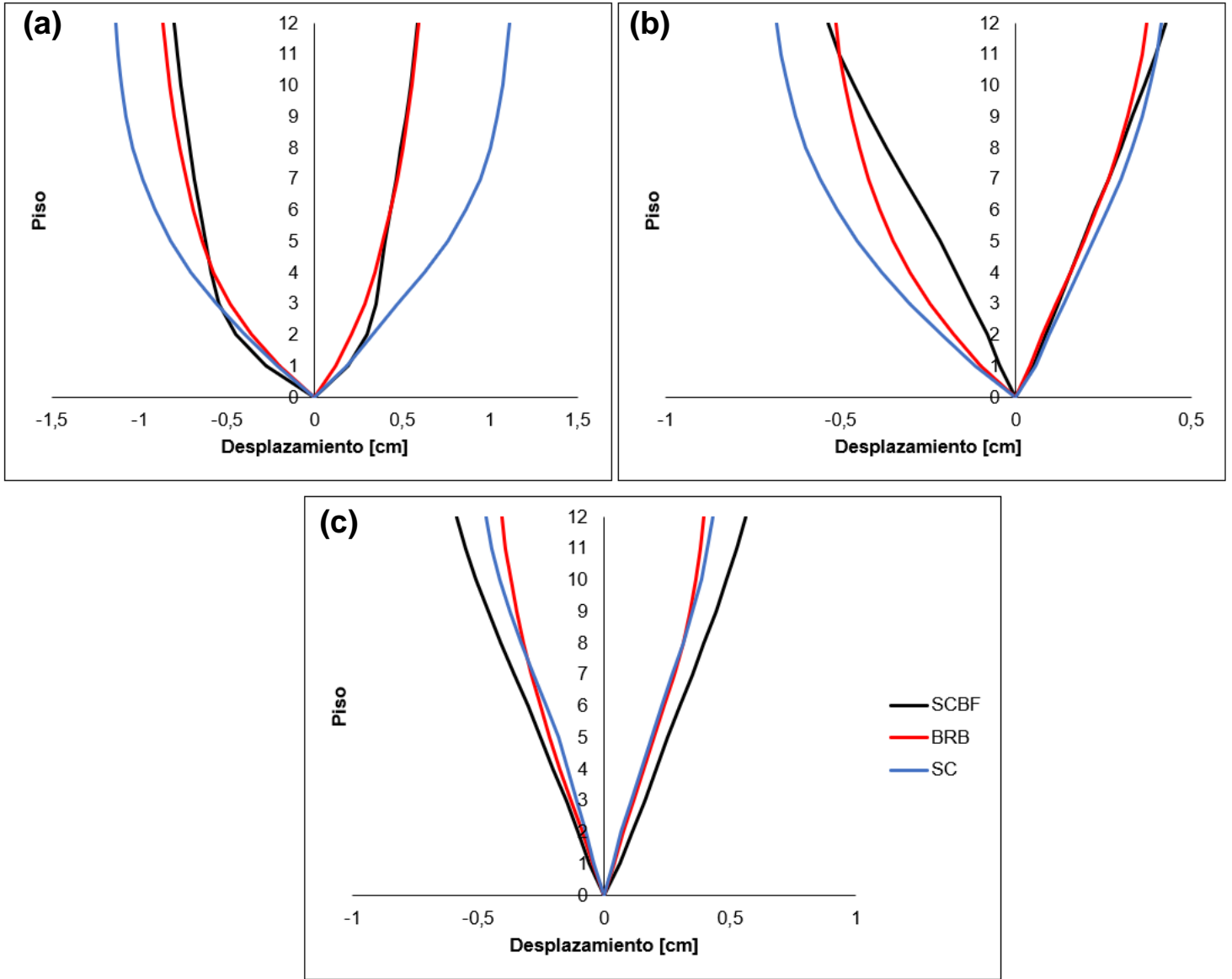


Figura 5.65: Envolvente de deformaciones máximas, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – 12 pisos.

## 5.5.6. Aceleraciones absolutas máximas por piso

### 5.5.6.1. Edificio de 4 pisos

En la Figura 5.66 y Figura 5.67 se presentan las aceleraciones máximas absolutas por piso para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Notando que, para los tres registros, las mayores aceleraciones se presentan en el sistema *SC*, con valores entre 1,51 [g] para el registro Viña del Mar y 1,81 [g] para el registro de Constitución, mientras que las menores se dan en el sistema *BRB*, con el mayor valor en el registro de Constitución: 1,14 [g].

A modo general, en los tres registros se presenta una tendencia en aumento con respecto a la aceleración máxima del registro, es decir, la aceleración del último piso siempre es mayor a la aceleración máxima del registro en la base de la estructura.

Para los tres registros, en el sistema *BRB* se observa que la aceleración del último piso tiende a ser 2 veces la aceleración de la base. De manera similar, y para los tres registros, en el sistema *SCBF* la aceleración máxima del último es 3 veces más grande que la de la base. Finalmente, para el sistema *SC* ocurre algo similar, la aceleración es entre 4 veces la aceleración de la base.

En la Tabla 5.27 se presentan los valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.

Tabla 5.27: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema – Edificio de 4 pisos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Piso
<i>SCBF</i>	Constitución	1,50	4
	Concepción	1,16	4
	Viña del Mar	0,90	4
<i>BRB</i>	Constitución	1,14	4
	Concepción	0,94	4
	Viña del Mar	0,72	4
<i>SC</i>	Constitución	1,81	4
	Concepción	1,68	4
	Viña del Mar	1,51	4

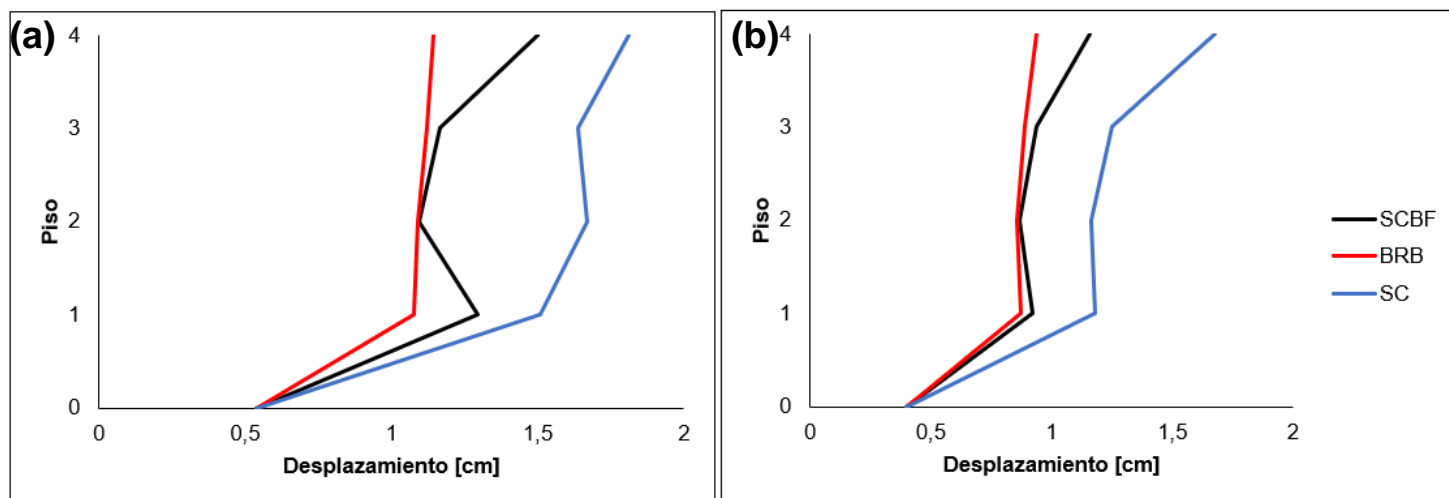


Figura 5.66: Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis X – Edificio de 4 pisos.

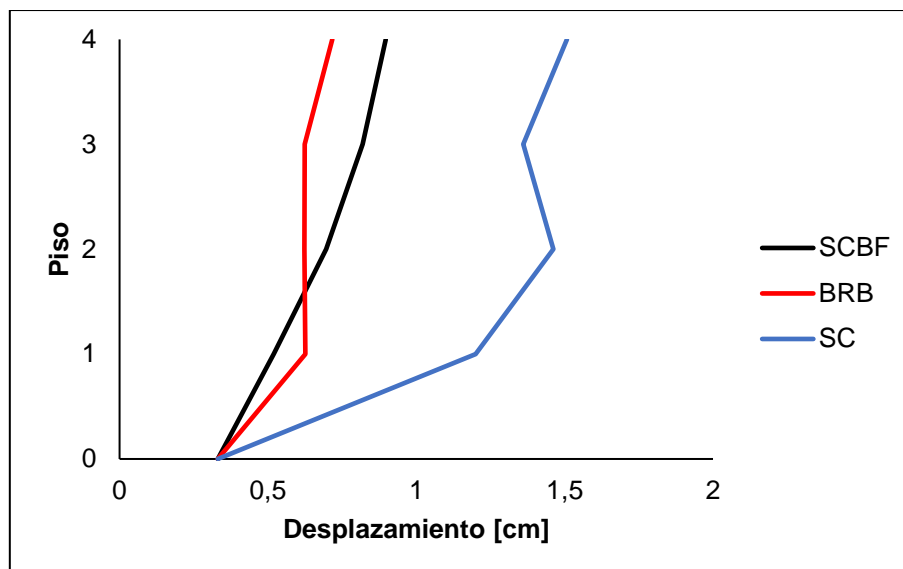


Figura 5.67: Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – Edificio de 4 pisos.

### 5.5.6.2. Edificio de 8 pisos

En la Figura 5.68 se presentan las aceleraciones máximas absolutas por piso para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Notando que, para los tres registros, las mayores aceleraciones se presentan en el sistema SC, con valores entre 2,48 [g] para el registro Viña del Mar y 3,51 [g] para el registro de Constitución, mientras que las menores se dan en el sistema BRB, con el mayor valor en el registro de Constitución: 1,52 [g]. En la Tabla 5.28 se presentan los valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.

A modo general, en los tres registros se presenta una tendencia en aumento con respecto a la aceleración máxima del registro, es decir, la aceleración del último piso siempre es mayor a la aceleración máxima del registro en la base de la estructura.

Tabla 5.28: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema – Edificio de 8 pisos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Piso
SCBF	Constitución	2,45	8
	Concepción	2,13	8
	Viña del Mar	1,50	8
BRB	Constitución	1,52	8
	Concepción	1,06	8
	Viña del Mar	1,11	8
SC	Constitución	3,51	8
	Concepción	2,35	8
	Viña del Mar	2,48	8

Para los tres registros, en el sistema *BRB* se observa que la aceleración del último piso tiende a ser 3 veces la aceleración de la base. De manera similar, y para los tres registros, en el sistema *SCBF* la aceleración máxima del último es 5 veces más grande que la de la base. Finalmente, para el sistema *SC* ocurre algo similar, la aceleración es entre 7 a 8 veces la aceleración de la base.

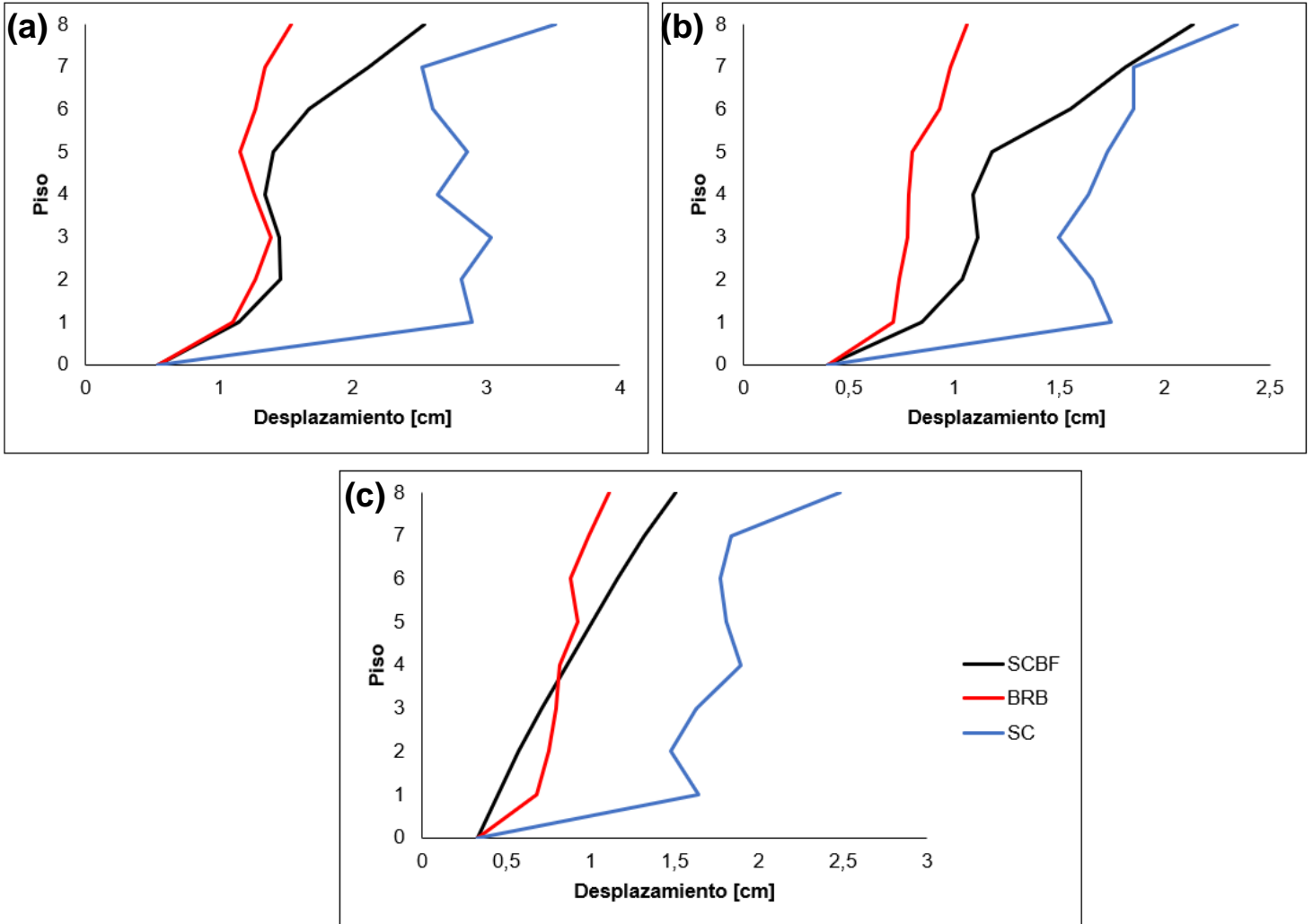


Figura 5.68: Aceleración máxima por piso, (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar, dirección de análisis X – Edificio de 8 pisos.

### 5.5.6.3. Edificio de 12 pisos

En la Figura 5.69 y Figura 5.70 se presentan las aceleraciones máximas absolutas por piso para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Notando que, para los tres registros, las mayores aceleraciones se presentan en el sistema SC, con valores entre 1,80 [g] para el registro Concepción y 2,38 [g] para el registro de Constitución, mientras que las menores se dan en el sistema BRB, con el mayor valor en el registro de Constitución: 1,3 [g]. En la Tabla 5.29 se presentan los valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.

Tabla 5.29: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema – Edificio de 12 pisos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Piso
SCBF	Constitución	1,36	12
	Concepción	1,49	12
	Viña del Mar	1,55	12
BRB	Constitución	1,30	12
	Concepción	0,98	12
	Viña del Mar	1,02	12
SC	Constitución	2,38	12
	Concepción	1,80	12
	Viña del Mar	2,00	12

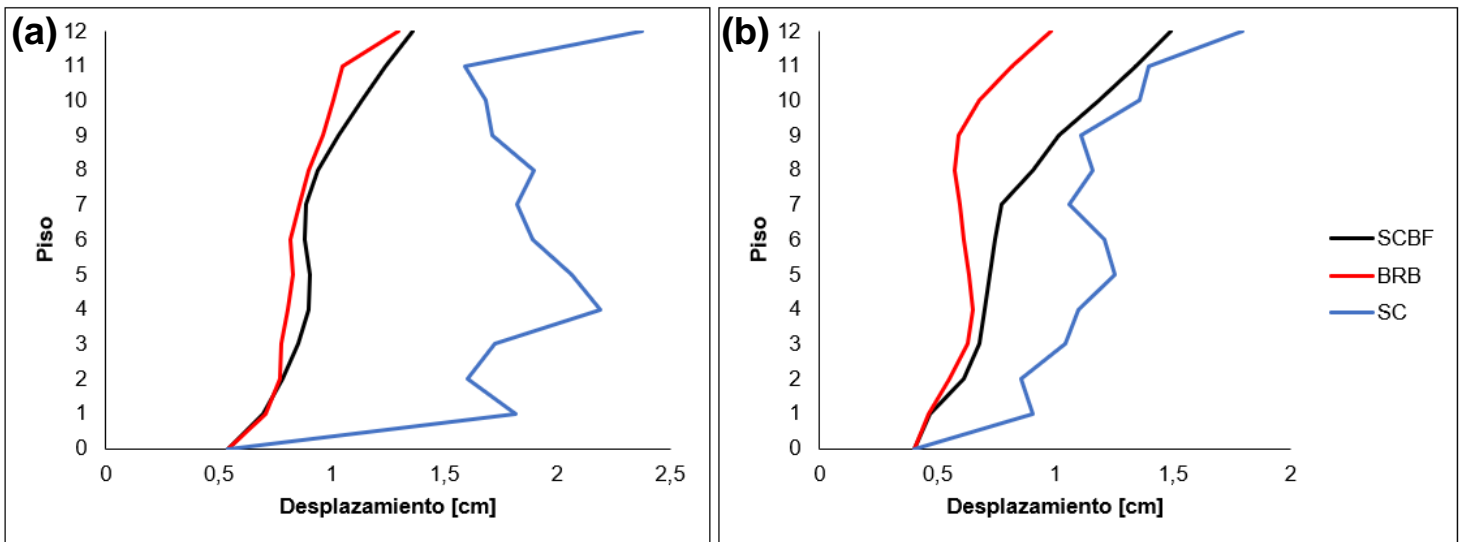


Figura 5.69: Aceleración máxima por piso, (a) Constitución y (b) Concepción, dirección de análisis X – Edificio de 12 pisos.

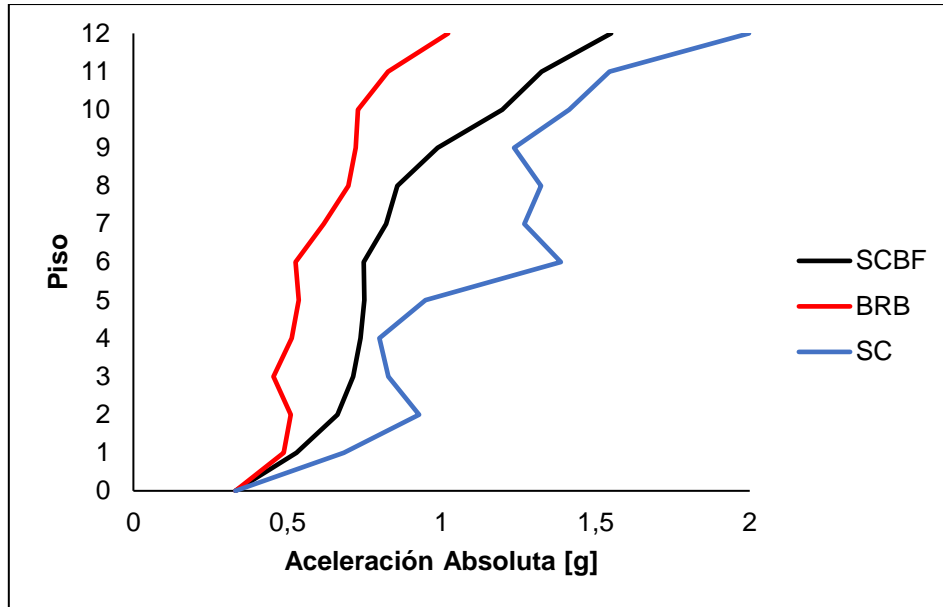


Figura 5.70: Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X – Edificio de 12 pisos.

A modo general, en los tres registros se presenta una tendencia en aumento con respecto a la aceleración máxima del registro, es decir, la aceleración del último piso siempre es mayor a la aceleración máxima del registro en la base de la estructura.

