

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación del desempeño de estructuras de acero
con marcos concéntricos con arriostramiento
convencional, BRB y autocentrantes en Chile.

Por
Javiera Alejandra León Araya

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

Diciembre, 2021

Listado de Figuras.....	4
Listado de Tablas.....	8
Capítulo I.....	12
1. Introducción.....	12
1.1. Objetivo general.....	14
1.2. Objetivos principales.....	14
1.3. Metodología.....	14
1.4. Alcances.....	15
Capítulo II.....	16
2. Antecedentes.....	16
2.1. El acero como elemento estructural.....	16
2.2. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural.....	18
2.3. Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero.....	20
2.4. Arriostramiento convencional <i>SCBF</i>	21
2.5. Disipadores de energía.....	24
2.6. Arriostramiento con pandeo restringido (<i>Buckling Restrained Brace, BRB</i>).....	25
2.7. Arriostramientos autocentrantes.....	30
2.8. Desempeño.....	32
Capítulo III.....	36
3. Diseño mediante normativas.....	36
3.1. NCh433.Of.96.mod2012 - Diseño sísmico de edificios y DS61 - Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.....	36
3.2. NCh3411.Of.2017 - Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo.....	41
3.3. AISC 360-16, "Specification for Structural Steel Buildings".....	44
3.4. AISC 341-16, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings".....	44
3.5. AISC 41-13, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings".....	48
Capítulo IV.....	49
4. Análisis lineal.....	49
4.1. Concepto.....	49
4.2. Combinaciones de carga.....	49
4.3. Cargas gravitacionales.....	50
4.4. Parámetros sísmicos.....	50
4.5. Dimensionamiento de perfiles.....	51
4.6. Estructura de 4 pisos.....	54

4.7. Estructura de 8 pisos.....	86
Capítulo V	110
5. Análisis no lineal.	110
5.1. Concepto.	110
5.2. Modelación en <i>OpenSees</i>	111
5.3. Análisis cíclico cuasi-estático.	120
5.4. Análisis no lineal estático (<i>Pushover</i>).	133
5.5. Análisis tiempo-historia.....	141
Capítulo VI	185
6. Diseño por desempeño.....	185
6.1 Concepto.	185
6.2. Estimación del punto de desempeño.....	187
6.5. Estructura de 4 pisos.....	191
6.6. Estructuras de 8 pisos.	198
Capítulo VII	206
7. Análisis de resultados.....	206
7.1. Análisis de resultados.....	206
Capítulo VIII	211
8. Conclusión.....	211
9. Referencias	213
10. Anexo.....	218

Listado de Figuras.

Figura 1.1.1: a) Marco resistente a momento (<i>SMRF</i>), b) Marco arriostrado concéntricamente (<i>SCBF</i>), c) Marco arriostrado excéntricamente (<i>EBF</i>) [7].....	12
Figura 2.2.1: Diagrama esfuerzo-deformación de acero dúctil. [5].....	19
Figura 2.2.2: Diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural. [5].....	20
Figura 2.4.1: Tipo de arriostramientos [33].....	22
Figura 2.4.2: Configuraciones aceptables para arriostramientos convencionales. [6].....	22
Figura 2.4.3: Configuraciones prohibidas para arriostramientos convencionales. [30]	22
Figura 2.4.4: Arriostramiento con configuración X (modificada). [6].....	23
Figura 2.4.5: Comportamiento plástico de riostra. [34].....	23
Figura 2.5.1: a) Edificio sin disipadores de energía; b) Edificio con disipadores de energía. [37]....	24
Figura 2.6.1: Arriostramiento <i>BRB</i> en estructura de acero [39].....	26
Figura 2.6.2: Tipo de riostra <i>BRB</i> . (adaptada al español) [6]	27
Figura 2.6.3: Secciones transversales de varias <i>BRB</i> desarrolladas en Japón. [6]	27
Figura 2.6.4: tipo de configuraciones para elementos <i>BRB</i> . [6]	28
Figura 2.6.5: Comportamiento histerético elementos <i>BRB</i> bajo tracción y compresión. [11]	28
Figura 2.6.6: Aparición de modos superiores entre el núcleo y el confinamiento. [6].....	29
Figura 2.6.7: a) Conexión estándar atornillada. b) Conexión atornillada modificada. c) Conexión articulada con pasador. [42]	29
Figura 2.7.1: Concepto del sistema autocentrante (adaptado al español). [44]	31
Figura 2.7.2: Esquemas de funcionamiento de uniones híbridas autocentrantes.	32
Figura 3.1.1: Espectro de diseño, según NCh433 [15].....	39
Figura 3.2.1: Espectro de diseño, según NCh3411.....	43
Figura 4.6.1: Edificio de 4 pisos con arriostramientos convencionales, a) 3D; b) 2D (planta)	54
Figura 4.6.2: sección tipo W.....	55
Figura 4.6.3: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional, 3D	59
Figura 4.6.4: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional, elevación.....	59
Figura 4.6.5: Espectro de diseño según normal NCh433.....	60
Figura 4.6.6: Corte por pisos combinados.....	61
Figura 4.6.7: Desplazamiento relativo entre pisos (<i>Drift</i>).....	62
Figura 4.6.8: Mecanismos mediante análisis plástico para marcos <i>SCBF</i> . [57]	63
Figura 4.6.9: Diagrama de cuerpo libre para las vigas. [6].....	64
Figura 4.6.10: Diagrama de cuerpo libre para las vigas. [6]	66
Figura 4.6.11: Edificio de 4 pisos con arriostramientos convencionales, a) 3D; b) 2D (planta)	67
Figura 4.6.12: Deformación del marco con diagonal simple. [58].....	68
Figura 4.6.13: Modelo para el análisis estructural de los arriostramientos <i>BRB</i> (adaptado al español). [58]	69
Figura 4.6.14: Espectro de diseño (NCh433) y espectro de Sismo de Servicio (NCh3411).....	74
Figura 4.6.15: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento mixto, 3D.....	75
Figura 4.6.16: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento <i>BRB</i> externo, elevación.	75
Figura 4.6.17: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional interno, elevación.	76
Figura 4.6.18: Espectro de diseño según normal NCh3411.....	76
Figura 4.6.19: Corte por pisos combinados.....	77
Figura 4.6.20: Desplazamiento relativo entre pisos (<i>Drift</i>).....	78
Figura 4.6.21: Diagrama fuerza-desplazamiento de la riostra <i>BRB</i> [21].....	81
Figura 4.6.22: Curva “esqueleto” de los parámetros de ajuste [58].....	84
Figura 4.7.1: Edificio de 8 pisos con arriostramientos convencionales, a) 3D; b) 2D (planta)	87