Para los tres registros, en el sistema *BRB* se observa que la aceleración del último piso tiende a ser 3 veces la aceleración de la base. De manera similar, y para los tres registros, en el sistema *SCBF* la aceleración máxima del último es entre 4 y 5 veces más grande que la de la base. Finalmente, para el sistema *SC* ocurre algo similar, la aceleración es entre 4 a 5 veces la aceleración de la base.

A modo general, para los tres edificios con los tres registros, los modelos *BRB* son los que poseen menores aceleraciones absolutas. Esto se debe a la alta capacidad de disipación de energía que tienen estos dispositivos en comparación con los modelos *SC* y *SCBF*. Los modelos que poseen las mayores aceleraciones absolutas son los *SC* para los tres registros. Lo anterior mencionado, se puede deber a dos posibles causas:

1. Se puede deber a lo planteado por Haque [73] y Erochko [67] los cuales indican que los modelos *SC* poseen una baja capacidad de disipación de energía con respecto a los modelos *BRB* o a las riostras convencionales obteniendo así mayores aceleraciones para la estructura.
2. O se puede deber a lo que también plantea Erochko [67] el cual menciona que: los sistemas de autocentrado son únicos en el sentido de que experimentan una transición de baja a alta rigidez a altas velocidades a medida que pasan por la deformación cero. Normalmente cuando un sistema *SC* vuelve a la deformación cero, lo hace con una rigidez relativamente baja. Cerca de la deformación cero, la alta rigidez inicial de sistema se recupera antes de que pueda activarse en la dirección opuesta. Dado que el sistema tiene impulso cuando pasa por la deformación cero, esta transición tiene a ocurrir a alta velocidad, en contraste cuando el sistema está cambiando de dirección en el *peak* de deformación, cuando la velocidad tiene a ser menor [67].

Debido a que los cambios de rigidez en un marco arriostrado *SC* tienden a producirse a gran velocidad, las fuerzas en los arriostramientos también cambian rápidamente, provocando fácilmente grandes desequilibrios entre las fuerzas en los arriostramientos de las plantas adyacentes si no cambian de rigidez exactamente al mismo tiempo. Este desequilibrio en las fuerzas por encima y debajo de una planta determinada provoca la presencia de una aceleración en el suelo que se requiere para satisfacer el equilibrio horizontal dinámico, como se muestra en la Figura 5.71. El corte en las columnas y la fuerza de amortiguación son pequeñas en comparación con las fuerzas de las diagonales, por lo que la aceleración está causada principalmente por la diferencia de fuerzas de las diagonales [67].

La Figura 5.71 también muestra la razón por la que las transiciones de rigidez de alta velocidad tienden a producir mayores diferencias de fuerza y, por lo tanto, mayores aceleraciones en los sistemas autocentrados [67].

Las distancias más grandes (mayor *imbalance*) significan mayores desequilibrios de fuerza cuando cambia la rigidez, lo que a su vez da lugar a mayores aceleraciones de suelo. No obstante, estas aceleraciones inerciales causadas por los arriostramientos están limitadas por la diferencia máxima entre las fuerzas de las dos diagonales autocentrantes [67].

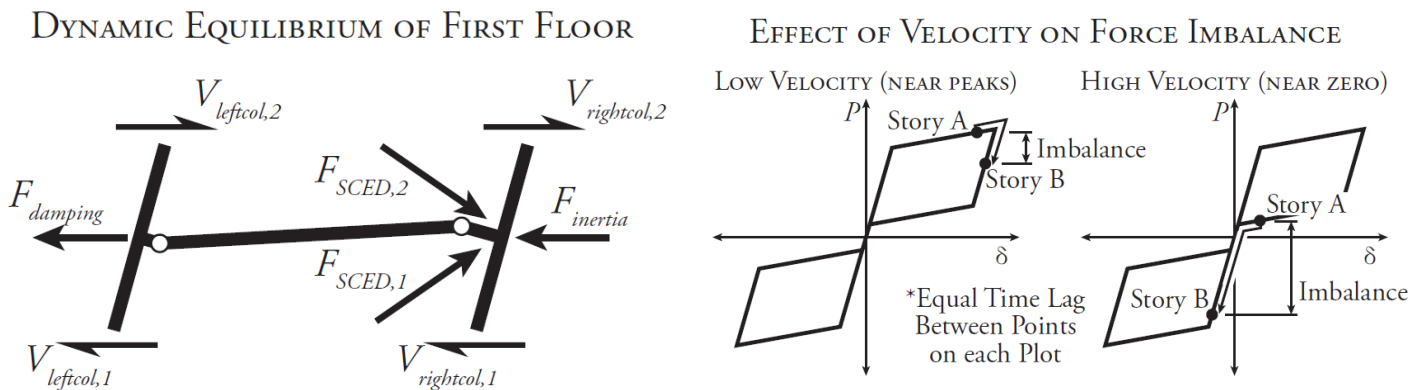


Figura 5.71: Equilibrio dinámico y efecto de velocidad en el desequilibrio de fuerzas, adaptada de [67].

## Capítulo VI

### 6. Conclusiones

Según lo expuesto con anterioridad en el presente trabajo se plantean las conclusiones y algunos comentarios finales:

- ✓ El presente trabajo estudia el diseño y análisis sísmico de tres estructuras de acero tipo oficina de diferentes alturas: 4, 8 y 12 pisos, compuestas de marcos de acero arriostrados convencionales (sistema *SCBF*), con diagonales de pandeo restringido (sistema *BRB*) y con dispositivos autocentrantes (sistemas *SC*). El diseño de los elementos estructurales para las tres estructuras se realiza mediante la normativa NCh433 y utilizando un factor de modificación de respuesta  $R_o$  igual a 8 para los tres sistemas. La verificación de la resistencia y esbeltez se realiza mediante la normativa AISC360-16, mientras que la verificación de ductilidad de las secciones y el diseño por capacidad por medio de los establecido por la normativa AISC341-16.

Cabe destacar que la determinación de las fuerzas de diseño se realiza utilizando la norma NCh433 en lugar de la norma NCh3411 debido a que las dimensiones del núcleo, utilizando el espectro de Sismo Máximo Probable (SMP), resultaba exageradamente grande, y, por consiguiente, las columnas y vigas conectadas a las diagonales también resultaban tamaños excesivos.

- ✓ Para el análisis no lineal de los marcos arriostrados, las tres estructuras se modelan utilizando elementos de plasticidad distribuida, y mediante el análisis cuasi estático cíclico, se revisan y verifican las curvas de histéresis de los diferentes tipos de arriostramientos. Los resultados mostrados confirman las hipótesis de las leyes constitutivas para cada uno de los elementos utilizados, las cuales, al compararlas con ensayos realizados en laboratorio, [39] para el sistema *SCBF*, [31] para el sistema *BRB* y [71] para el sistema *SC* muestran un comportamiento similar en todas las estructuras. Para el caso del sistema *SCBF*, las riostras muestran un buen comportamiento a tracción, alcanzado el esfuerzo de fluencia esperado. De la misma manera, se obtuvieron resultados similares a los estimados por la normativa AISC341-16 para la fuerza de compresión máxima. Para los sistemas *BRB*, se evidencia de manera clara la estabilidad que posee este elemento al observar sus curvas de histéresis en comparación con el sistema convencional, proporcionando así, una mayor disipación de energía. Finalmente, los sistemas autocentrantes se modelaron utilizando el criterio utilizado por Chen et. al [77] y Tremblay [78] el cual considera las mismas propiedades elásticas que posee una riostra del tipo *BRB* y una fuerza de tracción asociada al 2% del *drift* de diseño de estas, dando como resultado una histéresis tipo bandera típica de los sistemas autocentrantes.
- ✓ Los resultados obtenidos del análisis tiempo-historia con respecto a las deformaciones residuales, para el caso del edificio de 4 pisos, muestran que los sistemas *BRB* y *SC* cumplen con los límites establecidos por Erochko et. al [98], McCormick et. al [99] y Itawa et. al [100], que establecen valores de *drifts* residuales máximo de techo de 0,5% y valores máximos de *drifts* entrepiso de 1,1%, siendo el sistema *SC* el que destaca, de manera favorable, al tener una deformación remanente relativamente baja. Particularmente, el sistema *SCBF* en el registro de Constitución superó los límites establecidos por los autores antes mencionados, lo que es provocado por la fractura de las riostras del primer piso, haciendo que las deformaciones se concentren en dicho piso, teniendo como consecuencia un efecto de piso blando. Dicha consecuencia traerá consigo elevados costos de reparación o posible demolición de la estructura. Mientras que en los registros de Concepción y Viña del Mar

dicho sistema posee deformaciones residuales bajas, llegando a ser hasta menores que el sistema *BRB*. Lo anterior se debe a la capacidad que tienen los sistemas *BRB* de incursionar en el rango inelástico para niveles de demanda sísmica bajas [97], facilitando la presencia de deformaciones residuales.

Con respecto al edificio de 8 pisos, los tres sistemas para los tres registros cumplen con los requisitos establecidos por los autores antes mencionados. Siendo el sistema *BRB* el con mayor deformación residual en el registro de Constitución.

Finalmente, para el edificio de 12 pisos, los sistemas *SCBF* y *SC* muestran que cumplen con los límites establecidos. No obstante, el sistema *BRB* para el registro de Constitución presenta un *drift* residual máximo superior al límite, siendo discutible el alto costo de reparación o demolición dicha estructura.

A modo general, y sin contar al sistema convencional en el edificio de cuatro pisos con el sismo de Constitución, los sistemas *BRB* presentan deformaciones remanentes mayores. Sin embargo, una de las ventajas de estos dispositivos es que las deformaciones se concentran en los dispositivos de fácil reemplazo. Los sistemas *SC* cumplieron con lo esperado al disminuir los valores de deformación residuales.

- ✓ Con respecto a los *drifts* máximos por piso, para el edificio de 4 pisos, no se registraron valores superiores al 2% exceptuando a los sistemas *SCBF* y *SC* donde utilizando el registro de Constitución. Esto se debe a la reducción de rigidez lateral en el marco luego de la plastificación de las diagonales del primer piso, lo que provoca el ya antes mencionado efecto de piso blando y a la flexibilidad de diseño al incorporar una menor área de acero al dispositivo autocentrante, respectivamente. Una posible solución a este problema es incorporar arriostramientos de mayores dimensiones o aumentar el número de vanos arriostrados para así incrementar la rigidez del edificio y disminuir las deformaciones laterales.

Para el caso del edificio de 8 pisos es similar al edificio de 4 pisos, no se registraron *drifts* superiores al 2% exceptuando los sistemas *SCBF* y *SC* con el registro de Constitución.

En la estructura de 12 pisos no se registraron *drifts* superiores al 2% exceptuando los sistemas *SCBF*, *BRB* y *SC* con el registro de Constitución, debido a que en todos los sistemas hubo una plastificación de las riostras de los primeros niveles.

A modo general, al utilizar riostras *BRB*, se reduce la amplitud de los desplazamientos entre pisos en comparación con los sistemas *SC*. Una posible solución para las estructuras que sobrepasan levemente el 2% de *drifts* máximo entrepiso sería incorporar arriostramientos y columnas de mayores dimensiones para darle más rigidez lateral a la estructura y/o aumentar el número de vanos arriostrados. También, se puede observar que los valores de *drifts* máximos por piso se concentran en los primeros niveles de la estructura, para las tres estructuras en los tres registros, y que para registros de alta demanda sísmica como lo es el registro de Constitución, en las tres estructuras a medida que aumenta la altura la distribución de *drifts* se hizo más uniforme y disminuyó su magnitud, lo que podría implicar menos daños estructurales en aquellos pisos, lo que trae consigo un menor costo de reparación en caso de ser necesario.

- ✓ En cuanto a las aceleraciones absolutas, en las tres estructuras, con los tres registros, el sistema *BRB* posee los menores valores en relación con los otros sistemas, lo que se debe a la gran capacidad de disipación de energía que tienen dichos sistemas. Por otra parte, los sistemas *SC* es el que posee mayores valores de aceleración absoluta por piso, demostrando tener una baja capacidad de disipación de energía con respecto a los sistemas *BRB* y *SCBF*, lo que cumple con lo estipulado por Erochko [67] y Haque [73] al recalcar que

una de las desventajas de los sistemas *SC* es la baja capacidad de disipación de energía frente a otros dispositivos que trabajan a fluencia como los *BRB* o los *SCBF*.

- ✓ En conclusión, el diseño del sistema *SC*, (se realiza tomando como referencia las propiedades elásticas iniciales del diseño de un sistema *BRB*) para los edificios de 4, 8 y 12 pisos, establecidos en un suelo tipo D y una zona sísmica 3 y con los parámetros histeréticos propuestos en el presente trabajo, cumple con las deformaciones generadas por el paso del terremoto del Maule del año 2010 para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar. Lo anterior queda en evidencia en las deformaciones residuales, dando este sistema valores menores en comparación con el sistema convencional y el *BRB*. También, se observa que independiente de la altura de la estructura, el comportamiento de los elementos autocentrantes es el mismo. Y que, además, cumple con el comportamiento histerético descrito en la literatura en forma de bandera, estable y repetible bajo protocolos de carga cíclica.

Por otra parte, para los edificios en estudio, el sistema autocentrante se considera como un sistema más flexible en comparación con el sistema convencional, debido a que las diagonales utilizadas en sistema *SC* son de menor área que las utilizadas en el sistema *SCBF*. Lo anterior, implica una mayor flexibilidad en las estructuras, lo que conlleva a mayores deformaciones entre pisos, deformaciones de techo y aceleraciones para todos los registros (con excepción de las deformaciones residuales). En relación con los *drifts* y desplazamientos máximos, para los registros de baja demanda sísmica como los son los de Concepción y Viña del Mar su desempeño no es tan distinguible en comparación con los sistemas *SCBF* y *BRB*, cuyas deformaciones son similares entre sí.

Se comprueba en el presente trabajo, y mediante la hipótesis del diseño por capacidad y un análisis no lineal – tiempo historia, que al utilizar secciones de núcleos de acero de menores dimensiones basadas en el espectro de diseño de la NCh433, las riostras disipan energía y las columnas permanecen en el rango elástico para los tres registros (excepto en el edificio de 4 pisos para el sistema convencional utilizando el registro de Constitución), dejando en evidencia la estabilidad de las estructuras.

## Referencias

- [1] Centro Sismológico Nacional (CSN), *Tipos de Sismos en Chile*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Abril, 2016.
- [2] M. Contreras y P. Winckler, *Pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones por el tsunami del 27 de Febrero de 2010 en la costa central de Chile*, Concepción: Obras y Proyectos N° 14, 2013, pp. 6 - 19.
- [3] K. Adams, M. Osmani, T. Thorpe y J. Thornback, *Circular economy in construction: current challenges and enablers*, vol. 170, Institution of Civil Engineers, <http://dx.doi.org/10.1680/jwarm.16.00011>, 2017, pp. 15-24.
- [4] Worldsteel Association, *Steel in the circular economy: a life cycle perspective*, 2015.
- [5] C. Qiu y X. Du, *Seismic performance of multistory CBFs with novel recentering energy*, Journal of Constructional Steel Research, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105864>, 2019.
- [6] K. Varughese y R. El-Hacha, *Design and behaviour of steel braced frame reinforced with NiTi SMA wires*, Engineering Structures, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110502>, 2020.
- [7] C. Christopoulos , R. Tremblay, H.-J. Kim y M. Lacerte, *Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation*, vol. 134(1), pp. 96-107, 2008.
- [8] M. Saavedra, *Evaluación de marcos de acero arriostrados con elementos autocentrantes*, Universidad de Valparaíso, Valparaíso, 2021.
- [9] F. J. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 5° Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Mendoza, 2018.
- [10] H. Roa, *Parámetros de diseño sísmico para edificios estructurados a partir de marcos autocentrantes de acero*, Universidad de Chile, Santiago, 2013.
- [11] Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, *Protección sísmica de estructuras: Sistemas de aislación sísmica y disipación de energía*, Santiago, 2011.
- [12] OGUC, *Resumen de modificaciones y rectificaciones de la ordenanza general de urbanismo y construcciones*, capítulo 4.1.11, MINVU, Santiago.
- [13] A. Issa y M. Shahria Alam, *Comparative seismic fragility assessment of buckling restrained and self-centering (friction spring and SMA) braced frames*, Smart Materials and Structures, <https://doi.org/10.1088/1361-665X/ab7858>, 2020.
- [14] J. Comicheo, *Uso de riostras restringidas al pandeo como fusibles estructurales en puentes de hormigón armado*, Marzo, 2018.
- [15] J. A. Oviedo y M. d. P. Duque, *Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones*, 2006.
- [16] H. Kitamura, Y. Kitamura, M. Ito y M. Sakamoto, *Analysis of the Present Situation of Response Control Systems in Japan Based on Building Survey Database*, Agosto, 2004.

- [17] T. Soong y G. Dargush, *Passive Energy Dissipation and Activate Control*, New York, 1999.
- [18] M. Higashino y S. Okamoto, *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*, Londres, Septiembre, 2006.
- [19] T. T. Soong y B. F. Spencer, *Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice*, Eng. Struct., vol. 24, no. 3, doi: 10.1016/S0141-0296(01)00092-X, 2002.
- [20] F. López, *Contribución al desarrollo de sistemas de control de estructuras de edificación mediante cables activos*, Barcelona, Enero, 1998.
- [21] D. Gómez, J. Marulanda y P. Thomson, *Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas*, Medellín, Julio, 2008.
- [22] G. Toro y C. Turga, *Respuesta experimental de edificios a escala con disipadores de energía*, Santa Fe de Bogota, 2004.
- [23] C. Genatios y M. Lafuente, *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*, Caracas, Noviembre, 2016.
- [24] F. Espinoza Barrera, *Sistemas sísmicos de control pasivo*, Ensenada B.C, 2016.
- [25] I. Buckle, *Passive control of structures for seismic loads*, Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng., vol. 33, no. 3, 2000, doi: 10.5459/bnzsee.33.3.209-221.
- [26] A. Barmo, I. H. Mualla y H. T. Huasan, *The Behavior of Multi-Story Buildings Seimically Isolated System Hybrid Isolation (Friction, Rubber and with the Addition of Rotational Friction Dampers)\**, Lyngby, Dinamarca, Diciembre, 2014.
- [27] P. Ramírez Carmona y J. Rosas Feetta, *Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporricado, del edificio de Oficinas Schell.*, Lima: Universidad Peruanade Ciencias Aplicadas (UPC), 2015.
- [28] Instituto Chileno del Acero (ICHA), «El Acero,» [En línea]. Available: <https://icha.cl/el-acero/>. [Último acceso: 30 Octubre 2021].
- [29] Instituto Chileno del Acero (ICHA), *Proyectar en Acero: Práctica Chilena*, Marzo, 2020.
- [30] Palabra de Acero VH, *Acero estructural y sus ventajas en la construcción*, 2021.
- [31] M. Bruneau, C.-M. Uang y R. Sabelli, *Ducil Design of Steel Structures*, Second Edition, The McGraw-Hill Companies, 2011.
- [32] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16, 2016.
- [33] J. C. McCormac y S. F. Csernal, *Diseño de Estructurs de Acero*, 5a. Edición. Pearson Education Ins., 2012.
- [34] M. J. Acevedo y C. Uribe, *Ensayo de Tracción de Probetas Metálicas*, Universidad Tecnológica de Bolívar, 2019.
- [35] A. Pino, *Diagrama esfuerzo - deformación*, 2016.