Figura 4.7.2: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional, 3D	90
Figura 4.7.3: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional externo, elevación.	90
Figura 4.7.4: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional Interno, elevación.	91
Figura 4.7.5: Espectro de diseño según normal NCh433.....	91
Figura 4.7.6: Corte por pisos combinados.....	92
Figura 4.7.7: Desplazamiento relativo entre pisos (<i>Drift</i>).....	93
Figura 4.7.8: Edificio de 8 pisos con arriostramientos mixto, a) 3D; b) 2D (planta)	99
Figura 4.7.9: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento mixto, 3D.....	103
Figura 4.7.10: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento <i>BRB</i> externo, elevación.	103
Figura 4.7.11: Modelo mediante software <i>ETABS</i> , arriostramiento convencional interno, elevación.	104
Figura 4.7.12: Espectro de diseño según normal NCh3411.	104
Figura 4.7.13: Corte por pisos combinados.....	105
Figura 4.7.14: Desplazamiento relativo entre pisos (<i>Drift</i>).....	106
Figura 5.1.1: Fuerza-desplazamiento estado lineal y no lineal. [64].....	110
Figura 5.2.1: Distribución de las fibras para las secciones W. [65]	111
Figura 5.2.2: Material Steel 02. [66]	112
Figura 5.2.3: Discretización de la sección circular con 2 fibras en la dirección radial y 30 fibras en la dirección circunferencial. [67].....	113
Figura 5.2.4: Modelo del <i>BRB</i> (modificada para la presentación de los elementos del <i>OpenSees</i>). [67].....	114
Figura 5.2.5: Representación gráfica del modelo <i>SCBF</i> 4 pisos.	118
Figura 5.2.6: Representación gráfica del modelo mixto 4 pisos.	118
Figura 5.2.7: Representación gráfica para los modelos <i>SCBF</i> de 8 pisos.	119
Figura 5.2.8: Representación gráfica para los modelos mixtos de 8 pisos.....	119
Figura 5.3.1: Protocolo de desplazamiento para edificio de 4 pisos.	120
Figura 5.3.2: Protocolo de desplazamiento para edificio de 8 pisos sistema <i>SCBF</i>	121
Figura 5.3.3: Protocolo de desplazamiento para edificio de 8 pisos sistema mixto.....	121
Figura 5.3.4: Histéresis de riostras <i>SCBF</i>	122
Figura 5.3.5: Histéresis de riostra <i>BRB</i>	124
Figura 5.3.6: Histéresis de riostra <i>SCBF</i>	124
Figura 5.3.7: Histéresis de riostra <i>SC</i>	125
Figura 5.3.8 Histéresis de riostra <i>SCBF</i>	126
Figura 5.3.9 Histéresis de riostra <i>SCBF</i>	127
Figura 5.3.10 Histéresis de riostra <i>SCBF</i>	128
Figura 5.3.11 Histéresis de riostra <i>BRB</i>	130
Figura 5.3.12 Histéresis de riostra <i>SCBF</i>	130
Figura 5.3.13 Histéresis de riostra <i>SC</i>	131
Figura 5.3.14 Histéresis de riostra <i>SCBF</i>	132
Figura 5.4.1: Secuencia del proceso de análisis <i>pushover</i> [73].	134
Figura 5.4.2: Análisis <i>pushover</i> para estructura con arriostramientos <i>SCBF</i>	135
Figura 5.4.3: Análisis <i>pushover</i> para estructura con arriostramientos mixto <i>BRB</i> – <i>SCBF</i>	136
Figura 5.4.4: Análisis <i>pushover</i> para estructura con arriostramientos mixto <i>SC</i> – <i>SCBF</i>	137
Figura 5.4.5: Análisis <i>pushover</i> para estructura con arriostramientos <i>SCBF</i>	138
Figura 5.4.6: Análisis <i>pushover</i> para estructura con arriostramientos mixto <i>BRB</i> – <i>SCBF</i>	139
Figura 5.4.7: Análisis <i>pushover</i> para estructura con arriostramientos mixto <i>SC</i> – <i>SCBF</i>	140
Figura 5.5.1: Registro de Constitución, Componente Longitudinal.....	141
Figura 5.5.2: Registro de Concepción, Componente Longitudinal	141
Figura 5.5.3: Registro de Viña del Mar (Centro), Componente Este-Oeste	142

Figura 5.5.4: Arriostramiento analizado, primer eje.....	143
Figura 5.5.5: Arriostramiento analizado, segundo eje.	143
Figura 5.5.6: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Constitución, edificio 4 pisos.....	144
Figura 5.5.7: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Concepción, edificio 4 pisos.....	145
Figura 5.5.8: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.....	145
Figura 5.5.9: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Constitución, edificio 4 pisos.	146
Figura 5.5.10: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Concepción, edificio 4 pisos.	146
Figura 5.5.11: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.....	147
Figura 5.5.12: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Constitución, edificio 4 pisos.....	147
Figura 5.5.13: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Concepción, edificio 4 pisos.....	148
Figura 5.5.14: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.....	148
Figura 5.5.15: Histéresis riostra <i>SC</i> para registro de Constitución, edificio 4 pisos.	149
Figura 5.5.16: Histéresis riostra <i>SC</i> para registro de Cocepción, edificio 4 pisos.	149
Figura 5.5.17: Histéresis riostra <i>SC</i> para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.	150
Figura 5.5.18: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Constitución, edificio 4 pisos.	150
Figura 5.5.19: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Concepción, edificio 4 pisos.....	151
Figura 5.5.20: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.....	151
Figura 5.5.21: Arriostramiento analizado, primer eje.....	152
Figura 5.5.22: Arriostramiento analizado, segundo eje	152
Figura 5.5.23: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Constitución, primer eje, edificio 8 pisos.	153
Figura 5.5.24: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Concepción, primer eje, edificio 8 pisos.	154
Figura 5.5.25: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Viña del Mar, primer eje, edificio 8 pisos.	154
Figura 5.5.26: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Constitución, segundo eje, edificio 8 pisos.	155
Figura 5.5.27: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Concepción, segundo eje, edificio 8 pisos.	155
Figura 5.5.28: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Viña del Mar, segundo eje, edificio 8 pisos.	156
Figura 5.5.29: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Constitución, edificio 8 pisos.	157
Figura 5.5.30: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Concepción, edificio 8 pisos.	157
Figura 5.5.31: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.....	158
Figura 5.5.32: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Constitución, edificio 8 pisos.	158
Figura 5.5.33: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Concepción, edificio 8 pisos.	159
Figura 5.5.34: Histéresis riostra <i>BRB</i> para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.....	159
Figura 5.5.35: Histéresis riostra <i>SC</i> para registro de Constitución, edificio 8 pisos.	160
Figura 5.5.36: Histéresis riostra <i>SC</i> para registro de Concepción, edificio 8 pisos.	160
Figura 5.5.37: Histéresis riostra <i>SC</i> para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.	161
Figura 5.5.38: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Contitución, edificio 8 pisos.....	161
Figura 5.5.39: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Concepción, edificio 8 pisos.....	162
Figura 5.5.40: Histéresis riostra <i>SCBF</i> para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.....	162
Figura 5.5.41: Deformaciones residuales edificio 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X ...	164
Figura 5.5.42: Deformaciones residuales arriostramientos mixto edificio 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X.....	164
Figura 5.5.43: Deformaciones residuales edificio 4 pisos, Concepción, dirección de análisis X	165
Figura 5.5.44: Deformaciones residuales edificio 4 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X ...	165
Figura 5.5.45: Efecto de piso blando. [76].....	167
Figura 5.5.46: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio de 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X.	168
Figura 5.5.47: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio arriostramiento mixto de 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X.....	168

Figura 5.5.48: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio de 4 pisos, Concepción, dirección de análisis X.	169
Figura 5.5.49: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio de 4 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X.	169
Figura 5.5.50: Envoltente de deformaciones máximas, Constitución, dirección de análisis X.	170
Figura 5.5.51: Envoltente de deformaciones máximas, arriostramientos mixtos Constitución, dirección de análisis X.	171
Figura 5.5.52: Envoltente de deformaciones máximas, Concepción, dirección de análisis X.	171
Figura 5.5.53: Envoltente de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis X.	172
Figura 5.5.54: Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis X.	173
Figura 5.5.55: Aceleración máxima por piso, Concepción, dirección de análisis X.	174
Figura 5.5.56: Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X.	174
Figura 5.5.57: Deformaciones residuales edificio 8 pisos, Constitución, dirección de análisis X.	176
Figura 5.5.58: Deformaciones residuales edificio 8 pisos, Concepción, dirección de análisis X.	176
Figura 5.5.59: Deformaciones residuales edificio 8 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X.	177
Figura 5.5.60: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio de 8 pisos, Constitución, dirección de análisis X.	178
Figura 5.5.61: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio de 8 pisos, Concepción, dirección de análisis X.	179
Figura 5.5.62: <i>Drifts</i> máximos por piso de edificio de 8 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X.	179
Figura 5.5.63: Envoltente de deformaciones máximas, Constitución, dirección de análisis X.	180
Figura 5.5.64: Envoltente de deformaciones máximas, Concepción, dirección de análisis X.	181
Figura 5.5.65: Envoltente de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis X.	181
Figura 5.5.66: Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis X.	183
Figura 5.5.67: Aceleración máxima por piso, Concepción, dirección de análisis X.	183
Figura 5.5.68 Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X.	184
Figura 6.1.1: Curva representativa de un elemento con comportamiento dúctil.	186
Figura 6.1.2: Curva representativa de un elemento.	186
Figura 6.2.1: Espectro de capacidad y demanda; punto de desempeño [13] (adaptada al español).	188
Figura 6.2.2: Cálculo del área del paralelogramo [13].	189
Figura 6.5.1: Representación del punto de desempeño para estructura de 4 pisos con sistema de arriostramientos convencionales.	191
Figura 6.5.2: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> .	192
Figura 6.5.3: Curva carga-deformación riostra <i>BRB</i> .	193
Figura 6.5.4: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> .	193
Figura 6.5.5: Curva carga-deformación riostra <i>SC</i> .	194
Figura 6.5.6: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> .	195
Figura 6.5.7: Nivel de desempeño de las estructuras.	195
Figura 6.6.1: Representación del punto de desempeño para estructura de 8 pisos	198
Figura 6.6.2: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> , eje externo.	199
Figura 6.6.3: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> , eje interno.	200
Figura 6.6.4: Curva carga-deformación riostra <i>BRB</i> .	201
Figura 6.6.5: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> .	201
Figura 6.6.6: Curva carga-deformación riostra <i>SC</i> .	202
Figura 6.6.7: Curva carga-deformación riostra <i>SCBF</i> .	202
Figura 6.6.8: Nivel de desempeño de las estructuras.	203
Figura 7.1.1: Deformación residual estructuras de 8 pisos.	210

Listado de Tablas.