- [36] C. G. Salmon, J. E. Johnson y F. A. Malhas, *Steel Structure: Design and Behavior*, cuarta edición, Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1996.
- [37] M. Carolina y T. Zambrano, *Respuesta Experimental de edificios a escala con disipadores de energía*, Universidad de los Andes, 2004.
- [38] A. J. Duran Vicencio, *Estado del arte de arriostramientos en estructuras de acero*, Santiago de Chile: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, 2017.
- [39] G. Black, W. A. B. Wegner y E. P. Popov, *Inelastic buckling of steel struts under cyclic load reversals*, Berkeley, California, 1980.
- [40] R. Tremblay, *Inelastic Seismic Response of Steel Bracing Members*, doi: 10.1016/S0143-974X(01)00104-3., 2002.
- [41] P. Uriz y S. A. Mahin, *Toward Earthquake - Resistant Design of Concentrically Braced Steel - Frame Structure*, Universidad de California, Berkeley, 2008.
- [42] American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16. 2016.
- [43] Instituto Nacional de Normalización, *NCh433 Of. 1996 Mod. 2012: Diseño sísmicos de edificios*, Santiago, 1996.
- [44] Secretaria de Gestión de Riesgos (SGR) y Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*, Quito, Septiembre, 2016.
- [45] Construction Supply Magazine, *Marcos de momento de acero: qué considerar al crear espacios abiertos*, 6 de Noviembre de 2020.
- [46] A. I. Bustos Vejar, *Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica Entre Edificios en Altura de Acero en Base a Marcos de Momento y Marcos Arriostrados en el Núcleo y en Base a Marcos de Momento y Núcleo de Hormigón Armado*, Universidad Austral de Chile, 2003.
- [47] D. M. Salazar Guerrero, *Análisis comparativo entre el comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero y edificios con pórticos arriostrados concéntricamente mediante diagonales de acero*, Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 2015.
- [48] J. C. Borbor Baque y C. J. Panchana Yagual, *Estudio comparativo entre sistemas estructurales de pórticos especiales arriostrados concéntricos y excéntricos, y pórticos sin arriostramientos para edificaciones con estructuras de acero*, La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2020.
- [49] K. T. Aguilar Mantilla, *Estudio Comparativo de Edificios de Acero de Gran Altura con Diagonales Excéntricas, Concéntricas y Diagonales con Amortiguadores en la Ciudad de Quito*, Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 2015.
- [50] M. Bruneau, A. S. Whittaker y C. M. Uang, *Ductile Design of Steel Structures*, New York, NY: McGraw-Hill, 1998.
- [51] J. F. Beltrán y R. Herrera, *Innovaciones en el Diseño Sísmico de Estructuras de Acero*, Revista Acero Latinoamericano, 2008.

- [52] S. Pujol y M. E. Rodríguez, *Evaluación del comportamiento de muros no estructurales en edificios de la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre 2017*, Ciudad de México: <https://doi.org/10.18867/ris.101.529> , 2020.
- [53] A. Remennikov y W. R. Walpole, *Concentrically-Braced Steel Systems*, Engineering, vol. 26, no. January, pp. 859–874, 1997.
- [54] X. Tang y S. C. Goel, *Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, 1989.
- [55] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada y M. Fujimoto, *Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube*, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, 1998.
- [56] A. Wada y M. Nakashima, *From infancy to maturity of buckling restrained braces research*, Canada: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1732, 2004.
- [57] P. Clark, I. Aiken y E. Ko, *Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices*, 1999.
- [58] C. Black, N. Makris y L. Aiken , *Component testing, stability analysis characterization of buckling-restrained unbonded braces*, Pacific Earthquake Engineering Research Center report PEER 2002/08, 2002.
- [59] R. Tremblay , P. Bolduc, R. Neville y R. De Vall, *Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, 2006.
- [60] R. A. Kersting, L. A. Fahnestock y W. A. López, *Seismic Design of Steel Buckling - Restrained Braced Frames, A Guide for Practicing Engineers*, 2015.
- [61] J. P. Pineda Hernández, *Diseño de edificios con arriostramiento con pandeo restringido*, Universidad de Los Andes, Bogota D.C, 2013.
- [62] R. Tremblay y N. Robert, *Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames*, Can. J. Civ. Eng., 28(4), 2001.
- [63] R. Tremblay, *Achieving a stable inelastic seismic response for concentrically braced steel frames*, 2003.
- [64] R. Sabelli, *Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel braced frames*, NEHRP Fellowship Rep. No. PF2000-9, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 2001.
- [65] E. Ko, A. Mole, I. Aiken , F. Tajirian , Z. Rubel y I. Kimura , *Application of the unbonded brace in medical facilities*, Proc., 7th U.S National Conf. on Earthquake Engineering, Boston Paper No. 16., 2002.
- [66] C.-X. Qiu y S. Zhu, *High-mode effects on seismic performance of multi-story self-centering braced steel frames*, Journal of Constructinal Steel Research, 2015.
- [67] J. Erochko, *Improvements to the Design and Use of Post-Tensioned*, University of Toronto, 2013.

- [68] M. J. Ricles, R. Sause, M. M. Garlock y C. Zhao, *Post-tensioned seismic resistant connections for steel frames*, J. Struct. Eng. 127, 2001.
- [69] P. Rojas, *Sistemas estructurales auto – centrantes de acero*, Conferencia Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile., 2012.
- [70] M. Dolce y D. Cardone, *Mechanical behaviour of shape memory alloys for seismic applications 2. Austenite NiTi wires subjected to tension*, Department of Structures, Geotechnics and Applied Geology, University of Basilicata, C. da Macchia Romana, 85100 Potenza, Italy, 2000.
- [71] D. J. Miller, L. A. Fahnestock y M. R. Eatherton, *Development and experimental validation of a nickel–titanium shape memory alloy self-centering buckling-restrained brace*, Engineering Structures, 2012.
- [72] L. Xu, X. Fan y Z. Li, *Experimental behavior and analysis of self-centering steel brace with pre-pressed disc springs*, Journal of Constructional Steel Research 139 (2017) 363–373, 2017.
- [73] A. B. M. Rafiqueel Haque, *SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION AND DESIGN OF A NOVEL PISTON BASED SELF-CENTERING BRACING SYSTEM*, The University of British Columbia, June, 2017.
- [74] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, 2010.
- [75] Instituto Nacional de Normalización, *NCh2745 Of.2013: Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*, 2013.
- [76] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3411 - 2017, Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo*, Santiago, 2017.
- [77] R. Chen, C. Qiu, C. Qiu y D. Hao, *Seismic Response Analysis of Multi-Story Steel Frames Using BRB and SCB Hybrid Bracing System*, Applied Science, 2019.
- [78] R. Tremblay, M. Lacerte y C. Christopoulos, *Seismic Response of Multistory Buildings with Self-centering Energy Dissipative Steel Braces*, 2008.
- [79] INSTAPANEL - CINTAC, *Manual Técnico Instadeck*, Noviembre, 2010.
- [80] Instituto Chileno del Acero (ICHA), *Manual de diseño para las estructuras de acero*, 2010.
- [81] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3171 Of.2010: Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas*, Santiago, 2010.
- [82] Instituto Nacional de Normalización, *NCh1537 Of.2009: Diseño Estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*, Santiago, 2009.
- [83] National Institute of Standards and Technology (NIST), *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*, p. 155, 2009.
- [84] Instituto Nacional de Normalización, *NCh433 Of.1996: Diseño sísmicos de edificios*, Santiago, 1996.
- [85] CoreBrace, *Bolted Brace and Casing Information*, 2020.

- [86] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn y M. R. Willford, *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, NIST, 2010.
- [87] F. Mackenna , *Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page*, <http://opensees.berkeley.edu/>, 2006.
- [88] S. M. Kostic y F. C. Filippou, *Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for Cyclic Inelastic Response*, J. Struct. Eng., vol. 138, no. 5, pp. 592–601, 2012, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000501..
- [89] S. Mazzoni, F. Mackenna , M. H. Scott y G. L. Fenves, *OpenSees Command Language Manual*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2007.
- [90] Á. Zsarnóczay, *Experimental and Numerical Investigation of Buckling Restrained Braced Frames for Eurocode Conform Design Procedure Development*, Budapest University of Technology and Economics, 2013.
- [91] D. A. Zabala Jorquera, *Modelo y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*, Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena, 2017.
- [92] A. K. Chopra y R. Goel, *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1999.
- [93] H. Krawinkler y G. D. P. K. Seneviratna, *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*, Eng. Struct., vol. 20, no. 4–6, pp. 452–464, doi: 10.1016/S0141-0296(97)00092-8, 1998.
- [94] C. E. Duarte Bonilla, M. E. Martínez Chavarria y J. J. Santamaría Díaz, *Análisis estático no lineal (Pushover) de cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad del Salvador*, Universidad del Salvador, 2017.
- [95] J. Martínez, *Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica utilizando Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño para Algunas Tipologías Estructurales de Hormigón Armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos*, 2012.
- [96] F. Mackenna , *Open System for Earthquake Engineering Simulation - Dynamic Analysis of 2 Story Moment Frame*, [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic\\_Analysis\\_of\\_2-Story\\_Moment\\_Frame](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame), 2013.
- [97] C. Peña y C. Urzúa, *Implementación de dispositivos BRB en edificio industrial mayor . Aplicación en Chile*, 2019.
- [98] J. Erochko, C. Christopoulos, R. Tremblay y H. Choi, *Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed according to ASCE 7-05*, J. Struct. Eng., vol. 137, no. 5, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000296., 2001.
- [99] J. McCormick, H. Aburano y M. Ikenaga, *Permissible Residual Deformation Levels for Building Structures Considering both Safety and Human Elements*, 14th World Conf. Earthq. Eng, 2008.
- [100] Y. Itawa, H. Sugimoto y H. Kuwamura, *Reparability Limit of Steel Structural Buildings Based on the Actual Data of the Hyogoken-Nanbu Earthquake*.

## Anexos

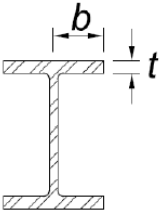
### 8.1. Anexo A: Valores de $R_y$ y $R_t$ para el acero – AISC341-16

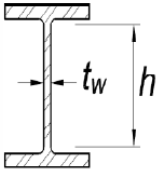
Los valores de  $R_y$  y  $R_t$  dependen del tipo de acero y de su aplicación, la AISC341-16 propone los valores mostrados en la tabla A3.1. Para todos los modelos analizados con marcos SCBF, el perfil de la riostra es HSS con un tipo de acero A53 Gr. B, por lo que  $R_y = 1,6$ .

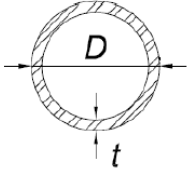
<b>TABLE A3.1</b>		
<b><math>R_y</math> and <math>R_t</math> Values for Steel and Steel Reinforcement Materials</b>		
Application	$R_y$	$R_t$
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

## 8.2. Anexo B: Verificación de ductilidad – AISC341-16

En un sistema *SCBF*, las columnas, vigas y riostras deben satisfacer los límites de alta ductilidad  $\lambda_{hd}$  de la tabla D1.1 de la norma AISC341-16. En el caso de los marcos *BRB*, las vigas y las columnas deben cumplir con los requisitos de miembros moderadamente dúctiles. La siguiente presenta los límites  $\lambda_{hd}$  y  $\lambda_{md}$  para perfiles W y para el tubular circular.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite $\lambda_{hd}$ (ala) para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md}$ (ala) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Alas de secciones I laminadas o soldadas, canales y tes; ángulos simples o dobles con separador; par de ángulos conectados de manera continua	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	$0.4 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite $\lambda_{hd}$ (alma) para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md}$ (alma) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
<p>Usados como vigas, columnas o enlaces, en flexión o combinando axial y flexión:</p> <p>1) Almas de secciones I laminadas o soldadas; canales</p>	$h/t_w$	<p>Para <math>C_a \leq 0.114</math></p> $2.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 1.04 C_a)$ <p>Para <math>C_a &gt; 0.114</math></p> $0.88 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LFRD)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	<p>Para <math>C_a \leq 0.114</math></p> $3.96 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 3.04 C_a)$ <p>Para <math>C_a &gt; 0.114</math></p> $1.29 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LFRD)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite $\lambda_{hd} (ala)$ para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md} (ala)$ para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Espesor de HSS circulares	$D/t$	$0.053 \frac{E}{F_y R_y}$	$0.062 \frac{E}{F_y R_y}$	

Donde:

- ✓  $P_u$ : Fuerza axial en el elemento según las combinaciones LRFD.
- ✓  $P_y$ : Fuerza de fluencia esperada =  $F_y R_y A_g$ .
- ✓  $\phi_c$ : Factor de resistencia a compresión = 0,9.

### 8.2.1. Edificio de 4 pisos

Se presentan las verificaciones de sección dúctil para las vigas, columnas y riostras en las siguientes tablas:

Verificación sección dúctil - Vigas			
<b>W14x53</b>		<b>W14x38</b>	
$\lambda$ ala (b/tf)	6,09	$\lambda$ ala (b/tf)	6,56
$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53	$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	
$P_y$ [kgf]	381777	$P_y$ [kgf]	274379
$P_u$ [kgf]	0	$P_u$ [kgf]	0
$\phi_c$	0,9	$\phi_c$	0,9
Ca	0	Ca	0
$\lambda$ alma (h/tw)	33,99	$\lambda$ alma (h/tw)	42,01
$\lambda_{hd}$ , limite alma	60,46	$\lambda_{hd}$ , limite alma	60,46
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	

Verificación sección dúctil - Columnas			
<b>W12x96</b>		<b>W8x67</b>	
$\lambda$ ala (b/tf)	6,77	$\lambda$ ala (b/tf)	4,44
$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53	$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	
$P_y$ [kgf]	690311	$P_y$ [kgf]	482345
$P_u$ [kgf]	13410	$P_u$ [kgf]	92015
$\phi_c$	0,9	$\phi_c$	0,9
Ca	0,02	Ca	0,21
$\lambda$ alma (h/tw)	19,77	$\lambda$ alma (h/tw)	12,5
$\lambda_{hd}$ , limite alma	59,1	$\lambda_{hd}$ , limite alma	51,09
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	

### Verificación sección dúctil - Riostras

#### Riostra Yoder 10"

$\lambda$ (D/t)	0,03
$\lambda_{hd}$	28,28
Sección	Dúctil
<b>CUMPLE</b>	

## 8.2.2. Edificio de 8 pisos

Se presenta la verificación de sección dúctil para las columnas del edificio de 8 pisos. Con respecto a las vigas y riostras, la verificación es la misma que para el edificio 4 pisos, presentado en la sección 8.2.1.

### Verificación sección dúctil - Columnas

W14x159		W14x257		W8x67	
$\lambda$ ala (b/tf)	6,56	$\lambda$ ala (b/tf)	4,23	$\lambda$ ala (b/tf)	4,44
$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53	$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53	$\lambda_{hd}$ , limite ala	7,53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	
Py [kgf]	1143434	Py [kgf]	1850822	Py [kgf]	482345
Pu [kgf]	338649	Pu [kgf]	422838	Pu [kgf]	159046
$\phi_c$	0,90	$\phi_c$	0,90	$\phi_c$	0,90
Ca	0,33	Ca	0,25	Ca	0,37
$\lambda$ alma (h/tw)	16,96	$\lambda$ alma (h/tw)	10,69	$\lambda$ alma (h/tw)	12,50
$\lambda_{hd}$ , limite alma	48,67	$\lambda_{hd}$ , limite alma	50,22	$\lambda_{hd}$ , limite alma	47,89
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	

### 8.2.3. Edificio de 12 pisos

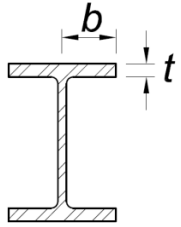
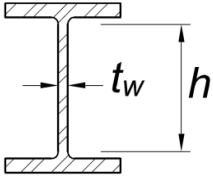
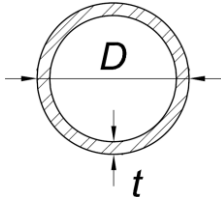
Se presenta la verificación de sección dúctil para las columnas del edificio de 8 pisos. Con respecto a las vigas y riostras, la verificación es la misma que para el edificio 4 pisos, presentado en la sección 8.2.1.

Verificación sección dúctil - Columnas					
W14x211		W14x342		W10x112	
$\lambda$ ala (b/tf)	5,07	$\lambda$ ala (b/tf)	3,32	$\lambda$ ala (b/tf)	4,15
$\lambda$ hd, limite ala	7,53	$\lambda$ hd, limite ala	7,53	$\lambda$ hd, limite ala	7,53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
Py [kgf]	1518000	Py [kgf]	2472822	Py [kgf]	805679
Pu [kgf]	482806	Pu [kgf]	572365	Pu [kgf]	228145
$\phi$ c	0,90	$\phi$ c	0,90	$\phi$ c	0,90
Ca	0,35	Ca	0,26	Ca	0,31
$\lambda$ alma (h/tw)	12,84	$\lambda$ alma (h/tw)	8,16	$\lambda$ alma (h/tw)	11,77
$\lambda$ hd, limite alma	48,16	$\lambda$ hd, limite alma	50,15	$\lambda$ hd, limite alma	48,96
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

### 8.3. Anexo C: Verificación sección esbelta – compacta – AISC360-16

#### 8.3.1. Clasificación de la sección según la tabla B4.1a

Para la compresión axial, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Para elementos con una sección no-esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder los valores  $\lambda_r$ . Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento a compresión excede el valor  $\lambda_r$ , la sección se considera esbelta [32]. Se presenta la razón ancho-espesor para los elementos utilizados en el presente informe.

Descripción del elemento	Relación ancho- espesor ( $\lambda$ )	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (ala) (esbelto / no esbelto)	Figura
Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	$\frac{b}{t}$	$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Descripción del elemento	Relación ancho- espesor ( $\lambda$ )	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (alma) (esbelto / no esbelto)	Figura
Almas de secciones / con doble simetría y secciones canal	$\frac{h}{t_w}$	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Descripción del elemento	Relación ancho- espesor ( $\lambda$ )	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (esbelto / no esbelto)	Figura
Tubos circulares	$\frac{D}{t}$	$0,11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: Adaptado de [42]

### 8.3.1.1. Edificio de 4 pisos

Se presenta la verificación de sección esbelta – compacta de los perfiles que componen el edificio de 4 pisos con marcos *SCBF*.

<b>Viga W14x53</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/tf)	6,1
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	34,0
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Viga W14x38</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/tf)	6,6
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	42,0
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Columna W12x96</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/tf)	11,1
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	12,9
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Columna W8x67</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/tf)	7,3
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	8,4
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Riostras Yoder 10" - N° Sch 40</b>	
$\lambda$ (D/t)	29,4
$\lambda_r$ , lim	93,9
<b>Pandeo Local</b>	No
No Esbelta	

### 8.3.1.2. Edificio de 8 pisos

Tanto las vigas W14x53 y W14x38 como la columna W8x67 y la riostra Yoder 10" – 40 se utilizan en los 3 edificios con marcos *SCBF*, por lo que solo se analizaron una sola vez en la sección 8.3.1.1. Se presenta la verificación de sección esbelta – compacta de los perfiles que componen el edificio de 8 pisos con marcos *SCBF*.

<b>Columna W14x159</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	10,5
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	11,4
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Columna W14x257</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6,8
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	7,4
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Riostras Yoder 8" - N° Sch 40</b>	
$\lambda$ (D/t)	26,7
$\lambda_r$ , lim	93,9
<b>Pandeo Local</b>	No
No Esbelta	

### 8.3.1.3. Edificio de 12 pisos

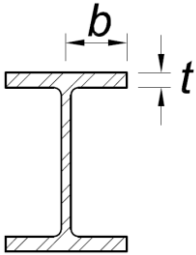
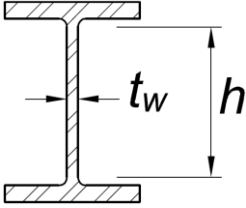
Tanto las vigas W14x53 y W14x38 como la columna W14x211 y las riostra Yoder 8" – 40 y Yoder 10" – 40 se utilizan en los edificios de 8 y 12 pisos con marcos *SCBF*, por lo que solo se analizaron una sola vez en las secciones 8.3.1.1 y 8.3.1.2, respectivamente. Se presenta la verificación de sección esbelta – compacta de los perfiles que componen el edificio de 12 pisos con marcos *SCBF*.

<b>Columna W14x342</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	5,3
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	5,8
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

<b>Columna W10x112</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	16,1
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
No Esbelta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	7,9
$\lambda_r$ , limite (alma)	42,9
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
No Esbelta	

### 8.3.2. Clasificación de la sección según tabla B4.1b

Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder  $\lambda_p$ . Si la razón ancho-espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede  $\lambda_p$ , pero no supera  $\lambda_r$ , la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede  $\lambda_r$ , la sección califica como esbelta [32].

Descripción del elemento	Relación ancho- espesor ( $\lambda$ )	Límite ancho-espesor $\lambda_p$ (ala) (compacta / no compacta)	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (ala) (no compacta / esbelta)	Figura
Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y T	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de doble T simétricas y canales	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Adaptado de [42]

### 8.3.2.1. Edificio de 4 pisos

Se presenta la verificación de sección esbelta – compacta de los perfiles que componen el edificio de 4 pisos con marcos *SCBF*.