Tabla 2.1.1: Tipo de acero, esfuerzo de fluencia y esfuerzo de tensión. (modificada) [5].....	18
Tabla 2.6.1: Ventaja y desventaja según tipo de conexión. [42]	30
Tabla 2.8.1: Estados de daño y niveles de desempeño.	34
Tabla 2.8.2: Parámetros de los sismos de análisis.	35
Tabla 2.8.3: Niveles de Desempeño Sísmico.....	35
Tabla 3.1.1: Valor del coeficiente I.	36
Tabla 3.1.2: Valor de la aceleración efectiva A_o	37
Tabla 3.1.3: Valor de parámetros dependiendo del tipo de suelo.	37
Tabla 3.1.4: Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.	37
Tabla 3.2.1: Definición del Espectro de Diseño (SDI).	43
Tabla 3.5.1: Niveles de rendimiento estructural y daños aproximados.	48
Tabla 4.4.1: Factores de modificación de la respuesta.	50
Tabla 4.4.2: Parámetro sísmico según tipo de suelo y zona sísmica.	51
Tabla 4.5.1: Dimensiones columnas para marcos con arriostramiento convencional.	51
Tabla 4.5.2: Dimensiones riostras para marcos con arriostramiento convencional.	52
Tabla 4.5.3: Dimensiones vigas para marcos con arriostramiento convencional.	52
Tabla 4.5.4: Dimensiones columnas para marcos con arriostramiento mixto.	53
Tabla 4.5.5: Dimensiones elementos <i>BRB</i>	53
Tabla 4.6.1: Distribución de perfiles para edificio de 4 pisos con arriostramiento convencional.	54
Tabla 4.6.2: Carga muerta y carga viva.	55
Tabla 4.6.3: Peso y masa sísmica.....	55
Tabla 4.6.4: Peso por unidad de área.	56
Tabla 4.6.5: Periodo con mayor masa traslacional.....	56
Tabla 4.6.6: Valores máximos del coeficiente sísmico C. [13]	58
Tabla 4.6.7: Corte mínimo y máximo según NCh433.....	58
Tabla 4.6.8: Corte basal mediante análisis modal espectral.	58
Tabla 4.6.9: Corte por piso.....	61
Tabla 4.6.10: Propiedades para una riostra tubular Yoder de 10".....	63
Tabla 4.6.11: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1.....	65
Tabla 4.6.12: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2.....	65
Tabla 4.6.13: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1.....	66
Tabla 4.6.14: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2.....	67
Tabla 4.6.15: Distribución de perfiles para edificio de 4 pisos con arriostramiento mixto.....	68
Tabla 4.6.16: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección Y	70
Tabla 4.6.17: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección X	71
Tabla 4.6.18: Verificación para la funda de acero en ambas direcciones.	72
Tabla 4.6.19: Carga muerta y carga viva.	72
Tabla 4.6.20: Peso y masa sísmica.....	72
Tabla 4.6.21: Peso por unidad de área.	72
Tabla 4.6.22: Periodo con mayor masa traslacional.	73
Tabla 4.6.23: Corte mínimo y máximo.....	73
Tabla 4.6.24: Corte basal mediante análisis modal espectral.	74
Tabla 4.6.25: Corte por piso.....	77
Tabla 4.6.26: Propiedades para una riostra tubular Yoder de 10".....	78
Tabla 4.6.27: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.	79

Tabla 4.6.28: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.	79
Tabla 4.6.29: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.	80
Tabla 4.6.30: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.	80
Tabla 4.6.31: Verificación para la utilización de la riostra <i>BRB</i> , dirección Y.....	83
Tabla 4.6.32: Verificación para la utilización de la riostra <i>BRB</i> , dirección X.....	83
Tabla 4.6.33: Valores de tensión y compresión ajustada	84
Tabla 4.6.34: Diseño por capacidad en vigas, para marcos <i>BRB</i>	85
Tabla 4.6.35: Diseño por capacidad en columnas, para marcos <i>BRB</i>	85
Tabla 4.6.36: Periodos de vibración, edificio mixto SC – SCBF.....	86
Tabla 4.6.37: Rigidez inicial y Fluencia para los marcos <i>BRB</i> y <i>SC</i>	86
Tabla 4.7.1: Distribución de perfiles para edificio de 8 pisos con arriostramiento convencional. Marco principal.....	87
Tabla 4.7.2: Carga muerta y carga viva.	88
Tabla 4.7.3: Peso y masa sísmica.....	88
Tabla 4.7.4: Peso por unidad de área.	88
Tabla 4.7.5: Periodo con mayor masa traslacional.....	89
Tabla 4.7.6: Corte mínimo y máximo según NCh433.....	89
Tabla 4.7.7: Corte basal mediante análisis modal espectral.	89
Tabla 4.7.8: Corte por piso.....	92
Tabla 4.7.9: Propiedades para una riostra tubular Yoder de 10”.....	93
Tabla 4.7.10: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento externo.	95
Tabla 4.7.11: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.	95
Tabla 4.7.12: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.	95
Tabla 4.7.13: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.	96
Tabla 4.7.14: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento externo.	97
Tabla 4.7.15: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.	97
Tabla 4.7.16: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.	98
Tabla 4.7.17: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.	98
Tabla 4.7.18: Distribución de perfiles para edificio de 4 pisos con arriostramiento mixto.....	99
Tabla 4.7.19: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección Y	100
Tabla 4.7.20: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección x	100
Tabla 4.7.21: Verificación para la funda de acero en ambas direcciones.	100
Tabla 4.7.22: Carga muerta y carga viva.	101
Tabla 4.7.23: Peso y masa sísmica.....	101
Tabla 4.7.24: Peso por unidad de área.	101
Tabla 4.7.25: Periodo con mayor masa traslacional.	102
Tabla 4.7.26: Corte mínimo y máximo.....	102
Tabla 4.7.27: Corte basal mediante análisis modal espectral.	102
Tabla 4.7.28: Corte por piso.....	105
Tabla 4.7.29: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento interno. ..	107
Tabla 4.7.30: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento interno. ..	107

Tabla 4.7.31: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.	107
Tabla 4.7.32: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.	108
Tabla 4.7.33: Verificación para la utilización de la riostra <i>BRB</i> , dirección Y.	108
Tabla 4.7.34: Verificación para la utilización de la riostra <i>BRB</i> , dirección X.	109
Tabla 4.7.35 Rigidez inicial y Fluencia para los marcos <i>BRB</i> y <i>SC</i> .	109
Tabla 5.2.1: Parámetros material Steel 02.	112
Tabla 5.2.2: Valores de parámetros de las riostras circulares.	114
Tabla 5.2.3: Parámetros del material <i>Steel4 A</i> .	115
Tabla 5.2.4: Parámetros del material <i>Steel4 B</i> .	115
Tabla 5.2.5: Parámetros del material <i>Steel4 C</i> .	116
Tabla 5.2.6: Parámetros para la modelación de dispositivos autocentrantes.	116
Tabla 5.2.7: Periodo de las estructuras.	117
Tabla 5.3.1: Resultados de sistema <i>SCBF</i> .	122
Tabla 5.3.2: Valores de parámetros del <i>SC</i> calibrados para el protocolo de desplazamiento.	123
Tabla 5.3.3 Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>BRB</i> .	123
Tabla 5.3.4: Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SCBF</i> .	123
Tabla 5.3.5: Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SC</i> .	125
Tabla 5.3.6: Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SCBF</i> .	125
Tabla 5.3.7: Comparación de fuerzas máximas entre norma AISC 341-16 y <i>OpenSees</i> para estructura de 4 pisos.	126
Tabla 5.3.8: Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SCBF</i> .	128
Tabla 5.3.9: Valores de parámetros del <i>SC</i> calibrados para el protocolo de desplazamiento.	129
Tabla 5.3.10 Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>BRB</i> .	129
Tabla 5.3.11: Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SCBF</i> .	129
Tabla 5.3.12 Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SC</i> .	132
Tabla 5.3.13: Resultados de fuerzas resultantes para sistema <i>SCBF</i> .	132
Tabla 5.3.14: Comparación de fuerzas máximas entre norma AISC 341-16 y <i>OpenSees</i> para estructura de 8 pisos.	133
Tabla 5.4.1: Valores para factor K.	134
Tabla 5.5.1: Valores máximos de deformación residual para cada sistema.	166
Tabla 5.5.2: Valores máximos de <i>drifts</i> máximos por piso para cada sistema.	167
Tabla 5.5.3: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema.	172
Tabla 5.5.4: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.	175
Tabla 5.5.5: Valores máximos de deformación residual para cada sistema.	175
Tabla 5.5.6: Valores máximos de <i>drifts</i> máximos por piso para cada sistema.	178
Tabla 5.5.7: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema.	182
Tabla 5.5.8: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.	182
Tabla 6.1.1: Parámetros de los sismos de análisis.	185
Tabla 6.2.1: Valores de desplazamiento relativo máximo para niveles de desempeño.	190
Tabla 6.2.2: Valores de aceleraciones absoluta máxima para niveles de desempeño.	190
Tabla 6.5.1: Factor de reducción propuestos para las demandas sísmicas.	192
Tabla 6.5.2: Nivel de desempeño según desplazamiento relativo máximo.	195
Tabla 6.5.3: Nivel de desempeño sísmico.	196
Tabla 6.5.4: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para sistemas de techo.	196
Tabla 6.5.5: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para objetos sobre la losa.	197
Tabla 6.5.6: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para muebles altos.	197

Tabla 6.6.1: Factor de reducción propuestos para las demandas sísmicas.....	199
Tabla 6.6.2: Nivel de desempeño según drift máximo para sistemas de techo.....	203
Tabla 6.6.3: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para sistemas de techo.	204
Tabla 6.6.4: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para objetos sobre la losa.	205
Tabla 6.6.5: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para muebles altos. .	205
Tabla 7.1.1: Drift residual máximo de entrepiso sistemas mixto.	206
Tabla 7.1.2: Drift máximo de entrepiso sistemas mixto.	206
Tabla 7.1.3: Drift residual máximo de entrepiso sistemas SCBF	207
Tabla 7.1.4: Drift máximo de entrepiso sistemas SCBF.	207
Tabla 7.1.5: Aceleración máxima absoluta.....	208
Tabla 7.1.6: Relación con respecto a la aceleración absoluta, estructura de 4 pisos.	208
Tabla 7.1.7: Relación con respecto a la aceleración absoluta, estructura de 8 pisos.	209

Capítulo I

1. Introducción.

Teniendo en consideración que los sismos son eventos poco probables de predecir, además de que Chile se encuentra dentro de los países con mayor número de sismos registrados [1], es que se han realizado diversos estudios para el comportamiento de diferentes estructuras, ya que, éstas se encuentran constantemente expuestas a sufrir daños; los aeropuertos, hospitales, cuarteles de bomberos, por ejemplo, entre otras edificaciones estratégicas, deberían continuar funcionando luego de la ocurrencia de un terremoto, por lo que es necesario que en su diseño se tomen previsiones para minimizar los daños estructurales [2]. En algunos casos se ha logrado observar que ciertas estructuras diseñadas bajo un concepto sismorresistente no sufrieron el colapso, pero sí pérdidas económicas de gran importancia, porque para el diseño sísmico de las estructuras utilizado hoy en día en muchas normas no existe una definición clara de objetivos de desempeño frente a sismos de diferentes intensidades, por lo que simplemente el objetivo principal es prevenir el colapso y salvaguardar la vida [3], [4].