<b>Viga W14x53</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6,1
$\lambda_p$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	19,9
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

<b>Viga W14x38</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6,6
$\lambda_p$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	42,0
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

<b>Columna W12x96</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6,8
$\lambda_r$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	19,8
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

<b>Columna W8x67</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	4,4
$\lambda_r$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	12,5
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

### 8.3.2.2. Edificio de 8 pisos

Tanto las vigas W14x53 y W14x38 como la columna W8x67 y la riostra Yoder 10" – 40 se utilizan en los 3 edificios con marcos *SCBF*, por lo que solo se analizaron una sola vez en la sección 8.3.2.1. Se presenta la verificación de sección esbelta – compacta de los perfiles que componen el edificio de 8 pisos con marcos *SCBF*.

<b>Columna W14x159</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6,6
$\lambda_p$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	17,0
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

<b>Columna W14x257</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	4,2
$\lambda_p$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	10,7
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

### 8.3.2.3. Edificio de 12 pisos

Tanto las vigas W14x53 y W14x38 como la columna W14x211 y las riostra Yoder 8" – 40 y Yoder 10" – 40 se utilizan en los edificios de 8 y 12 pisos con marcos *SCBF*, por lo que solo se analizaron una sola vez en las secciones 8.3.2.1 y 8.3.2.2, respectivamente. Se presenta la verificación de sección esbelta – compacta de los perfiles que componen el edificio de 12 pisos con marcos *SCBF*.

<b>Columna W14x342</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	3,3
$\lambda_p$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	8,2
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

<b>Columna W10x112</b>	
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	4,2
$\lambda_p$ , limite (ala)	10,9
$\lambda_r$ , limite (ala)	28,8
<b>Pandeo Local Ala</b>	No
Compacta	
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	11,8
$\lambda_p$ , limite (alma)	108,3
$\lambda_r$ , limite (alma)	164,2
<b>Pandeo Local Alma</b>	No
Compacta	

## 8.4. Anexo D: Verificación de resistencia – AISC360 – 16

### 8.4.1. Tracción

Se presenta la verificación por resistencia a tracción de las riostras que componen el edificio de 4 pisos y la verificación por resistencia a tracción de las riostras que componen al edificio de 8 y de 12 pisos, respectivamente.

Edificio de 4 pisos - Riostras Yoder 10" - N° Sch 40					
<b>Verificación esbeltes</b>		<b>Resistencia a la Fluencia</b>		<b>Resistencia a la fractura</b>	
K	1	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	F <sub>u</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4080
L [cm]	599	A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	76,8	U	1
r [cm]	9,33	P <sub>n1</sub> [tonf]	194	A <sub>n</sub> =A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	76,8
λ	64	φ	0,9	P <sub>n2</sub> [tonf]	313
λ_límite	300	φP <sub>n1</sub> [tonf]	175	φ	0,75
				φP <sub>n2</sub> [tonf]	235
<b>Resistencia Nominal</b>					
		φP <sub>n</sub> [tonf]		175	
		P <sub>u</sub> [tonf]		100	
CUMPLE					

Edificio de 8 pisos - Riostras Yoder 8" - N° Sch 40					
<b>Verificación esbeltes</b>		<b>Resistencia a la Fluencia</b>		<b>Resistencia a la fractura</b>	
K	1	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	F <sub>u</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4080
L [cm]	599	A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	54,2	U	1
r [cm]	7,463	P <sub>n1</sub> [tonf]	137	A <sub>n</sub> =A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	54,2
λ	80	φ	0,9	P <sub>n2</sub> [tonf]	221
λ_límite	300	φP <sub>n1</sub> [tonf]	123	φ	0,75
<b>Resistencia Nominal</b>					
		φP <sub>n</sub> [tonf]		123	
		P <sub>u</sub> [tonf]		71	
CUMPLE					

**Edificio de 8 pisos - Riostras Yoder 10" - N° Sch 40**

<b>Verificación esbeltes</b>	
K	1
L [cm]	599
r [cm]	9,33
$\lambda$	64
$\lambda$ _límite	300

<b>Resistencia a la Fluencia</b>	
$F_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	76,8
$P_{n1}$ [tonf]	194
$\phi$	0,9
$\phi P_{n1}$ [tonf]	175

<b>Resistencia a la fractura</b>	
$F_u$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4080
U	1
$A_n=A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	76,8
$P_{n2}$ [tonf]	313
$\phi$	0,75
$\phi P_{n2}$ [tonf]	235

<b>Resistencia Nominal</b>	
$\phi P_n$ [tonf]	175
$P_u$ [tonf]	111
<b>CUMPLE</b>	

**Edificio de 12 pisos - Riostras Yoder 8" - N° Sch 40**

<b>Verificación esbeltes</b>	
K	1
L [cm]	599
r [cm]	7,463
$\lambda$	80
$\lambda$ _límite	300

<b>Resistencia a la Fluencia</b>	
$F_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	54,2
$P_{n1}$ [tonf]	137
$\phi$	0,9
$\phi P_{n1}$ [tonf]	123

<b>Resistencia a la fractura</b>	
$F_u$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4080
U	1
$A_n=A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	54,2
$P_{n2}$ [tonf]	221
$\phi$	0,75
$\phi P_{n2}$ [tonf]	166

<b>Resistencia Nominal</b>	
$\phi P_n$ [tonf]	123
$P_u$ [tonf]	72
<b>CUMPLE</b>	

Edificio de 12 pisos - Riostras Yoder 10" - N° Sch 40					
<b>Verificación esbeltes</b>		<b>Resistencia a la Fluencia</b>		<b>Resistencia a la fractura</b>	
K	1	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	F <sub>u</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4080
L [cm]	599	A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	76,8	U	1
r [cm]	9,33	P <sub>n1</sub> [tonf]	194	An=Ae [cm <sup>2</sup> ]	76,8
λ	64	φ	0,9	P <sub>n2</sub> [tonf]	313
λ <sub>límite</sub>	300	φ P <sub>n1</sub> [tonf]	175	φ	0,75
<b>Resistencia Nominal</b>				φ P <sub>n2</sub> [tonf]	235
φ P <sub>n</sub> [tonf]	175				
P <sub>u</sub> [tonf]	111				
<b>CUMPLE</b>					

#### 8.4.2. Compresión

Se presenta la verificación por resistencia a compresión de las columnas y riostras que componen al edificio de: 4, de 8 y 12 pisos.

COLUMNA W12x96 – 4 pisos.					
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1	λ	41,99	λ	11755
L [cm]	330	$4,71 \cdot (E/F_y)^{0,5}$	135,70	$4,71 \cdot (E/F_y)^{0,5}$	136
r [cm]	7,859	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530,00	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
λ	41,99	F <sub>e</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	11755,08	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
λ <sub>límite</sub>	200	F <sub>cr</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2312,05	J [cm <sup>4</sup> ]	285
<b>CUMPLE</b>		A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	181,90	L <sub>cz</sub> [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>		P <sub>n</sub> [tonf]	420,56	I <sub>xx</sub> [cm <sup>4</sup> ]	34672
φ <sub>c</sub>	0,90			I <sub>yy</sub> [cm <sup>4</sup> ]	11238
φ <sub>c</sub> P <sub>n</sub> [tonf]	378,51			C <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	252354034
P <sub>u</sub> [tonf]	134,0944			F <sub>e</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1051032
<b>CUMPLE</b>				F <sub>cr</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2527
				A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	182
				P <sub>n</sub> [tonf]	460

COLUMNA W8x67 – 4 pisos.					
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1	$\lambda$	61	$\lambda$	61
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	5	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	61	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	5523	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2089	J [cm <sup>4</sup> ]	210
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	127	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	265	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	11322
$\phi_c$	0,90			Iyy [cm <sup>4</sup> ]	3688
$\phi_c$ Pn [tonf]	239			Cw [cm <sup>6</sup> ]	38707158
Pu [tonf]	92,0148			Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	11887
CUMPLE				Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2314
				Ag [cm <sup>2</sup> ]	127
				Pn [tonf]	294

Edificio de 4 pisos - Riostras Yoder 10" - N° Sch 40			
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>	
K	1	$\lambda$	64,31
L [cm]	600	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,61
r [cm]	9,33	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2460,00
$\lambda$	64,31	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	5011,64
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2003,13
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	76,80
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	153,84
$\phi_c$	0,90		
$\phi_c$ Pn [tonf]	138,46		
Pu [tonf]	107,6415		
CUMPLE			

COLUMNA W14x257 – 8 pisos.						
<b>Verificación Esbeltes</b>			<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1		$\lambda$	31,45	$\lambda$	20951
L [cm]	330		$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,70	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	10,492		Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530,00	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	31,45		Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	20951,14	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200		Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2405,30	J [cm <sup>4</sup> ]	3292
CUMPLE			Ag [cm <sup>2</sup> ]	487,70	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>			Pn [tonf]	1173,07	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	141519
$\phi_c$	0,90				Iyy [cm <sup>4</sup> ]	53694
$\phi_c$ Pn [tonf]	1055,76				Cw [cm <sup>6</sup> ]	1823793317
Pu [tonf]	395,1359				Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1791388
CUMPLE					Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2529
					Ag [cm <sup>2</sup> ]	488
					Pn [tonf]	1233

COLUMNA W8x67 – 8 pisos.						
<b>Verificación Esbeltes</b>			<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1		$\lambda$	61	$\lambda$	61
L [cm]	330		$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	5		Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	61		Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	5523	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200		Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2089	J [cm <sup>4</sup> ]	210
CUMPLE			Ag [cm <sup>2</sup> ]	127	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>			Pn [tonf]	265	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	11322
$\phi_c$	0,90				Iyy [cm <sup>4</sup> ]	3688
$\phi_c$ Pn [tonf]	239				Cw [cm <sup>6</sup> ]	38707158
Pu [tonf]	159				Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	11887
CUMPLE					Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2314
					Ag [cm <sup>2</sup> ]	127
					Pn [tonf]	294

COLUMNA W14x159 – 8 pisos.					
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1	$\lambda$	32	$\lambda$	32
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	10	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	32	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	19666	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2397	J [cm <sup>4</sup> ]	820
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	301	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	722	lxx [cm <sup>4</sup> ]	79084
$\phi_c$	0,90			lyy [cm <sup>4</sup> ]	31134
$\phi_c$ Pn [tonf]	650			Cw [cm <sup>6</sup> ]	957845568
Pu [tonf]	339			Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	30378
CUMPLE				Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2443
				Ag [cm <sup>2</sup> ]	301
				Pn [tonf]	736

Edificio de 8 pisos - Riostras Yoder 8" - N° Sch 40			
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>	
K	1	$\lambda$	80,4
L [cm]	600	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,61
r [cm]	7,463	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2460
$\lambda$	80,4	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	3206,59
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1784,36
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	54,2
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	96,71
$\phi_c$	0,9		
$\phi_c$ Pn [tonf]	87,04		
Pu [tonf]	75		
CUMPLE			

Edificio de 8 pisos - Riostras Yoder 10" - N° Sch 40			
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>	
K	1	$\lambda$	44,37
L [cm]	414	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,61
r [cm]	9,33	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2460
$\lambda$	44,37	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	10526,44
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2230,77
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	76,8
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	171,32
$\phi_c$	0,9		
$\phi_c$ Pn [tonf]	154,19		
Pu [tonf]	127		
CUMPLE			

COLUMNA W14x211 – 12 pisos.					
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1	$\lambda$	31,87	$\lambda$	20400
L [cm]	330	$4,71 \cdot (E/Fy)^{0,5}$	135,70	$4,71 \cdot (E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	10,353	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530,00	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	31,87	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	20399,69	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2402,02	J [cm <sup>4</sup> ]	1856
<b>CUMPLE</b>		Ag [cm <sup>2</sup> ]	400,00	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	960,81	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	110718
$\phi_c$	0,90	Iyy [cm <sup>4</sup> ]	42872	Cw [cm <sup>6</sup> ]	1382879640
$\phi_c$ Pn [tonf]	864,73	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1723134	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2528
Pu [tonf]	483	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2528	Ag [cm <sup>2</sup> ]	400
<b>CUMPLE</b>		Pn [tonf]	1011		

COLUMNA W10x112 – 12 pisos.					
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1	$\lambda$	49	$\lambda$	49
L [cm]	330	$4,71 \cdot (E/Fy)^{0,5}$	136	$4,71 \cdot (E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	7	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	49	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	8808	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2243	J [cm <sup>4</sup> ]	629
<b>CUMPLE</b>		Ag [cm <sup>2</sup> ]	212	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	476	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	29802
$\phi_c$	0,90	Iyy [cm <sup>4</sup> ]	9823	Cw [cm <sup>6</sup> ]	163212869
$\phi_c$ Pn [tonf]	429	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	16153	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2369
Pu [tonf]	228	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2369	Ag [cm <sup>2</sup> ]	212
<b>CUMPLE</b>		Pn [tonf]	503		

COLUMNA W14x342 – 12 pisos					
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>		<b>Pandeo torsional</b>	
K	1	$\lambda$	31	$\lambda$	31
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	11	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
$\lambda$	31	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	22006	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2411	J [cm <sup>4</sup> ]	7409
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	652	Lcz [cm]	330
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	1571	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	203953
$\phi_c$	0,90			Iyy [cm <sup>4</sup> ]	75338
$\phi_c$ Pn [tonf]	1414			Cw [cm <sup>6</sup> ]	2745524775
Pu [tonf]	572			Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	88003
CUMPLE				Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2500
				Ag [cm <sup>2</sup> ]	652
				Pn [tonf]	1629

Riostras Yoder 8" - N° Sch 40			
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>	
K	1	$\lambda$	55,47
L [cm]	414	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,61
r [cm]	7,463	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2460
$\lambda$	55,47	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	6735,12
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2111,26
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	54,2
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	114,43
$\phi_c$	0,9		
$\phi_c$ Pn [tonf]	102,99		
Pu [tonf]	79		
CUMPLE			

Riostras Yoder 10" - N° Sch 40			
<b>Verificación Esbeltes</b>		<b>Pandeo a flexión</b>	
K	1	$\lambda$	44,37
L [cm]	414	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,61
r [cm]	9,33	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2460
$\lambda$	44,37	Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	10526,44
$\lambda$ limite	200	Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2230,77
CUMPLE		Ag [cm <sup>2</sup> ]	76,8
<b>Resistencia Nominal</b>		Pn [tonf]	171,32
$\phi_c$	0,9		
$\phi_c$ Pn [tonf]	154,19		
Pu [tonf]	127		
CUMPLE			

### 8.4.3. Flexión

Se presenta la verificación a flexión de las vigas que componen a los edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente.

VIGA W14x53 – 4 pisos.	
<b>Fluencia</b>	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1427
Mp = Mn [tonf-m]	36
<b>Pandeo Lateral-Torsional</b>	
Lp [cm]	248
Lb [cm]	500
J [cm <sup>4</sup> ]	81
c	1
ho [cm]	34
Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	1276
r ts [cm]	6
Cw [cm <sup>6</sup> ]	679067
Lr [cm]	903
Lp < Lb < Lr	Caso (b)
Lp [cm]	248
Lb [cm]	500
Lr [cm]	903
Sx [cm <sup>3</sup> ]	1276
Mp [kgf-cm]	3611069
Cb	1,27
Mn [tonf-m]	39
<b>Resistencia Nominal</b>	
φ	0,90
φ Mn [tonf-m]	32,5
Mu [tonf-m]	5,3
<b>CUMPLE</b>	

VIGA W14x38 – 4 pisos.	
<b>Fluencia</b>	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1008
Mp = Mn [tonf-m]	25
<b>Pandeo Lateral-Torsional</b>	
Lp [cm]	199
Lb [cm]	500
J [cm <sup>4</sup> ]	33
c	1
ho [cm]	35
Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	895
r ts [cm]	5
Cw [cm <sup>6</sup> ]	330681
Lr [cm]	638
Lp < Lb < Lr	Caso (b)
Lp [cm]	199
Lb [cm]	500
Lr [cm]	638
Sx [cm <sup>3</sup> ]	895
Mp [kgf-cm]	2549734
Cb	1,27
Mn [tonf-m]	24
<b>Resistencia Nominal</b>	
φ	0,90
φ Mn [tonf-m]	21,6
Mu [tonf-m]	8,3
<b>CUMPLE</b>	

VIGA W14x53 – 8 pisos.			
<b>Fluencia</b>		<b>Pandeo Lateral-Torsional</b>	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Lp [cm]	248
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1427	Lb [cm]	500
Mp = Mn [tonf-m]	36	J [cm <sup>4</sup> ]	81
		c	1
		ho [cm]	34
		Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	1276
		r ts [cm]	6
		Cw [cm <sup>6</sup> ]	679067
		Lr [cm]	903
		Lp < Lb < Lr	Caso (b)
		Lp [cm]	248
		Lb [cm]	500
		Lr [cm]	903
		Sx [cm <sup>3</sup> ]	1276
		Mp [kgf-cm]	3611069
		Cb	1,27
		Mn [tonf-m]	39
<b>Resistencia Nominal</b>			
φ	0,90		
φ Mn [tonf-m]	32,5		
Mu [tonf-m]	8,2		
<b>CUMPLE</b>			

VIGA W14x38 – 8 pisos.			
<b>Fluencia</b>		<b>Pandeo Lateral-Torsional</b>	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Lp [cm]	199
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1008	Lb [cm]	500
Mp = Mn [tonf-m]	25	J [cm <sup>4</sup> ]	33
		c	1
		ho [cm]	35
		Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	895
		r ts [cm]	5
		Cw [cm <sup>6</sup> ]	330681
		Lr [cm]	638
		Lp < Lb < Lr	Caso (b)
		Lp [cm]	199
		Lb [cm]	500
		Lr [cm]	638
		Sx [cm <sup>3</sup> ]	895
		Mp [kgf-cm]	2549734
		Cb	1,27
		Mn [tonf-m]	24
<b>Resistencia Nominal</b>			
φ	0,90		
φ Mn [tonf-m]	21,6		
Mu [tonf-m]	13,0		
<b>CUMPLE</b>			

VIGA W14x53 – 12 pisos.			
<b>Fluencia</b>		<b>Pandeo Lateral-Torsional</b>	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Lp [cm]	248
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1427	Lb [cm]	500
Mp = Mn [tonf-m]	36	J [cm <sup>4</sup> ]	81
		c	1
		ho [cm]	34
		Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	1276
		r ts [cm]	6
		Cw [cm <sup>6</sup> ]	679067
		Lr [cm]	903
		Lp < Lb < Lr	Caso (b)
		Lp [cm]	248
		Lb [cm]	500
		Lr [cm]	903
		Sx [cm <sup>3</sup> ]	1276
		Mp [kgf-cm]	3611069
		Cb	1,27
		Mn [tonf-m]	39
<b>Resistencia Nominal</b>			
φ	0,90		
φ Mn [tonf-m]	32,5		
Mu [tonf-m]	13,6		
<b>CUMPLE</b>			

VIGA W14x38 – 12 pisos.			
<b>Fluencia</b>		<b>Pandeo Lateral-Torsional</b>	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Lp [cm]	199
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1008	Lb [cm]	500
Mp = Mn [tonf-m]	25	J [cm <sup>4</sup> ]	33
		c	1
		ho [cm]	35
		Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	895
		r ts [cm]	5
		Cw [cm <sup>6</sup> ]	330681
		Lr [cm]	638
		Lp < Lb < Lr	Caso (b)
		Lp [cm]	199
		Lb [cm]	500
		Lr [cm]	638
		Sx [cm <sup>3</sup> ]	895
		Mp [kgf-cm]	2549734
		Cb	1,27
		Mn [tonf-m]	24
<b>Resistencia Nominal</b>			
φ	0,90		
φ Mn [tonf-m]	21,6		
Mu [tonf-m]	15,0		
<b>CUMPLE</b>			

#### 8.4.4. Corte

Se presenta la verificación al corte de las vigas que componen a los edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente.