En Chile, el acero estructural es utilizado principalmente debido a las ventajas que posee, como su alta resistencia, elasticidad, uniformidad, ductilidad y rapidez al momento de construcción (sobre todo en los sectores industriales) [5], [6], es así como muchas de las estructuras de acero llevan consigo marcos estructurales debido a su resistencia ante las cargas producidas lateralmente, a su trabajo ante la disipación de energía en el rango inelástico y la economía que se le da al tener conexiones arriostradas. En los marcos reforzados el arriostramiento ortogonal le proporciona estabilidad y resistencia a las fuerzas horizontales como se dijo con anterioridad.

Algunos ejemplos de marcos arriostrados pueden ser: marcos resistentes a momento (*SMRF*), marcos arriostrados concéntricamente (*SCBF*) y marcos arriostrados excéntricamente (*EBF*) [7], [8], [6] como se muestran en la Figura 1:

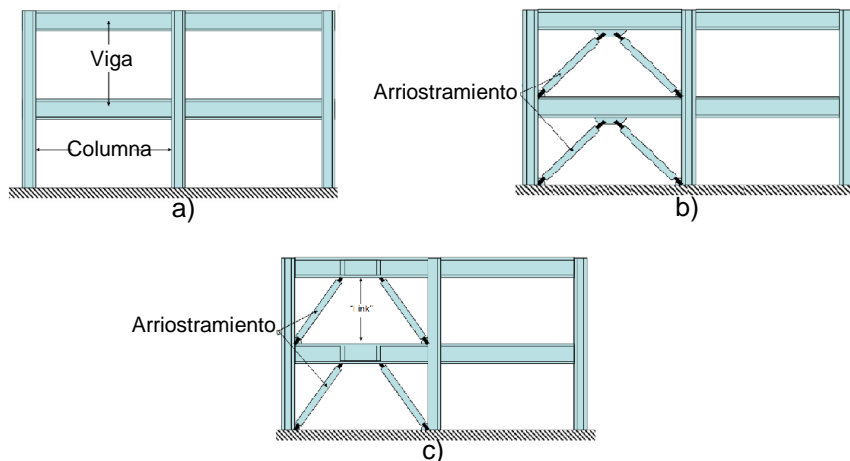


Figura 1.1.1: a) Marco resistente a momento (*SMRF*), b) Marco arriostrado concéntricamente (*SCBF*), c) Marco arriostrado excéntricamente (*EBF*) [7]

Los tipos arriostramientos que serán analizados son tres tipos: arriostramiento convencional, *BRB* y autocentrantes.

Debido a su mayor rigidez elástica, se espera que los marcos de acero con arriostramientos funcionen muy bien ante la presencia de terremotos pequeños y moderados. Sin embargo, la respuesta inelástica y la demanda de desplazamiento de los pisos en los marcos rígidos tienden a concentrarse en algunos pisos debido a la degradación de la respuesta histerética de los miembros del arriostramiento y a la capacidad limitada del sistema para redistribuir la demanda sobre la altura del edificio. Al encontrarse afectados por fuertes terremotos, los aparatos de arriostramientos convencionales también pueden fracturarse debido a la fatiga de bajo ciclo, lo que puede conllevar al colapso estructural [9].

Se ha demostrado [6], [9], [10], [11] que el uso de arriostramientos restringidos por pandeo (*BRB*) con un comportamiento histerético estable mejorado, conduce a una respuesta satisfactoria para los marcos de acero arriostrados. Sin embargo, las estructuras equipadas con *BRBs* son propensas a deformaciones laterales residuales o a la concentración de daños en ciertos pisos de las estructuras, pero son excelentes para la disipación de energía [9]. Caso contrario para los elementos autocentrantes o *Self-Centering Steel Moment Resisting Frame* nombrado comúnmente en inglés (*SC*) los cuales utilizan las propiedades de los materiales que los componen y de la geometría que los configura para disipar la energía durante un sismo, una vez finalizado el evento, este vuelve a su estado original [12].

Con lo anteriormente señalado, se debe reconocer que existen ciertas incertidumbres ante el diseño de las estructuras, justificando la razón de emplear un diseño por desempeño que permite economizar y asegurar la estructura, de la cual se hace un análisis acorde con la seguridad de los habitantes o bienes del edificio. El objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio cuando el suelo está moviéndose por un sismo [4], [13], [14].

La filosofía básica de diseño sísmico que aparecía en los *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, publicado por el comité de Ingenieros Estructurales de California (*SEAOC*) en 1959 [3], [14], establecía que la intención del diseño por desempeño era producir una estructura que fuera capaz de:

- Terminar sin daño alguno ya sea estructural como no estructural ante un movimiento menor de tierra.
- No producir daños estructurales, pero que posiblemente experimente daños no estructurales debido a un movimiento moderado de tierra
- No colapsar, pero posiblemente se generen daños estructurales como no estructurales ante una importante intensidad de movimiento en la tierra [3].

El comité *SEAOC* establece que los conceptos que deberían atenderse en el diseño por desempeño deberían ser entre otros:

- Selección de una alternativa o un nivel de sismo máximo considerado.
- Selección de criterios más restrictivos como la reducción del límite de movimiento lateral, límite cíclico inelástico o una capacidad mayor en los elementos estructurales protegidos.
- Mayor precisión en el diseño de elementos no estructurales que permiten una mayor tolerancia ante un movimiento sísmico.
- Incorporar la contribución de los elementos estructurales dañados que sean capaces de resistir la deformación cíclica inelástica sin degradación o deformación permanente.

- Incorporación de dispositivos modificatorios de respuesta, tales como disipadores de energía que limitan la respuesta estructural [4], [14].

1.1. Objetivo general.

Analizar el comportamiento de edificios de oficinas de 4 y 8 pisos expuesto a acciones sísmicas, dicha estructuras constan de marcos con sistemas de arriostramiento convencional, *BRB* y autocentrantes (*SC*). Además de una verificación de los estados límites propuestos en la literatura mediante la evaluación del desempeño.

1.2. Objetivos principales.

- ✓ Diseñar los edificios de acero tipo oficina siguiendo las recomendaciones y las exigencias provenientes de las normativas americanas AISC 360-16 y AISC 341-16, NCh427/1:2016 empleadas en Chile para el diseño y verificaciones (resistencia, esbeltez, compacta y ductilidad) de los perfiles de acero
- ✓ Analizar los edificios diseñados con arriostramientos convencionales mediante las normativas vigentes en Chile, utilizando principalmente la norma NCh433.Of.96mod2012 [15] para el análisis sísmico.
- ✓ Diseñar y analizar los edificios con elementos de arriostramiento mixtos ya sea convencionales con BRB o SC utilizando la norma NCh3411.2007 [16]
- ✓ Analizar el comportamiento inelástico de las estructuras diseñadas mediante análisis no lineal "pushover" y un análisis tiempo historia "dinámico".
- ✓ Verificar el nivel de desempeño de los elementos más solicitados para cada uno de los casos.
- ✓ Evaluar que las estructuras tengan las condiciones necesarias para su ocupación de forma segura según los requerimientos establecidos por la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA-356) [17] y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) [13].

Lo que se espera con este estudio es que la estructura cumpla con los requerimientos estructurales posterior a un evento sísmico.

1.3. Metodología.

La metodología para el trabajo consta de:

- > Reunir la información necesaria sobre el diseño por desempeño, para la comprensión de la información y su aplicación.

- > Se tomará como referencia lo estudiado por Matías Saavedra en el Capítulo 4 de su Taller de título [18], ya sea dimensiones de la estructura como distancia entre piso y vanos, para los edificios de 4 y 8 pisos que se analizarán.
- > Se realizará un análisis lineal elástico de los edificios señalados utilizando marcos SCBF mediante el software *ETABS* [19], con una zona sísmica 3 y un suelo tipo D.
- > Se proseguirá a la verificación de los perfiles propuestos tanto su resistencia como esbeltez mediante las normas AISC 360-16 [20], AISC 341-16 [21], NCh433.Of96.mod.2012 [15] tanto para las estructuras de 4 y 8 pisos.
- > Una vez realizado el modelo *SCBF* y diseñados los perfiles seleccionados, se prosigue a realizar modelos mixtos los cuales cuentan con arriostramientos convencionales en su interior y dispositivos *BRB* y *SC* en las zonas exteriores, con el fin de comprender el comportamiento de dicho elemento.
- > Verificar el diseño sísmico de las estructuras compuestas por arriostramientos mixtos mediante la norma NCh3411.Of.2017 [16].
- > Comprobación del nivel de operación de la estructura y arriostramientos de ésta mediante un análisis por desempeño.

1.4. Alcances.

- > El desarrollo de este trabajo consistirá en la evaluación estructural presentada al desempeño sísmico de estructuras de 4 y 8 pisos con diferentes tipos de sistemas de arriostramientos, tales como, convencionales, mixtos entre *BRB* y convencionales y por último un sistema de arriostramiento mixto entre autocentrante y convencionales.
- > Diseño de las estructuras dimensionadas mediante lo estipulado por las diferentes normativas que rigen en Chile, ya sea columnas, vigas y los diferentes tipos de arriostramientos ya mencionados, establecido en una zona sísmica 3 y un tipo de suelo D. Para el diseño se requerirá de un modelo tridimensional utilizando el software *ETABS* [19], para la obtención de las solicitaciones y su diseño sísmico.
- > Se realizará el análisis estático no lineal para generar la curva de capacidad o curva Pushover de la estructura del edificio para determinar su comportamiento y capacidad. Este análisis incluirá el modelado bidimensional de la estructura utilizando el software *OpenSees* [22].

Capítulo II

2. Antecedentes.

2.1. El acero como elemento estructural.

Se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro (generalmente más del 98%), carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno. Siendo el carbono el elemento con mayor influencia en las propiedades del acero, debido a que la dureza y resistencia aumenta ante el porcentaje de este elemento, sin embargo, una mayor cantidad puede causar que el acero sea frágil, mientras que en menor cantidad produce un acero más suave y dúctil, pero más débil [5].

Como se sabe, aún no existe un material realmente perfecto para las construcciones, siendo el acero el mejor hasta el momento, pero no perfecto presentando tanto cualidades como defectos. Cerca de los años 1800 las primeras estructuras construidas en acero fueron puente y posterior a ello comenzaron las construcciones de edificios. En 1885 se construyó el primer edificio hecho principalmente de hierro y acero llamado *Home Insurance Building*, el cual contaba con de una altura de 42 metros, abarcando 10 plantas [23].

Las ventajas más vistas al utilizar este tipo de material son: [5], [24], [25]

- Alta resistencia en relación con su peso, permitiendo estructuras más ligeras. Es esta alta resistencia la que permite que las vigas obtengan una resistencia a la flexión
- Tenacidad: capacidad de absorción o disipar la energía producida por un sismo de gran magnitud.
- Ductilidad: entrega la capacidad de sufrir grandes deformaciones inelásticas sin perder su resistencia
- Ventajas de prefabricación.
- Las estructuras metálicas de edificio ocupan menos espacio en planta.
- El material es homogéneo y de calidad controlada.