<b>VIGA W14x53 – 4 pisos</b>	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	65
h/tw	38
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	33
Cv	1
$\phi_v$ (LFRD)	1
<b>Resistencia Nominal</b>	
Vn [tonf]	50,4
$\phi_v$ Vn [tonf]	50,4
Vu [tonf]	3,7782
<b>CUMPLE</b>	

<b>VIGA W14x38 – 4 pisos</b>	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	65
h/tw	45
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	28
Cv	1
$\phi_v$ (LFRD)	1
<b>Resistencia Nominal</b>	
Vn [tonf]	42,9
$\phi_v$ Vn [tonf]	42,9
Vu [tonf]	6,4
<b>CUMPLE</b>	

<b>VIGA W14x53 – 8 pisos</b>	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	65
h/tw	38
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	33
Cv	1
$\phi_v$ (LFRD)	1
<b>Resistencia Nominal</b>	
Vn [tonf]	50,4
$\phi_v$ Vn [tonf]	50,4
Vu [tonf]	6,1100
<b>CUMPLE</b>	

<b>VIGA W14x38 – 8 pisos</b>	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	65
h/tw	45
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	28
Cv	1
$\phi_v$ (LFRD)	1
<b>Resistencia Nominal</b>	
Vn [tonf]	42,9
$\phi_v$ Vn [tonf]	42,9
Vu [tonf]	13,0
<b>CUMPLE</b>	

<b>VIGA W14x53 – 12 pisos</b>	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	65
h/tw	38
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	33
Cv	1
$\phi_v$ (LFRD)	1
<b>Resistencia Nominal</b>	
Vn [tonf]	50,4
$\phi_v$ Vn [tonf]	50,4
Vu [tonf]	6,4000
<b>CUMPLE</b>	

<b>VIGA W14x38 – 12 pisos</b>	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	65
h/tw	45
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	28
Cv	1
$\phi_v$ (LFRD)	1
<b>Resistencia Nominal</b>	
Vn [tonf]	42,9
$\phi_v$ Vn [tonf]	42,9
Vu [tonf]	8,9
<b>CUMPLE</b>	

#### 8.4.5. Flexocompresión

Se presenta la verificación a flexocompresión de las columnas que componen a los edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente.

<b>COLUMNA W12x96 – 4 pisos</b>	
Pr [tonf]	134
Pc [tonf]	379
Pr/Pc	0,35
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	54,8734
Mcy [tonf-m]	25,197
D/C	0,35
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W8x67 – 4 pisos</b>	
Pr [tonf]	92,0
Pc [tonf]	238,91
Pr/Pc	0,39
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	26,1675
Mcy [tonf-m]	12,2065
D/C	0,39
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W14x257 – 8 pisos</b>	
Pr [tonf]	395,1359
Pc [tonf]	1056
Pr/Pc	0,37
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	107,1338
Mcy [tonf-m]	54,5001
D/C	0,37
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W8x67 – 8 pisos</b>	
Pr [tonf]	159
Pc [tonf]	238,91
Pr/Pc	0,67
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	26,1675
Mcy [tonf-m]	12,2065
D/C	0,67
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W14x159 – 8 pisos</b>	
Pr [tonf]	339
Pc [tonf]	650,09
Pr/Pc	0,52
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	181,7915
Mcy [tonf-m]	91,829
D/C	0,52
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W14x211 – 12 pisos</b>	
Pr [tonf]	483
Pc [tonf]	865
Pr/Pc	0,56
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	202,1979
Mcy [tonf-m]	102,6543
D/C	0,56
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W10x112 – 12 pisos</b>	
Pr [tonf]	228
Pc [tonf]	428,65
Pr/Pc	0,53
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	54,8734
Mcy [tonf-m]	25,8316
D/C	0,53
<b>CUMPLE</b>	

<b>COLUMNA W14x342 – 12 pisos</b>	
Pr [tonf]	572
Pc [tonf]	1413,99
Pr/Pc	0,40
Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	250,8498
Mcy [tonf-m]	126,1715
D/C	0,40
<b>CUMPLE</b>	

## 8.5. Anexo E: Diseño de conexiones – AISC360-16

### 8.5.1. Resistencia al corte de los pernos

Se presenta la resistencia al corte de los pernos tanto para el sector del alma como para el sector del ala. Para los 3 edificios en estudio, los valores de resistencia al corte son los mismos.

Resistencia al corte de los pernos (ALMA)			Resistencia al corte de los pernos (ALA)		
F <sub>nv</sub>	5,27	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	F <sub>nv</sub>	5,27	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>b</sub>	5,067	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>b</sub>	5,07	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0,75		φ	0,75	
n	3		n	6	
φR <sub>n</sub>	60,08	[tonf]	φR <sub>n</sub>	120,17	[tonf]
V <sub>u</sub>	40,31	[tonf]	T <sub>u</sub>	80,67	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

### 8.5.2. Resistencia a la fluencia y rotura

Se presenta la resistencia de los elementos a tracción tanto para el sector del alma como para el sector del ala, respectivamente. Para los 3 edificios en estudio, los valores de resistencia de los elementos a tracción son los mismos.

Resistencia de elementos en tracción (ALMA)					
<b>a) Fluencia en la placa</b>			<b>a) Fluencia en el perfil</b>		
F <sub>y</sub>	2,53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	F <sub>y</sub>	2,53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>g</sub>	22,5	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>g</sub>	72,3	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0,9		φ	0,9	
φR <sub>n1</sub>	51,23	[tonf]	φR <sub>n1</sub>	164,63	[tonf]
<b>b) Rotura en la placa</b>			<b>b) Rotura en el perfil</b>		
F <sub>u</sub>	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	F <sub>u</sub>	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>g</sub>	22,5	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>g</sub>	72,3	[cm <sup>2</sup> ]
U	1		A <sub>n</sub>	65,57	[cm <sup>2</sup> ]
A <sub>e</sub>	22,5	[cm <sup>2</sup> ]	U	0,85	
φ	0,75		A <sub>e</sub>	55,73	[cm <sup>2</sup> ]
φR <sub>n2</sub>	68,85	[tonf]	φ	0,75	
			φR <sub>n2</sub>	170,55	[tonf]
φR <sub>n</sub>	51,23	[tonf]	φR <sub>n</sub>	164,63	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

Resistencia de elementos en tracción (ALA)					
<b>a) Fluencia en la placa</b>			<b>a) Fluencia en el perfil</b>		
Fy	2,53	[tonf/cm2]	Fy	2,53	[tonf/cm2]
Ag	50,4	[cm2]	Ag	100,6	[cm2]
$\phi$	0,9		$\phi$	0,9	
$\phi Rn1$	114,7608	[tonf]	$\phi Rn1$	229,0662	[tonf]
<b>b) Rotura en la placa</b>			<b>b) Rotura en el perfil</b>		
Fu	4,08	[tonf/cm2]	Fu	4,08	[tonf/cm2]
Ag	50,4	[cm2]	Ag	100,6	[cm2]
U	1		An	87,496	[cm2]
Ae	50,4	[cm2]	U	0,85	
$\phi$	0,75		Ae	85,51	[cm2]
$\phi Rn2$	154,224	[tonf]	$\phi$	0,75	
			$\phi Rn2$	261,6606	[tonf]
$\phi Rn$	114,76	[tonf]	$\phi Rn$	229,07	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

### 8.5.3. Resistencia por aplastamiento

Se presenta la resistencia por aplastamiento tanto para el sector del alma como para el sector del ala. Para los 3 edificios en estudio, los valores de resistencia por aplastamiento son los mismos.

Resistencia por aplastamiento (ALMA)		
Lc	23,00	[cm]
tw	0,79	[cm]
Fu	4,08	[tonf/cm2]
d	2,54	[cm]
n	3	
$\phi$	0,75	
$\phi Rn1$	200,16	[tonf]
$\phi Rn2$	44,21	[tonf]
$\phi Rn$	44,21	[tonf]
CUMPLE		

Resistencia por aplastamiento (ALA)		
Lc	23,00	[cm]
tf	1,31	[cm]
Fu	4,08	[tonf/cm2]
d	2,54	[cm]
n	6	
$\phi$	0,75	
$\phi Rn1$	663,82	[tonf]
$\phi Rn2$	146,62	[tonf]
$\phi Rn$	146,62	[tonf]
CUMPLE		

#### 8.5.4. Resistencia por bloque de corte

Se presenta la resistencia por bloque de corte de los pernos tanto para el sector del alma como para el sector del ala. Para los 3 edificios en estudio, los valores de resistencia por bloque de corte son los mismos.

Resistencia por bloque de corte (ALMA)			Resistencia por bloque de corte (ALA)		
Fu	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	Fu	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Anv	23,85	[cm <sup>2</sup> ]	Anv	89,04	[cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1		Ubs	1	
Ant	9,12	[cm <sup>2</sup> ]	Ant	35,224	[cm <sup>2</sup> ]
Rn1	95,5944	[tonf]	Rn1	361,68384	[tonf]
Fy	2,53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	Fy	2,53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Agv	34,5	[cm <sup>2</sup> ]	Agv	128,8	[cm <sup>2</sup> ]
Ant	9,12	[cm <sup>2</sup> ]	Ant	35,224	[cm <sup>2</sup> ]
Fu	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	Fu	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1		Ubs	1	
Rn2	89,5806	[tonf]	Rn2	339,23232	[tonf]
φ	0,75		φ	0,75	
φRn	67,18545	[tonf]	φRn	254,42424	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

#### 8.5.5. Conexión en los arriostramientos – Sistema SCBF (diseño por capacidad)

Para los 3 distintos edificios (4, 8 y 12 pisos), se presentan las verificaciones de:

- ✓ La resistencia al corte de los pernos.
- ✓ La resistencia de elemento a tracción.
- ✓ La resistencia por aplastamiento.
- ✓ La resistencia por bloque de cortante.

Se presentan la resistencia al corte de los pernos, la resistencia de los elementos en tracción, la resistencia por aplastamiento y la resistencia por bloque cortante, respectivamente. La conexión se debe diseñar para una demanda plástica de  $V_u = 302$  [tonf].

Las dimensiones de las placas se presentan en la sección FALTA

Resistencia al corte de los pernos			Resistencia de elementos en tracción		
Fnv	5,27	[tonf/cm2]	a) Fluencia en las placas (PL1)		
Ab	5,06707479	[cm2]	Fy	2,53	[tonf/cm2]
$\phi$	0,75		Ag	82,5	[cm2]
n	12		$\phi$	0,9	
$\phi Rn$	480,66	[tonf]	$\phi Rn1$	375,705	[tonf]
CUMPLE			b) Rotura en las placas (PL1)		
			Fu	4,08	[tonf/cm2]
			Ag	82,5	[cm2]
			Ae	70,125	[cm2]
			$\phi$	0,75	
			$\phi Rn2$	429,165	[tonf]
			$\phi Rn$	375,705	[tonf]
			CUMPLE		

Resistencia por aplastamiento			Resistencia por bloque de cortante		
Lc	50	[cm]	Fu	4,08	[tonf/cm2]
t	2,5	[cm]	Anv	171,9	[cm2]
Fu	4,08	[tonf/cm2]	Ubs	1	
d	2,54	[cm]	Ant	34,15	[cm2]
n	12		Rn1	574,6272	[tonf]
$\phi$	0,75				
$\phi Rn1$	5508	[tonf]	Fy	2,53	[tonf/cm2]
$\phi Rn2$	559,61	[tonf]	Agv	250	[cm2]
			Ant	37,7	[cm2]
$\phi Rn$	560	[tonf]	Fu	4,08	[tonf/cm2]
CUMPLE			Ubs	1	
			Rn2	533,316	[tonf]
			$\phi$	0,75	
			$\phi Rn$	399,987	[tonf]
CUMPLE					

### 8.5.6. Soldadura

La resistencia del metal de aportación (filete) viene dada según las ecuaciones (8.1), (8.2) y (8.3):

$$R_{dw} = \phi F_{nw} A_{we} \quad (8.1)$$

$$R_{dw} = \phi (0,6 F_{EXX}) A_{we} \quad (8.2)$$

$$R_{dw} = \phi (0,6 F_{EXX}) t_e L_w \quad (8.3)$$

La resistencia a la fluencia del material base está dada por la ecuación (8.4):

$$R_{dBM1} = \phi (0,6 F_{yBM}) t_p L_w \quad (8.4)$$

La resistencia a la rotura del material base está dada por la ecuación (8.5):

$$R_{dBM2} = \phi (0,6 F_{uBM}) t_p L_w \quad (8.5)$$

Por lo tanto, la resistencia del material base viene dada por la ecuación (8.6):

$$R_{dBM} = \min\{R_{dBM1}, R_{dBM2}\} \quad (8.6)$$

Finalmente, la resistencia por soldadura está dada por la ecuación (8.7):

$$R_d = \min\{R_{dw}, R_{dBM}\} \quad (8.7)$$

Donde:

- ✓  $R_{dw}$ : Resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete.
- ✓  $F_{EXX}$ : Número de clasificación del electrodo, para E70XX = 4920 [kgf/cm<sup>2</sup>].
- ✓  $A_{we}$ : Área efectiva de la garganta.
- ✓  $t_e$ : Espesor efectivo de la garganta =  $w \times \sin(45^\circ)$ .
- ✓  $w$ : Tamaño de la pierna de una soldadura de filete.
- ✓  $R_{dBM1}$ : Resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente.
- ✓  $F_{yBM}$ : Esfuerzo de fluencia del material base.
- ✓  $t_p$ : Espesor del material base.
- ✓  $L_w$ : Longitud efectiva.
- ✓  $R_{dBM2}$ : Resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente.
- ✓  $F_{uBM}$ : Esfuerzo de tracción último del material base.

Se presenta la resistencia de diseño del material de soldadura y la resistencia de diseño del material base. La soldadura es la misma tanto para los edificios con marcos SCBF como para los edificios con marcos BRB.

Soldadura					
Resistencia de diseño del material de soldadura			Resistencia de diseño del material base		
w	1	[cm]	tp	0,927	[cm]
te	0,5	[cm]	Lw	426	[cm]
Lw	426	[cm]	Fu BM	4,08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Awe	213	[cm <sup>2</sup> ]	Fy BM	2,53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Fw	2952,89	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Rdbm1	725,04	[tonf]
phi	0,75		Rdbm2	539,52	[tonf]
Rdw	471,72	[tonf]	Rdbm	539,52	[tonf]
Rd		471,72	[tonf]		
CUMPLE					

### 8.5.7. Conexión viga – columna, diseño por capacidad

Para el diseño por capacidad de la conexión viga-columna la carga  $P_u$  se obtiene al dividir el momento flector esperado por la altura de la viga W14x53. Los estados últimos corresponden a los valores calculados anteriormente.

#### 8.5.7.1. Edificio de 4 pisos

Se presenta a modo resumen la verificación por resistencia de la conexión viga-columna para el edificio de 4 pisos.

Conexión Viga - Columna					
Ry	1,6		Fluencia placa	115	[tonf]
Mp	16,3185	tonf-m	Fluencia perfil	229	[tonf]
1.1*Ry*Mp	28,7206	tonf-m	Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
			Resistencia por aplastamiento	147	[tonf]
Ry	1,5		Resistencia bloque de cortante	254	[tonf]
Fy	2460	[kgf/cm <sup>2</sup> ]			
Z	2409	cm <sup>3</sup>	Momento Flector Esperado	29	tonf-m
1.1*ΣRy*Fy*Z	391	tonf-m	Pu	81	[tonf]
CUMPLE					

### 8.5.7.2. Edificio de 8 pisos

Se presenta a modo resumen la verificación por resistencia de la conexión viga-columna para el eje externo y el eje interno edificio de 8 pisos.

Conexión Viga-Columna - Eje Externo					
Ry	1,6		Fluencia placa	115	[tonf]
Mp	16,3185	tonf-m	Fluencia perfil	229	[tonf]
1.1*Ry*Mp	28,7206	tonf-m	Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
			Resistencia por aplastamiento	147	[tonf]
Ry	1,5		Resistencia bloque de cortante	254	[tonf]
Fy	2460	kgf/cm2]			
Z	4703,1	cm3	Momento Flector Esperado	29	tonf-m
1.1*ΣRy*Fy*Z	763,595	tonf-m	Pu	81	[tonf]
<b>CUMPLE</b>					

Conexión Viga-Columna - Ejes Internos					
Ry	1,6		Fluencia placa	115	[tonf]
Mp	16,3185	tonf-m	Fluencia perfil	229	[tonf]
1.1*Ry*Mp	28,7206	tonf-m	Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
			Resistencia por aplastamiento	147	[tonf]
Ry	1,5		Resistencia bloque de cortante	254	[tonf]
Fy	2460	kgf/cm2]			
Z	7980,5	cm3	Momento Flector Esperado	29	tonf-m
1.1*ΣRy*Fy*Z	1295,71	tonf-m	Pu	81	[tonf]
<b>CUMPLE</b>					

### 8.5.7.3. Edificio de 12 pisos

Se presenta a modo resumen la verificación por resistencia de la conexión viga-columna para el eje externo y el eje interno edificio de 12 pisos.

Conexión Viga-Columna - Eje Externo					
Ry	1,6		Fluencia placa	115	[tonf]
Mp	16,3185	tonf-m	Fluencia perfil	229	[tonf]
1.1*Ry*Mp	28,7206	tonf-m	Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
			Resistencia por aplastamiento	147	[tonf]
Ry	1,5		Resistencia bloque de cortante	254	[tonf]
Fy	2460	kgf/cm2]			
Z	6391	cm3	Momento Flector Esperado	28,721	tonf-m
1.1*ΣRy*Fy*Z	1037,64	tonf-m	Pu	81	[tonf]
<b>CUMPLE</b>					

Conexión Viga-Columna – Ejes Internos					
Ry	1,6		Fluencia placa	115	[tonf]
Mp	16,3185	tonf-m	Fluencia perfil	229	[tonf]
1.1*Ry*Mp	28,7206	tonf-m	Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
			Resistencia por aplastamiento	147	[tonf]
Ry	1,5		Resistencia bloque de cortante	254	[tonf]
Fy	2460	kgf/cm2]			
Z	11012,1	cm3	Momento Flector Esperado	28,721	tonf-m
1.1*ΣRy*Fy*Z	1787,92	tonf-m	Pu	81	[tonf]
<b>CUMPLE</b>					

La conexión viga – columna es la misma tanto para los edificios (de todos los niveles) con marcos SCBF como para los edificios con marcos BRB.

### 8.5.8. Conexión en los arriostramientos – Sistema *BRB* (diseño por capacidad)

Para el diseño por capacidad de la conexión con los arriostramientos *BRB*, la demanda plástica corresponde a la resistencia ajustada de la riostra en tracción y compresión. Las dimensiones de las placas se presentan en la sección FALTA.

#### 8.5.8.1. Edificio de 4 pisos

Se presenta las conexiones arriostradas para el edificio de 4 pisos con marcos *BRB*.

Conexión <i>BRB</i> (diseño por capacidad)															
<b>Resistencia al corte de los pernos</b>		<b>Estados límites de placas PL5</b>													
Perno	A490-X														
d	2,54	[cm]													
Ns	2														
$\phi$	0,75														
Bdv	40,06	[tonf/perno]													
N° de pernos	6														
Bdv'	240,33	[tonf]													
		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Demanda plástica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tmax</td> <td>173,7</td> <td>[tonf]</td> </tr> <tr> <td>Cmax</td> <td>185,1</td> <td>[tonf]</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>CUMPLE</b></td> </tr> </tbody> </table>		Demanda plástica			Tmax	173,7	[tonf]	Cmax	185,1	[tonf]	<b>CUMPLE</b>		
Demanda plástica															
Tmax	173,7	[tonf]													
Cmax	185,1	[tonf]													
<b>CUMPLE</b>															
		Fluencia placa	377 [tonf]												
		Rotura placa	431 [tonf]												
		Resistencia al corte	351 [tonf]												
		Resistencia bloque de corte	353 [tonf]												
		Resistencia a compresión	200 [tonf]												

### 8.5.8.2. Edificio de 8 pisos

Se presentan las conexiones arriostradas, tanto para el eje externo como para los ejes internos, del edificio de 8 pisos con marcos *BRB*.

Conexión <i>BRB</i> (diseño por capacidad) - Eje Externo					
<b>Resistencia al corte de los pernos</b>			<b>Estados límites de placas PL5</b>		
Perno	A490-X		Fluencia placa	418	[tonf]
d	2,54	[cm]	Rotura placa	478	[tonf]
Ns	2		Resistencia al corte	396	[tonf]
$\phi$	0,75		Resistencia bloque de corte	381	[tonf]
Bdv	40,1	[tonf/perno]	Resistencia a compresión	256	[tonf]
N° de pernos	6				
Bdv'	240,3	[tonf]			
Demanda plástica					
Tmax		173,7	[tonf]		
Cmax		185,1	[tonf]		
CUMPLE					

Conexión <i>BRB</i> (diseño por capacidad) - Ejes Internos					
<b>Resistencia al corte de los pernos</b>			<b>Estados límites de placas PL5</b>		
Perno	A490-X		Fluencia placa	418	[tonf]
d	2,54	[cm]	Rotura placa	478	[tonf]
Ns	2		Resistencia al corte	396	[tonf]
$\phi$	0,75		Resistencia bloque de corte	381	[tonf]
Bdv	40,1	[tonf/perno]	Resistencia a compresión	256	[tonf]
N° de pernos	6				
Bdv'	240,3	[tonf]			
Demanda plástica					
Tmax		210,2	[tonf]		
Cmax		224,9	[tonf]		
CUMPLE					

### 8.5.8.3. Edificio de 12 pisos

Se presentan las conexiones arriostradas, tanto para el eje externo como para los ejes internos, del edificio de 12 pisos con marcos *BRB*.

Conexión <i>BRB</i> (diseño por capacidad) - Eje Externo					
<b>Resistencia al corte de los pernos</b>			<b>Estados límites de placas PL5</b>		
Perno	A490-X		Fluencia placa	377	[tonf]
d	2,54	[cm]	Rotura placa	431	[tonf]
Ns	2		Resistencia al corte	351	[tonf]
$\phi$	0,75		Resistencia bloque de corte	353	[tonf]
Bdv	40,1	[tonf/perno]	Resistencia a compresión	200	[tonf]
N° de pernos	6				
Bdv'	240,3	[tonf]			
			Demanda plástica		
			Tmax	173,7	[tonf]
			Cmax	185,1	[tonf]
			CUMPLE		

Conexión <i>BRB</i> (diseño por capacidad) - Ejes Internos					
<b>Resistencia al corte de los pernos</b>			<b>Estados límites de placas PL5</b>		
Perno	A490-X		Fluencia placa	377	[tonf]
d	2,54	[cm]	Rotura placa	431	[tonf]
Ns	2		Resistencia al corte	351	[tonf]
$\phi$	0,75		Resistencia bloque de corte	353	[tonf]
Bdv	40,06	[tonf/perno]	Resistencia a compresión	200	[tonf]
N° de pernos	6				
Bdv'	240,33	[tonf]			
			Demanda plástica		
			Tmax	172,4	[tonf]
			Cmax	183,7	[tonf]
			CUMPLE		

## 8.6. Anexo F: Drifts mediante NCh433 Of.96 Mod.2009 + D.S. 61

En la Figura 8.1 se presenta la ubicación de los “*Joints*” de las esquinas de la planta del último piso del edificio. Para todos los edificios (4, 8 y 12 pisos), los *Joints* tienen la misma ubicación. Para la verificación con respecto a la NCh433 se comparó el *drifts* con respecto al centro de masa con un *drift* de un punto crítico, es decir, una esquina, que, para el caso en estudio, corresponde a la esquina en donde se encuentra el “*Joint 1*”.

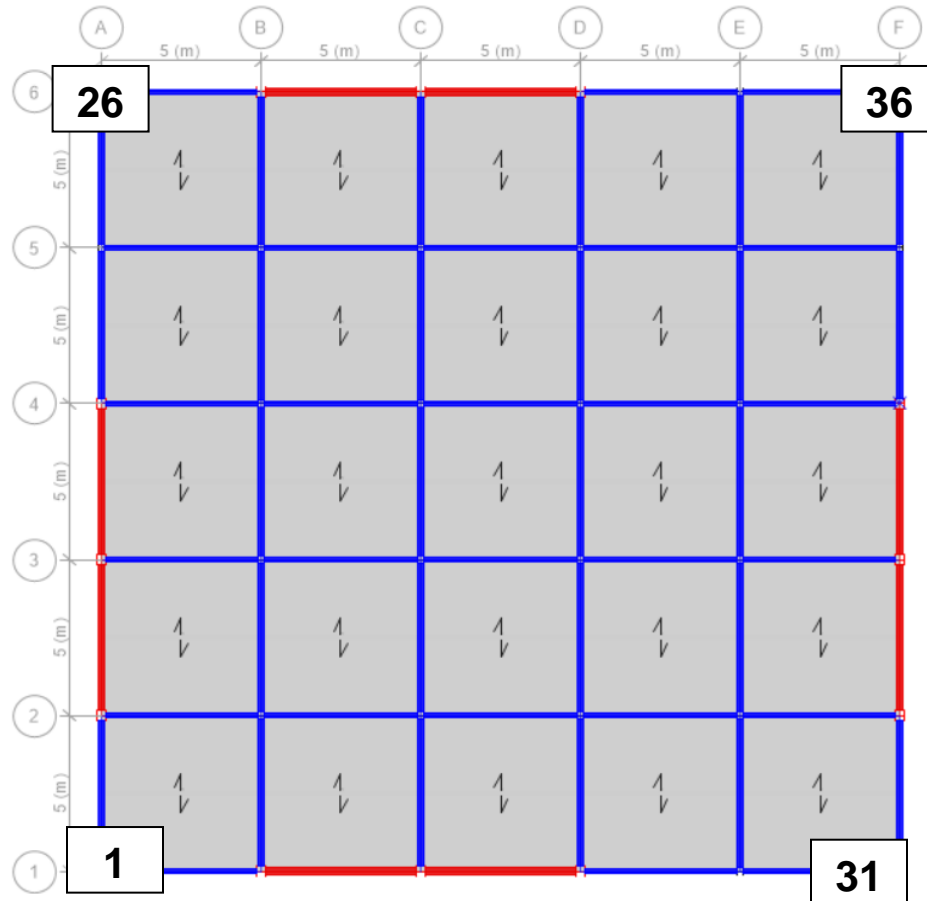


Figura 8.1: Vista en planta del último piso del edificio - Ubicación *Joints* esquinas.

### 8.6.1. Edificio de 4 pisos – Sistema SCBF

Se presentan los *drifts* para cada piso con respecto al centro de masa y los *drifts* con respecto a un punto crítico para el sismo en “X” y en “Y”. Notando que en ambos análisis se cumple con lo estipulado en la norma, un *drift* con respecto al CM menor al 2 [‰] y la diferencia entre el *drift* con respecto a CM y un punto crítico menor al 1 [‰].

<b>Drift con respecto al centro de masa – 4 pisos – SCBF</b>						
Piso	Altura [m]	Sismo en X		Sismo en Y		NCh 433 [%o]
		Drift X [%o]	Drift Y [%o]	Drift X [%o]	Drift Y [%o]	
4	13,2	0,605	0	0	0,676	2
3	9,9	0,882	0,0003	0,0003	0,967	2
2	6,6	1,082	0,0003	0,0003	1,189	2
1	3,3	1,125	0,00061	0,0006	1,156	2

<b>Drift punto crítico - Sismo en X - Joint 1 – 4 pisos - SCBF</b>							
Piso	Dirección X			Dirección Y			NCh 433 [%o]
	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	
4	0,676	0,605	0,071	0,070	0	0,070	1
3	0,982	0,882	0,100	0,100	0,0003	0,100	1
2	1,204	1,082	0,122	0,123	0,0003	0,122	1
1	1,242	1,125	0,117	0,117	0,00061	0,117	1

<b>Drift punto crítico - Sismo en Y - Joint 1 – 4 pisos - SCBF</b>							
Piso	Dirección X			Dirección Y			NCh 433 [%o]
	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	
4	0,071	0	0,071	0,746	0,676	0,070	1
3	0,101	0,0003	0,100	1,067	0,967	0,100	1
2	0,123	0,0003	0,123	1,312	1,189	0,123	1
1	0,117	0,0006	0,117	1,273	1,156	0,117	1

### 8.6.2. Edificio de 4 pisos – Sistema BRB

Se presentan los *drifts* para cada piso con respecto al centro de masa y los *drifts* con respecto a un punto crítico para el sismo en “X” y en “Y”. Notando que en ambos análisis se cumple con lo estipulado en la norma, un *drift* con respecto al CM menor al 2 [%o] y la diferencia entre el *drift* con respecto a CM y un punto crítico menor al 1 [%o].

<b>Drift con respecto al centro de masa – 4 pisos – BRB</b>						
Piso	Altura [m]	Sismo en X		Sismo en Y		NCh 433 [%o]
		Drift X [%o]	Drift Y [%o]	Drift X [%o]	Drift Y [%o]	
4	13,2	0,552	0,000606	0,000303	0,661	2
3	9,9	0,888	0,000000	0,000000	1,087	2
2	6,6	0,949	0,000303	0,000303	1,078	2
1	3,3	1,184	0,000303	0,000303	1,265	2

<b>Drift punto crítico - Sismo en X - Joint 1 – 4 pisos - BRB</b>							
Piso	Dirección X			Dirección Y			NCh 433 [%o]
	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	
4	0,624	0,552	0,072	0,071	0,000606	0,071	1
3	1,003	0,888	0,115	0,116	0,000000	0,116	1
2	1,063	0,949	0,114	0,114	0,000303	0,114	1
1	1,312	1,184	0,128	0,128	0,000303	0,128	1

<b>Drift punto crítico - Sismo en Y - Joint 1 – 4 pisos - BRB</b>							
Piso	Dirección X			Dirección Y			NCh 433 [%o]
	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	Drift Joint [%o]	Drift CM [%o]	Drift Joint - Drift CM [%o]	
4	0,074	0,000303	0,073	0,732	0,661	0,072	1
3	0,119	0,000000	0,119	1,203	1,087	0,116	1
2	0,115	0,000303	0,115	1,192	1,078	0,114	1
1	0,128	0,000303	0,128	1,394	1,265	0,128	1

### 8.6.3. Edificio de 8 pisos – Sistema SCBF

<b>Drift con respecto al centro de masa – 8 pisos – SCBF</b>						
Piso	Altura [m]	Sismo en X		Sismo en Y		NCh 433 [%o]
		Drift X [%o]	Drift Y [%o]	Drift X [%o]	Drift Y [%o]	
8	26,4	1,014	0,000606	0,008485	1,017	2
7	23,1	1,287	0,001818	0,011818	1,269	2
6	19,8	1,514	0,002121	0,013333	1,473	2
5	16,5	1,613	0,001818	0,013030	1,549	2
4	13,2	1,509	0,001515	0,012727	1,422	2
3	9,9	1,393	0,001515	0,011212	1,271	2
2	6,6	1,378	0,001515	0,010303	1,278	2
1	3,3	1,142	0,000909	0,007879	0,963	2

Se presentan los *drifts* para cada piso con respecto al centro de masa y los *drifts* con respecto a un punto crítico para el sismo en “X” y en “Y”. Notando que en ambos análisis se cumple con lo estipulado en la norma, un *drift* con respecto al CM menor al 2 [%o] y la diferencia entre el *drift* con respecto a CM y un punto crítico menor al 1 [%o].

<b>Drift punto crítico - Sismo en X - Joint 1 – 8 pisos - SCBF</b>							
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>			<b>NCh 433 [‰]</b>
	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	
8	1,279	1,014	0,265	0,277	0,000606	0,276	1
7	1,618	1,287	0,332	0,351	0,001818	0,349	1
6	1,903	1,514	0,389	0,414	0,002121	0,412	1
5	2,027	1,613	0,414	0,440	0,001818	0,438	1
4	1,890	1,509	0,381	0,405	0,001515	0,403	1
3	1,740	1,393	0,347	0,370	0,001515	0,368	1
2	1,726	1,378	0,348	0,372	0,001515	0,370	1
1	1,419	1,142	0,277	0,296	0,000909	0,295	1

<b>Drift punto crítico - Sismo en Y - Joint 1 – 8 pisos - SCBF</b>							
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>			<b>NCh 433 [‰]</b>
	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	
8	0,188	0,008485	0,179	1,197	1,017	0,180	1
7	0,239	0,011818	0,227	1,496	1,269	0,227	1
6	0,282	0,013333	0,268	1,741	1,473	0,268	1
5	0,300	0,013030	0,287	1,835	1,549	0,286	1
4	0,274	0,012727	0,261	1,682	1,422	0,261	1
3	0,250	0,011212	0,239	1,510	1,271	0,238	1
2	0,252	0,010303	0,242	1,518	1,278	0,240	1
1	0,202	0,007879	0,194	1,156	0,963	0,193	1

#### **8.6.4. Edificio de 8 pisos – Sistema BRB**

Se presentan los *drifts* para cada piso con respecto al centro de masa y los *drifts* con respecto a un punto crítico para el sismo en “X” y en “Y”. Notando que en ambos análisis se cumple con lo estipulado en la norma, un *drift* con respecto al CM menor al 2 [‰] y la diferencia entre el *drift* con respecto a CM y un punto crítico menor al 1 [‰].

<b>Drift con respecto al centro de masa – 8 pisos – BRB</b>						
<b>Piso</b>	<b>Altura [m]</b>	<b>Sismo en X</b>		<b>Sismo en Y</b>		<b>NCh 433 [‰]</b>
		<b>Drift X [‰]</b>	<b>Drift Y [‰]</b>	<b>Drift X [‰]</b>	<b>Drift Y [‰]</b>	
8	26,4	0,638	0,000303	0,004242	0,630	2
7	23,1	0,887	0,001212	0,006667	0,884	2
6	19,8	1,112	0,001515	0,008182	1,102	2
5	16,5	1,232	0,001515	0,008485	1,216	2
4	13,2	1,149	0,001515	0,009091	1,072	2
3	9,9	1,125	0,001515	0,008485	1,029	2
2	6,6	1,145	0,001212	0,008485	1,050	2
1	3,3	1,140	0,001212	0,008182	0,981	2

<b>Drift punto crítico - Sismo en X - Joint 1 – 8 pisos - BRB</b>							
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>			<b>NCh 433 [‰]</b>
	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	
8	0,001	0,638	-0,637	0,175	0,000303	0,175	1
7	0,001	0,887	-0,886	0,248	0,001212	0,247	1
6	0,001	1,112	-1,111	0,314	0,001515	0,312	1
5	0,002	1,232	-1,231	0,350	0,001515	0,348	1
4	0,001	1,149	-1,147	0,320	0,001515	0,319	1
3	0,001	1,125	-1,123	0,314	0,001515	0,312	1
2	0,001	1,145	-1,143	0,322	0,001212	0,321	1
1	0,001	1,140	-1,138	0,315	0,001212	0,314	1

<b>Drift punto crítico - Sismo en Y - Joint 1 – 8 pisos - BRB</b>							
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>			<b>NCh 433 [‰]</b>
	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	
8	0,122	0,004242	0,117	0,749	0,630	0,118	1
7	0,174	0,006667	0,167	1,050	0,884	0,166	1
6	0,219	0,008182	0,211	1,312	1,102	0,210	1
5	0,243	0,008485	0,235	1,449	1,216	0,233	1
4	0,219	0,009091	0,210	1,281	1,072	0,210	1
3	0,215	0,008485	0,206	1,234	1,029	0,205	1
2	0,220	0,008485	0,212	1,260	1,050	0,211	1
1	0,215	0,008182	0,207	1,187	0,981	0,206	1

### 8.6.5. Edificio de 12 pisos – Sistema SCBF

Se presentan los *drifts* para cada piso con respecto al centro de masa y los *drifts* con respecto a un punto crítico para el sismo en “X” y en “Y”. Notando que en ambos análisis se cumple con lo estipulado en la norma, un *drift* con respecto al CM menor al 2 [‰] y la diferencia entre el *drift* con respecto a CM y un punto crítico menor al 1 [‰].

<b>Drift con respecto al centro de masa – 12 pisos – SCBF</b>						
Piso	Altura [m]	Sismo en X		Sismo en Y		NCh 433 [‰]
		Drift X [‰]	Drift Y [‰]	Drift X [‰]	Drift Y [‰]	
12	39,6	1,090	0,000909	0,008485	1,163	2
11	36,3	1,295	0,003333	0,013636	1,363	2
10	33	1,461	0,003636	0,014545	1,511	2
9	29,7	1,596	0,003939	0,015758	1,625	2
8	26,4	1,709	0,004242	0,016364	1,732	2
7	23,1	1,749	0,003939	0,016061	1,751	2
6	19,8	1,711	0,003636	0,014848	1,708	2
5	16,5	1,657	0,003636	0,013939	1,622	2
4	13,2	1,655	0,003636	0,013333	1,639	2
3	9,9	1,502	0,003030	0,011818	1,438	2
2	6,6	1,341	0,002727	0,011515	1,272	2
1	3,3	1,112	0,002121	0,009091	0,963	2

<b>Drift punto crítico - Sismo en X - Joint 1 – 12 pisos - SCBF</b>							
Piso	Dirección X			Dirección Y			NCh 433 [‰]
	Drift Joint [‰]	Drift CM [‰]	Drift Joint - Drift CM [‰]	Drift Joint [‰]	Drift CM [‰]	Drift Joint - Drift CM [‰]	
12	1,369	1,090	0,279	0,295	0,000909	0,294	1
11	1,622	1,295	0,328	0,353	0,003333	0,350	1
10	1,829	1,461	0,368	0,398	0,003636	0,395	1
9	1,996	1,596	0,400	0,433	0,003939	0,429	1
8	2,137	1,709	0,428	0,464	0,004242	0,460	1
7	2,182	1,749	0,433	0,470	0,003939	0,466	1
6	2,111	1,711	0,400	0,437	0,003636	0,433	1
5	2,035	1,657	0,378	0,414	0,003636	0,410	1
4	2,037	1,655	0,382	0,418	0,003636	0,414	1
3	1,841	1,502	0,339	0,372	0,003030	0,369	1
2	1,667	1,341	0,325	0,355	0,002727	0,353	1
1	1,374	1,112	0,262	0,286	0,002121	0,284	1

<b>Drift punto crítico - Sismo en Y - Joint 1 – 12 pisos - SCBF</b>							
Piso	Dirección X			Dirección Y			NCh 433 [‰]
	<i>Drift Joint</i> [‰]	<i>Drift CM</i> [‰]	<i>Drift Joint - Drift CM</i> [‰]	<i>Drift Joint</i> [‰]	<i>Drift CM</i> [‰]	<i>Drift Joint - Drift CM</i> [‰]	
12	0,210	0,008485	0,201	1,365	1,163	0,202	1
11	0,252	0,013636	0,238	1,602	1,363	0,239	1
10	0,285	0,014545	0,270	1,782	1,511	0,270	1
9	0,309	0,015758	0,294	1,919	1,625	0,294	1
8	0,331	0,016364	0,315	2,046	1,732	0,315	1
7	0,335	0,016061	0,319	2,069	1,751	0,318	1
6	0,312	0,014848	0,297	2,006	1,708	0,297	1
5	0,295	0,013939	0,282	1,903	1,622	0,281	1
4	0,299	0,013333	0,285	1,924	1,639	0,285	1
3	0,266	0,011818	0,254	1,692	1,438	0,253	1
2	0,252	0,011515	0,240	1,512	1,272	0,240	1
1	0,202	0,009091	0,193	1,156	0,963	0,193	1

### 8.6.6. Edificio de 12 pisos – Sistema BRB

Se presentan los *drifts* para cada piso con respecto al centro de masa y los *drifts* con respecto a un punto crítico para el sismo en “X” y en “Y”. Notando que en ambos análisis se cumple con lo estipulado en la norma, un *drift* con respecto al CM menor al 2 [‰] y la diferencia entre el *drift* con respecto a CM y un punto crítico menor al 1 [‰].

<b>Drift con respecto al centro de masa – 12 pisos – BRB</b>						
Piso	Altura [m]	Sismo en X		Sismo en Y		NCh 433 [‰]
		<i>Drift X</i> [‰]	<i>Drift Y</i> [‰]	<i>Drift X</i> [‰]	<i>Drift Y</i> [‰]	
12	39,6	0,522	-0,000606	0,002424	0,549	2
11	36,3	0,670	0,001212	0,005455	0,709	2
10	33	0,806	0,001212	0,006364	0,841	2
9	29,7	0,924	0,001212	0,006970	0,950	2
8	26,4	1,021	0,001515	0,007576	1,046	2
7	23,1	1,078	0,001515	0,007273	1,098	2
6	19,8	1,080	0,001515	0,006970	1,086	2
5	16,5	1,096	0,001212	0,006667	1,092	2
4	13,2	1,127	0,001515	0,006364	1,131	2
3	9,9	1,099	0,001212	0,006667	1,083	2
2	6,6	1,028	0,000909	0,006667	0,969	2
1	3,3	1,025	0,001212	0,006970	0,931	2

<b>Drift punto crítico - Sismo en X - Joint 1 – 12 pisos - BRB</b>							
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>			<b>NCh 433 [‰]</b>
	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	
12	0,655	0,522	0,133	0,140	-0,000606	0,141	1
11	0,842	0,670	0,172	0,186	0,001212	0,185	1
10	1,014	0,806	0,208	0,225	0,001212	0,223	1
9	1,158	0,924	0,235	0,256	0,001212	0,255	1
8	1,279	1,021	0,258	0,282	0,001515	0,280	1
7	1,345	1,078	0,266	0,292	0,001515	0,290	1
6	1,327	1,080	0,247	0,271	0,001515	0,269	1
5	1,340	1,096	0,244	0,268	0,001212	0,267	1
4	1,379	1,127	0,252	0,277	0,001515	0,276	1
3	1,343	1,099	0,244	0,268	0,001212	0,267	1
2	1,269	1,028	0,241	0,263	0,000909	0,262	1
1	1,265	1,025	0,240	0,261	0,001212	0,260	1

<b>Drift punto crítico - Sismo en Y - Joint 1 – 12 pisos - BRB</b>							
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>			<b>NCh 433 [‰]</b>
	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint [‰]</b>	<b>Drift CM [‰]</b>	<b>Drift Joint - Drift CM [‰]</b>	
12	0,107	0,002424	0,105	0,654	0,549	0,105	1
11	0,143	0,005455	0,138	0,846	0,709	0,137	1
10	0,173	0,006364	0,166	1,007	0,841	0,166	1
9	0,196	0,006970	0,189	1,137	0,950	0,188	1
8	0,215	0,007576	0,207	1,252	1,046	0,206	1
7	0,222	0,007273	0,215	1,311	1,098	0,213	1
6	0,206	0,006970	0,199	1,283	1,086	0,198	1
5	0,204	0,006667	0,197	1,288	1,092	0,196	1
4	0,210	0,006364	0,204	1,332	1,131	0,202	1
3	0,203	0,006667	0,197	1,279	1,083	0,195	1
2	0,198	0,006667	0,191	1,158	0,969	0,189	1
1	0,195	0,006970	0,188	1,117	0,931	0,186	1

## 8.7. Anexo G: Selección de área suministrada y elección y propiedades de la funda de acero según [85]

### 8.7.1. Área de acero suministrada ( $A_{sc\ sum}$ )

A continuación, se presenta una tabla de catálogo con áreas de acero. De la primera columna de la figura (marcada en rojo), se obtienen los valores de  $A_{sc\ sum}$  que cumplan con los valores de  $A_{sc}$  ( $A_{sc\ sum} \geq A_{sc}$ ) de la Tabla 4.76.

$F_{ysc} = 38 \text{ ksi (262 MPa)}$		Bay Width				
$A_{sc}^3$ In <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	$P_{y\_axial}^4$ klp (kN)	15 (4.6)	20 (6.1)	25 (7.6)	30 (9.1)	35 (10.7)
<b>SINGLE DIAGONAL</b>						
2.0 (13)	68 (306)	t8 (t203)	t8 (t203)	t8 (t203)	t8 (t203)	t8 (t203)
3.0 (19)	103 (448)	t8 (t203)	t8 (t203)	t8 (t203)	t8 (t203)	t10 (t254)
4.0 (26)	137 (613)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)
5.0 (32)	171 (754)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)
6.0 (39)	205 (919)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)
7.0 (45)	239 (1060)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)	t10 (t254)
8.0 (52)	274 (1225)	t10 (t254)	t10 (t254)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)
9.0 (58)	308 (1367)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)
10.0 (65)	342 (1532)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)	t12 (t305)
11.0 (71)	376 (1673)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)
12.0 (77)	410 (1814)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)
14.0 (90)	479 (2121)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)	t14 (t356)
16.0 (103)	547 (2427)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)
18.0 (116)	616 (2733)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)
20.0 (129)	684 (3040)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)
22.0 (142)	752 (3346)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)	t16 (t406)
24.0 (155)	821 (3652)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)
26.0 (168)	889 (3959)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)
28.0 (181)	958 (4265)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)	p20 (p508)	p20 (p508)
30.0 (194)	1026 (4571)	p18 (p457)	p18 (p457)	p18 (p457)	p20 (p508)	p20 (p508)
<b>Workpoint Length, ft (m)</b>		20.5 (6.3)	24.4 (7.4)	28.7 (8.7)	33.1 (10.1)	37.7 (11.5)
t = square tube p = round pipe (rectangular casings also available)						

### 8.7.2. Elección de las fundas de acero

Los perfiles del catálogo de CoreBrace se consideran con una altura de marco de 4,3 metros y dependen de la distancia entre vanos (“Bay Width”). Para encontrar la dicha distancia se utilizó la ecuación (8.8):

$$BW = \frac{4,3}{\tan(\theta)} \quad (8.8)$$

Donde  $\theta$  corresponde a el ángulo que forma la riostra con la horizontal.

Se presentan las propiedades geométricas de las riostras externas (usadas en edificios de 4, 8 y 12 pisos) e internas (usadas solamente en edificios de 8 y 12 pisos), respectivamente. Si el resultado no dio un valor exacto en la tabla se busca el cercano más alto.

Riostra Externa		Riostra Interna	
L [cm]	599	L [cm]	414
h [cm]	330	h [cm]	330
Vano [cm]	500	Vano [cm]	250
$\theta$ [°]	33,42	$\theta$ [°]	52,8533
$\theta$ [rad]	0,583	$\theta$ [rad]	0,922
BW [m]	6,52	BW [m]	3,26
En tabla	25(7,6)	En tabla	15(4,6)

Una vez encontrado el valor del  $BW$ , este se busca en las columnas marcadas en amarillo en la tabla presentada y se hace calzar dicha columna con la fila del área suministrada encontrada en 8.7.1 (marcado en color verde a manera de ejemplo, ya que los valores de  $A_{sc\ sum}$  y  $BW$  varían según el edificio que se esté analizando).

### 8.7.3. Propiedades de la funda de acero

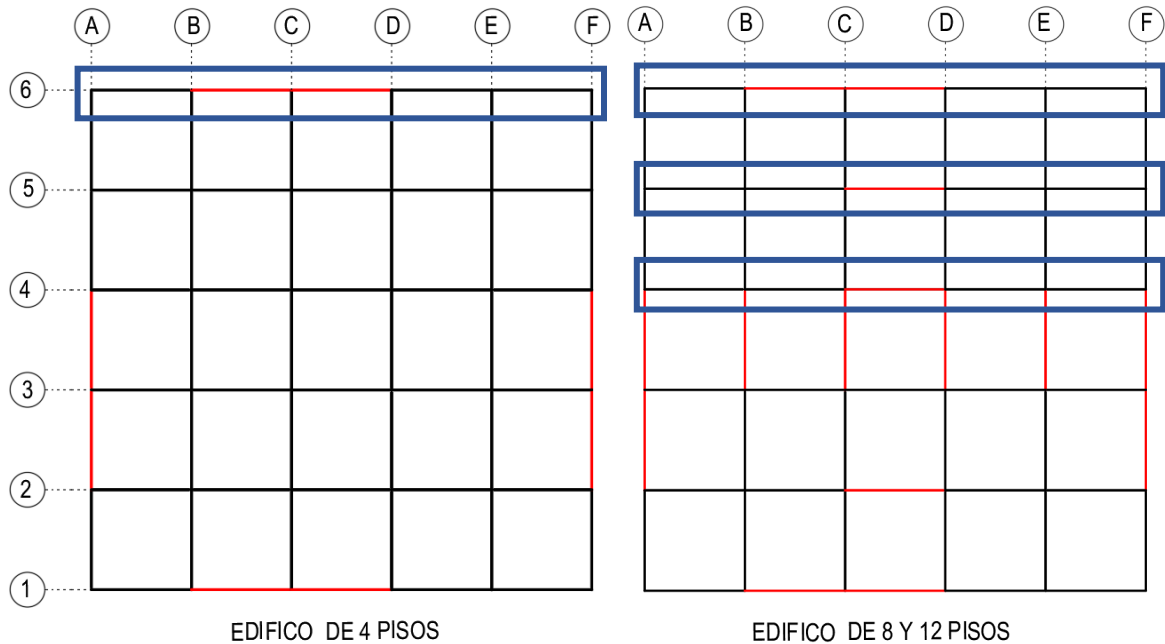
Se presentan las propiedades de las fundas de acero utilizadas en los modelos de análisis con marcos *BRB*.

El perfil HSS 203x203x8 se utilizó en los edificios de 8 y 12 pisos y el perfil HSS 254x254x8 se utilizó en los edificios de 4, 8 y 12 pisos.

HSS 203x203x8			HSS 254x254x8		
En tabla	t8		En tabla	t10	
E	2100000	kgf/cm <sup>2</sup>	E	2100000	kgf/cm <sup>2</sup>
lo	3787,7	cm <sup>4</sup>	lo	7658,6	cm <sup>4</sup>
K	1		K	1	
e	0,8	cm	e	0,8	cm
L	599	cm	L	599	cm

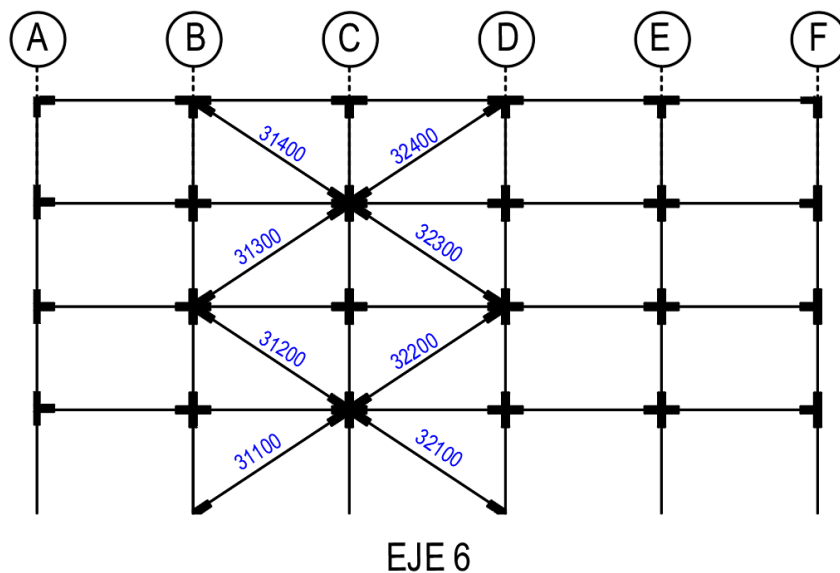
## 8.8. Anexo H: Nomenclatura de riostras para el modelo en *OpenSees*

Se presenta una vista en planta para los edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente, de la cual se extrajeron las elevaciones de los ejes con los arriostramientos analizados para cada edificio, según corresponda.



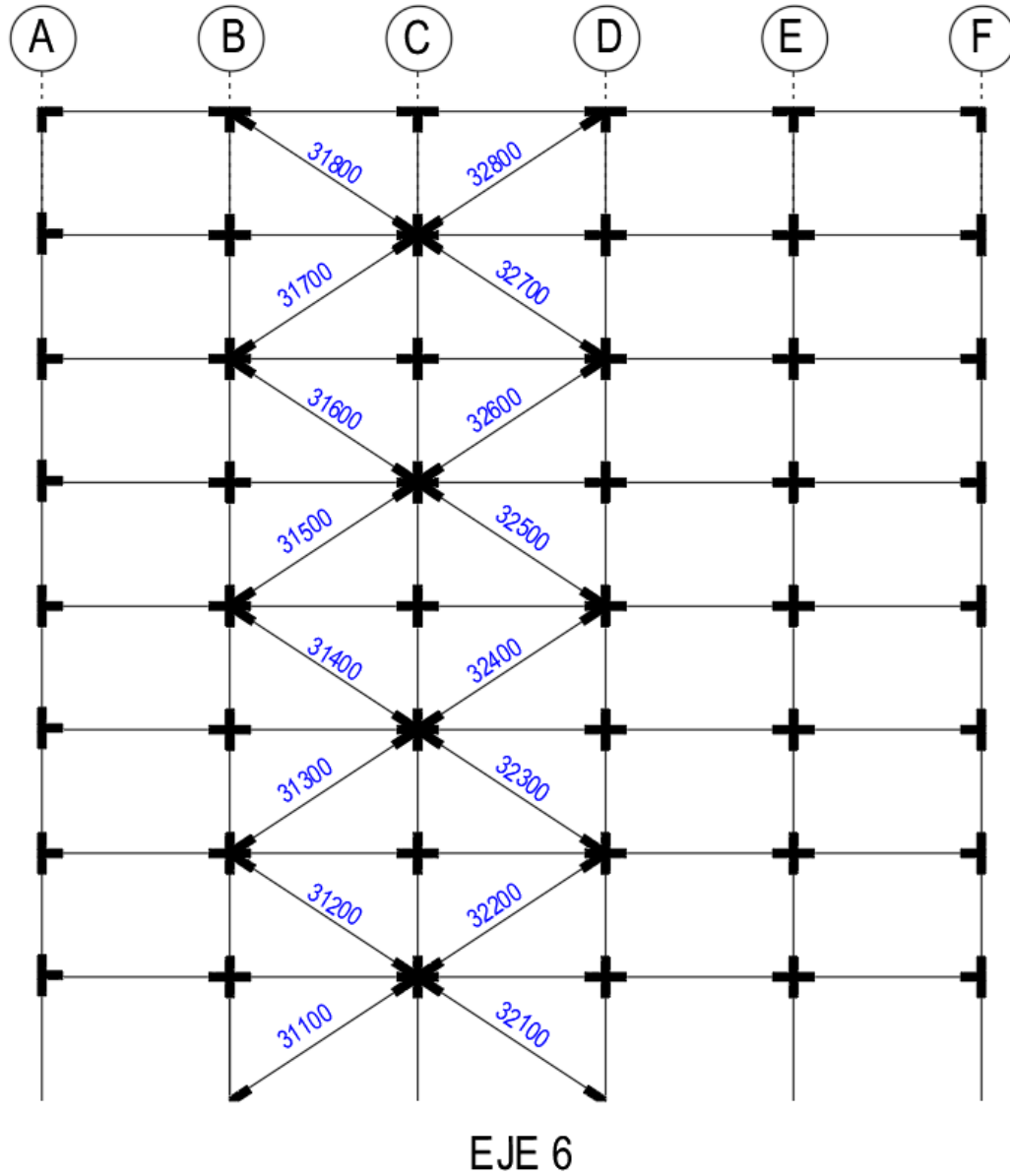
### 8.8.1. Edificio de 4 pisos

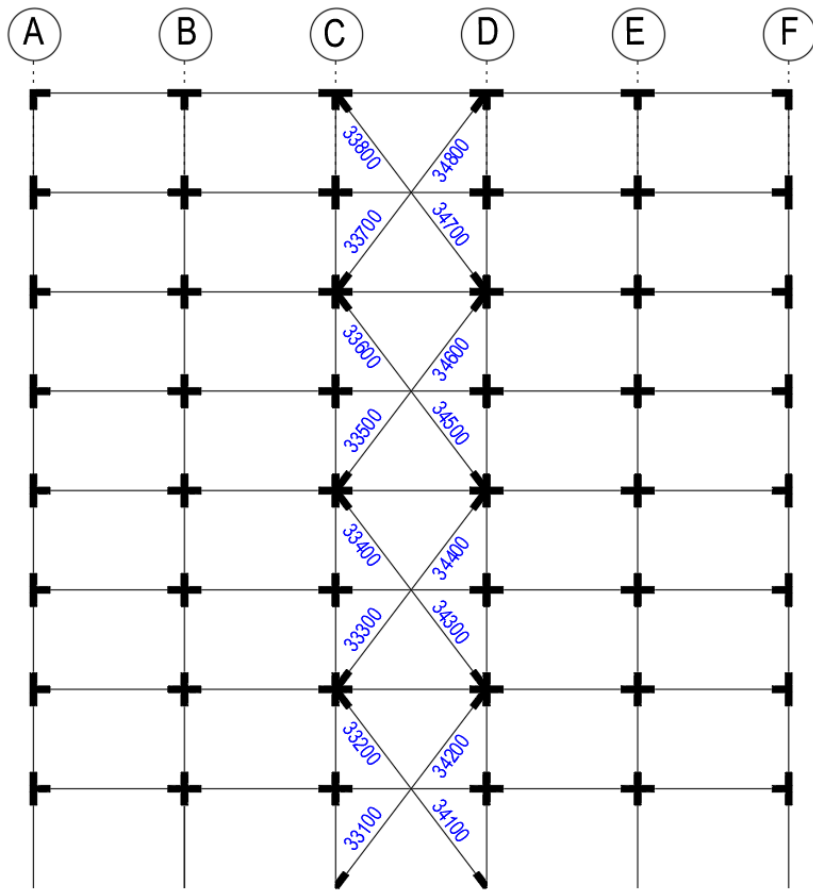
A continuación, se muestra la fachada del edificio de estudio en dirección X con la numeración las riostras, la cual es la misma para todos los sistemas: *SCBF*, *BRB* y *SC*.



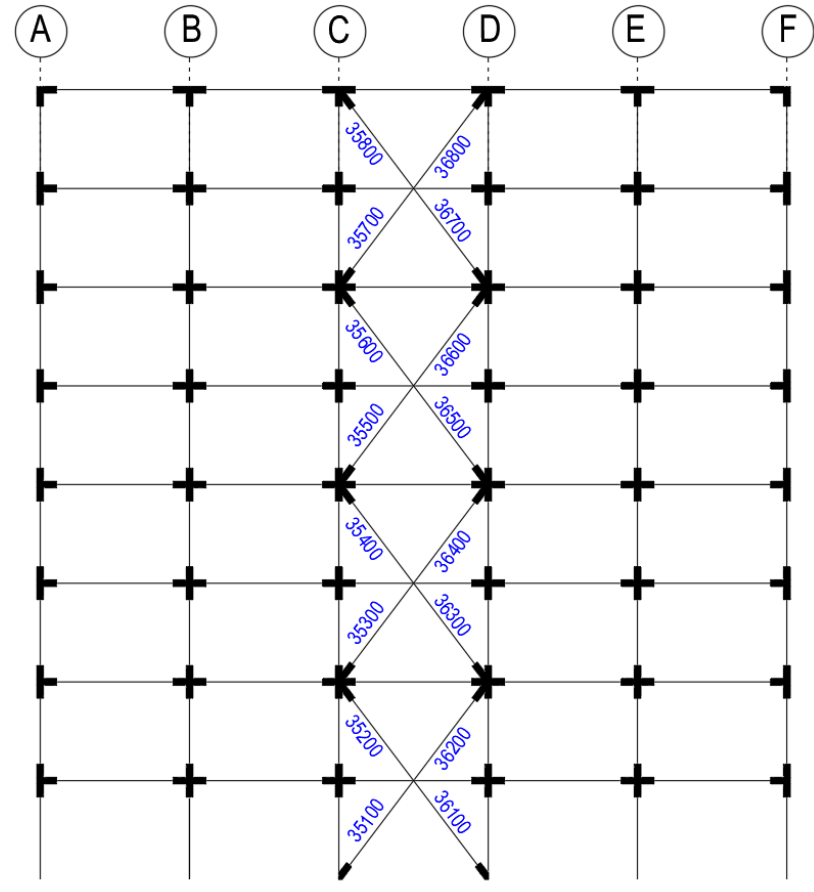
### 8.8.2. Edificio de 8 pisos

A continuación, se muestra la fachada del edificio de estudio en dirección X con la numeración las riostras tanto externas como internas, la cual es la misma para todos los sistemas: *SCBF*, *BRB* y *SC*.





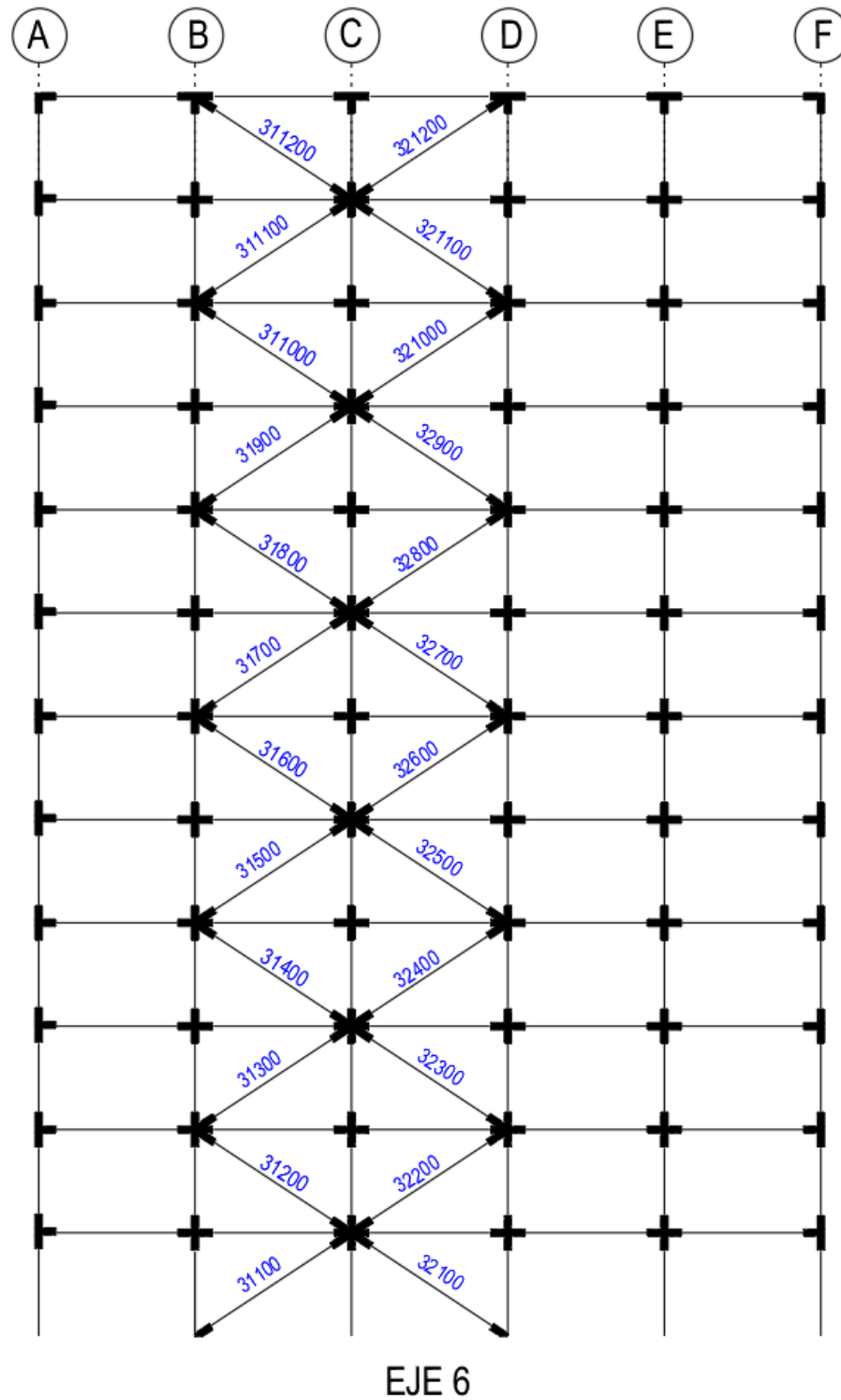
EJE 5

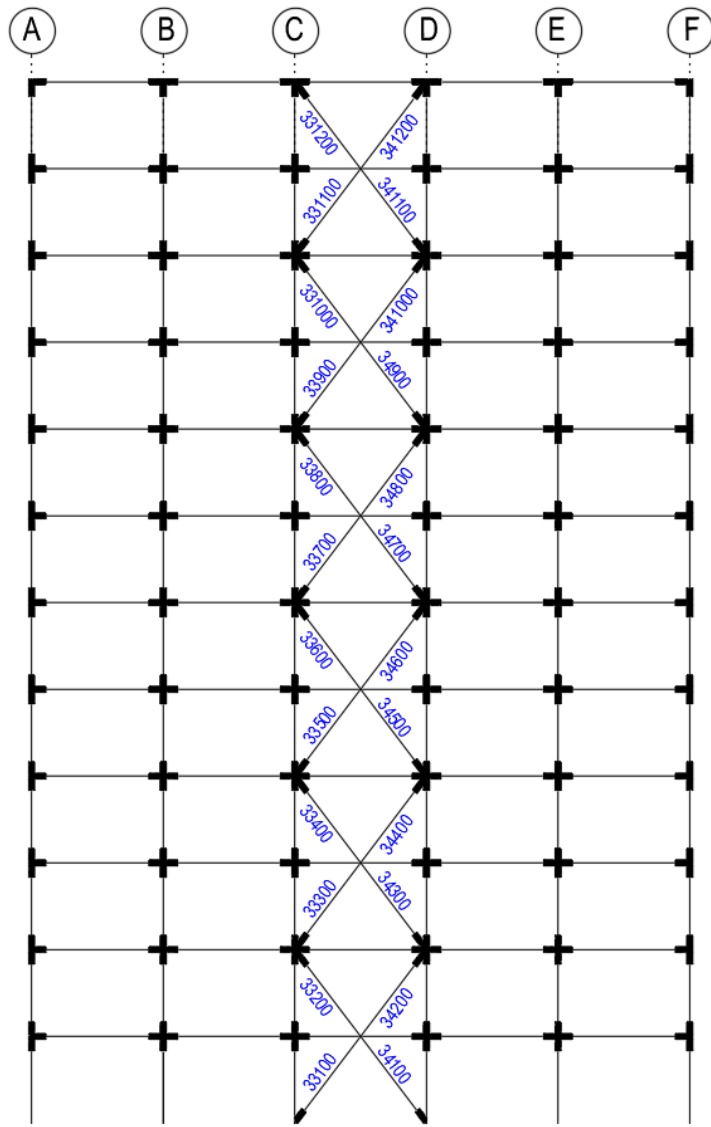


EJE 4

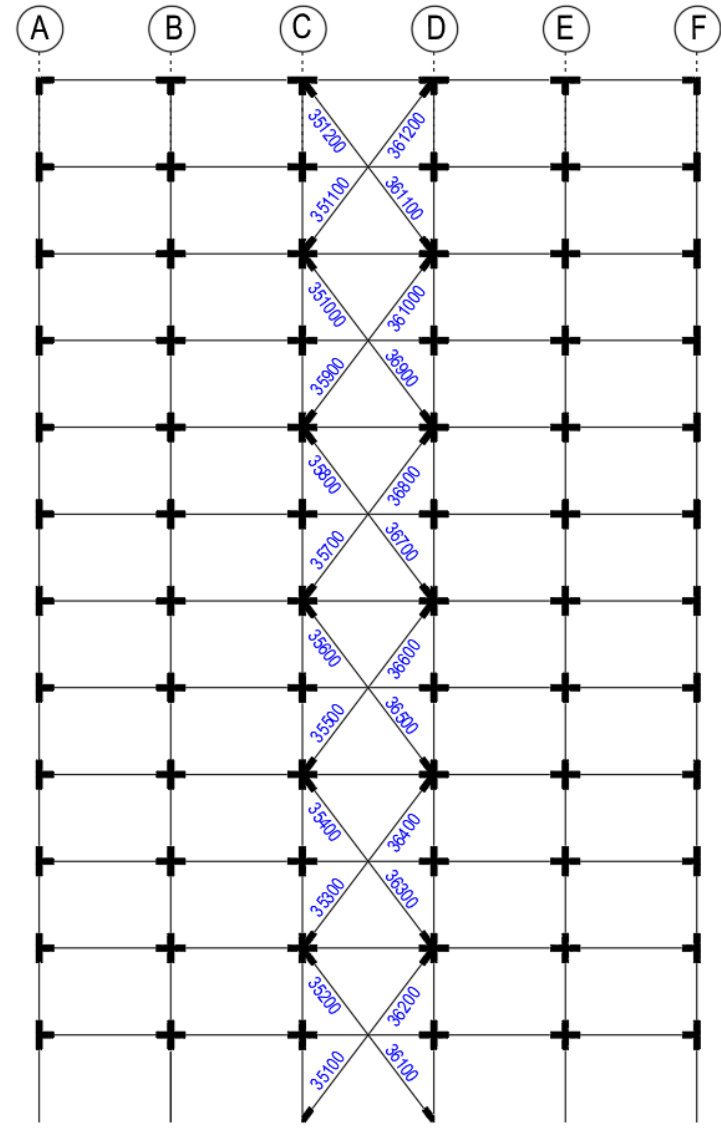
### 8.8.3. Edificio de 12 pisos

A continuación, se muestra la fachada del edificio de estudio en dirección X con la numeración las riostras tanto externas como internas, la cual es la misma para todos los sistemas: *SCBF*, *BRB* y *SC*.





EJE 5



EJE 4

## 8.9. Anexo I: Planos de conexión viga – columna y riostra

### 8.9.1. Sistema SCBF

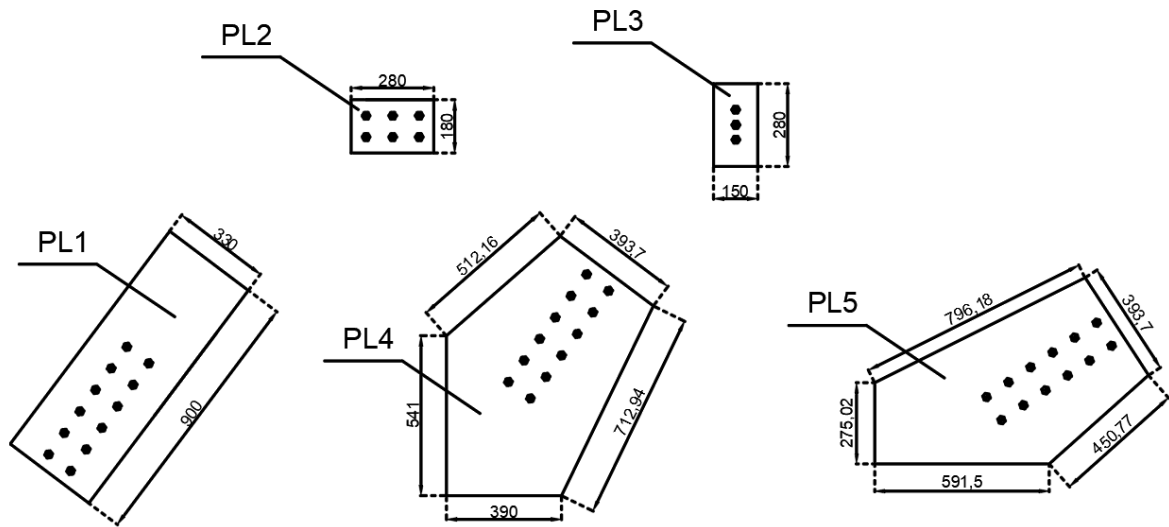
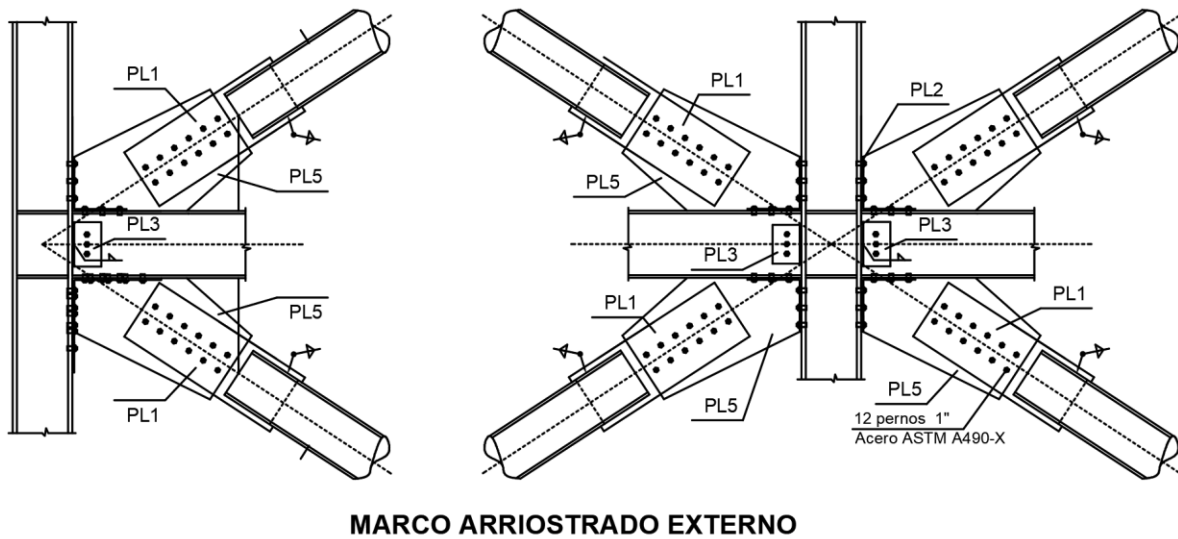
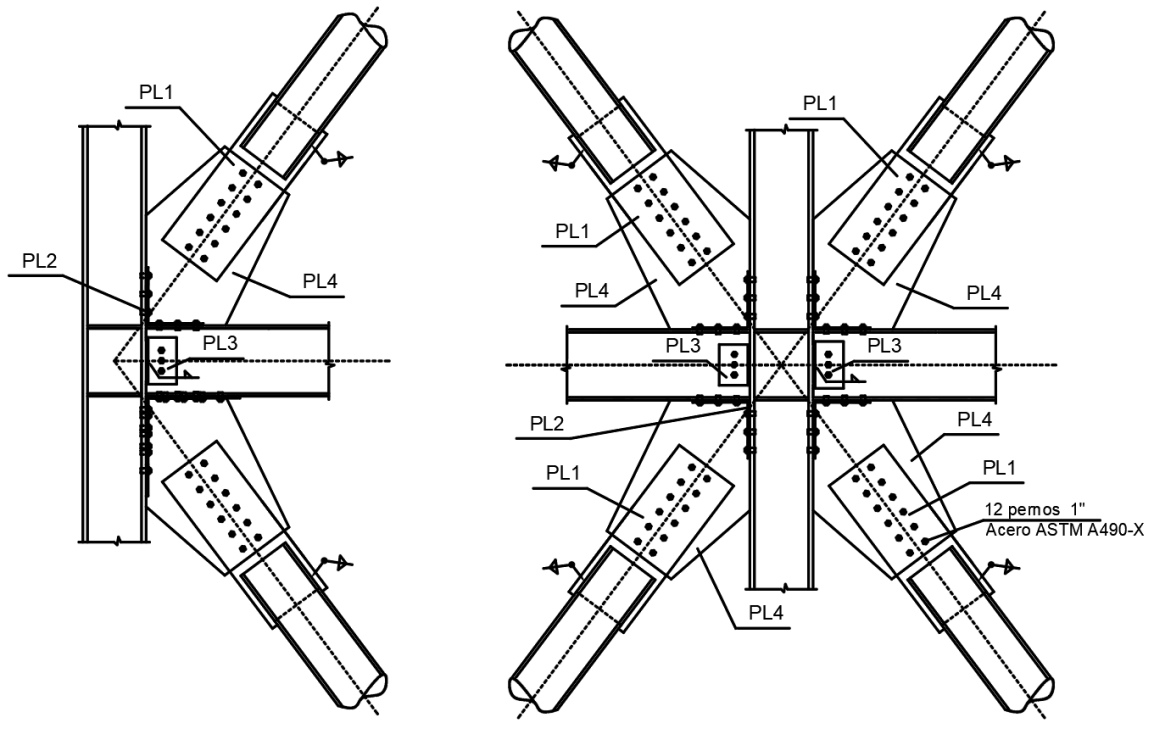


Figura 8.2: Dimensiones de placa SCBF en [mm].



### MARCO ARRIOSTRADO EXTERNO

Figura 8.3: Detalle marco arriostrado externo – SCBF.



**MARCO ARRIOSTRADO INTERNO**

Figura 8.4: Detalle marcos arriostrado interno – SCBF.

**8.9.2. Sistema BRB**

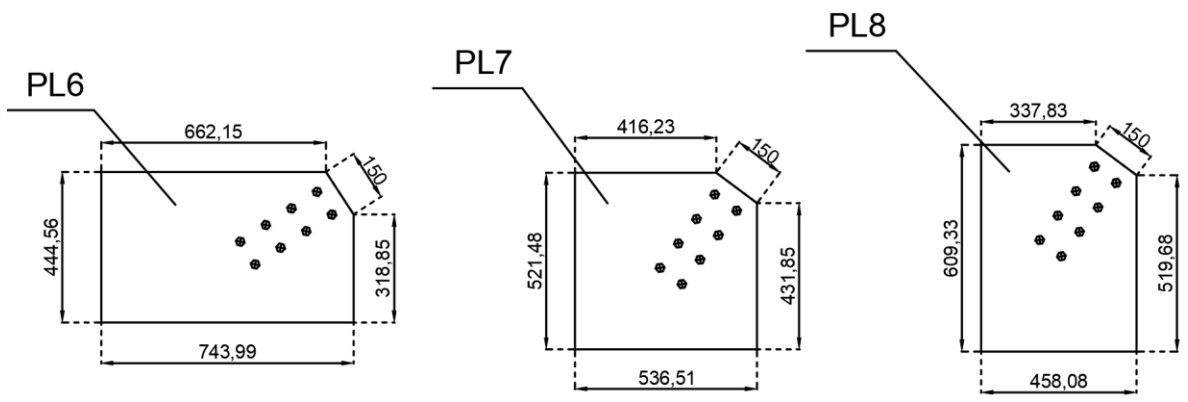
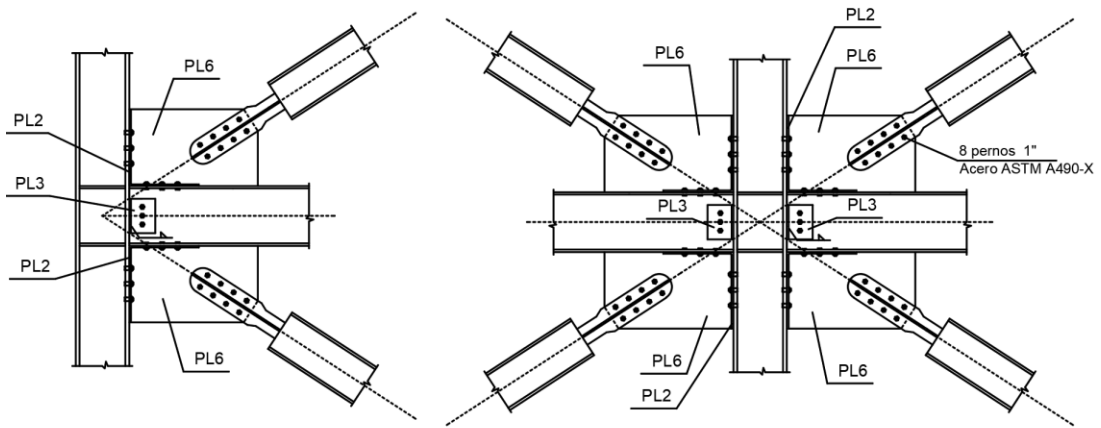
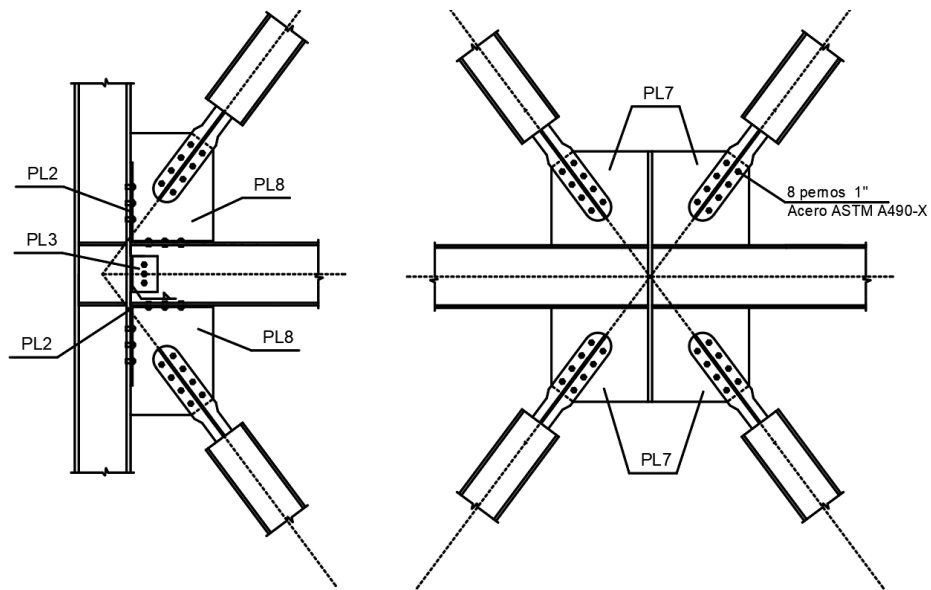


Figura 8.5: Dimensiones placas BRB en [mm].



**MARCO ARRIOSTRADO EXTERNO**

Figura 8.6: Detalle marcos arriostrados externos – BRB.



**MARCO ARRIOSTRADO INTERNO**

Figura 8.7: Detalle marcos arriostrados internos – BRB.

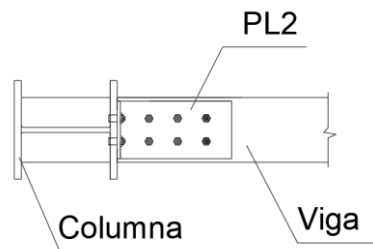


Figura 8.8: Conexión viga columna.