Las desventajas más destacas son: [5], [24]

- Flexibilidad debido a que suelen estar muy limitado por las deformaciones y las tensiones admisibles del material o acero que se esté utilizando.
- Sensibilidad a la rotura.
- Corrosión.
- Fatiga.

Por otra parte, se puede señalar que el acero estructural es el material más dúctil en comparación a los demás materiales que se utilizan en las construcciones.

En el mercado existen una gran variedad de aceros disponibles para su empleo en las estructuras, definidos por su forma y calidad, y su transformación por las técnicas habituales de corte y unión [5], [24], por lo que es importante cumplir con los estados límites de servicio, o más bien conocidos como deformaciones en el elemento, además de los estados límites últimos, ya sea, fluencia, pandeo de columna, pandeo local, etc, límites señalados por el AISC 360-16 [20].

2.1.1 Propiedades mecánicas.

Los aceros se clasifican según sus propiedades mecánicas, ya sea, común (acero dulce), alta resistencia o especiales [5]. Dichas propiedades varían según su composición química, de sus aleaciones, de su forma de enfriamiento, tratamiento térmico y tipo de solicitaciones a las que sean sometidos. Sin embargo, los aceros tienen propiedades en común tales como: y

- Peso específico (γ): 7850 Kg/m³
- Módulo de elasticidad longitudinal (E): 2.1×10^6 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad transversal o de corte (G): $E/(2(1 + \nu))$
- Coeficiente de Poisson (ν): 0.3 en el rango elástico y 0.5 en rango inelástico o plástico.
- Coeficiente de dilatación térmica (α): 11.7×10^{-6} /°C

Los aceros estructurales se agrupan generalmente en varias clasificaciones principales de la ASTM los cuales vienen siendo:

1. *Acero común*: también conocido por acero dulce o acero al carbono, fue por muchos años el material más usado en la construcción. Es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0.15 a 0.29%) [5], [26] lo que significa que es un metal más dúctil, mecanizable y soldable. Entre estos aceros están el A36, A53 Gr.B A500 A501 A529. La variación en el contenido de carbono resulta decisiva en las propiedades mecánicas de los diferentes aceros [5].
2. *Acero de alta resistencia y baja aleación*: son aquellos que han incrementado notablemente su punto de cedencia, por contenidos elevados de carbono (entre 1.4 y 1.7% en peso) o por aleaciones adecuadas, su ductilidad se ve drásticamente disminuida. En algunos casos, las elevadas resistencias se logran mediante tratamientos térmicos y templados, o por trabajos en frío. En esta calificación algunos son A572, A618, A913 y A992. 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 [5].
3. *Aceros de baja aleación, alta resistencia y resistente a la corrosión*: este tipo de acero se alea con pequeños porcentajes de cobre, gracias a ello se vuelven más resistentes a la corrosión. Al ser expuestos a la atmosfera, la superficie del acero se oxida formando una capa adhesiva muy comprimida que impide que se oxide más el elemento. Algunos de los aceros provenientes en esta clasificación son los A242, A588 y A847.

A continuación, en la Tabla 2.1.1 se presentan los tipos de aceros y la designación que presenta la ASTM anteriormente descritos señalando su esfuerzo de fluencia y esfuerzo de tensión respectivamente. Teniendo en consideración, que para este trabajo los aceros a utilizados es un acero común designados como A36 para vigas, columnas y dispositivos *BRB* y *SC*, mientras que para los arriostamientos convencionales se utilizó un acero común designado como A53 Gr B.

Tabla 2.1.1: Tipo de acero, esfuerzo de fluencia y esfuerzo de tensión. (modificada) [5]

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia f_y [kg/cm ²]	Esfuerzo de tensión f_u [kg/cm ²]	
Acero común	A36	2531	4078	
	A53 Gr B	2461	4218	
	A500	Gr B	2953	4078
			3234	4078
		Gr C	3234	4359
			3515	4359
	A501	Gr A	2531	4078
		Gr B	3515	4921
	A5029	Gr 50	3515	4570
		Gr 55	3867	4921
Acero de alta resistencia y baja aleación	A572	Gr 42	2953	4218
		Gr 50	3515	4570
		Gr 55	3867	3867
		Gr 60	4218	4218
		Gr 65	4570	4570
	A913	50	3515	4218
		60	4218	5273
		65	4570	5625
		70	4921	6328
	A992	3515	4570	
Aceros de baja aleación, alta resistencia y resistente a la corrosión	A242	2953	4429	
		3234	4711	
		3515	4921	
	A588	3515	4921	
	A847	3515	4921	

2.2. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural

Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información valiosa necesaria para entender cómo se comporta el acero en una situación dada.

En la Figura 2.2.1 se ve ilustrado un diagrama de esfuerzo-deformación perteneciente a los aceros estructurales dúctiles, la cual se supone que es la misma para miembros a tensión y compresión. Se ha llegado a la conclusión de que los miembros que sufran compresión deben de ser robustos para

que no se pandeen lateralmente y sus propiedades no sea vean afectadas por los momentos que se generen. A su vez se señala que el mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama *límite elástico* [5].

Otro punto importante es cuando se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento en el esfuerzo, al cual se le denomina esfuerzo de *fluencia*. Es el primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal, siendo el punto más importante del acero debido a que es para el diseño suelen basarse en dicho valor [5].

Dicho punto es el que separa dos deformaciones importantes en el análisis de las estructuras, lo que ocurre antes se denomina deformación elástica, es donde los elementos se comportan linealmente. Mientras que pasando el punto del esfuerzo de fluencia se denomina deformación plástica, generalmente esta es igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica. Lo descrito anteriormente se ve con claridad en la Figura 2.2.1 [5].

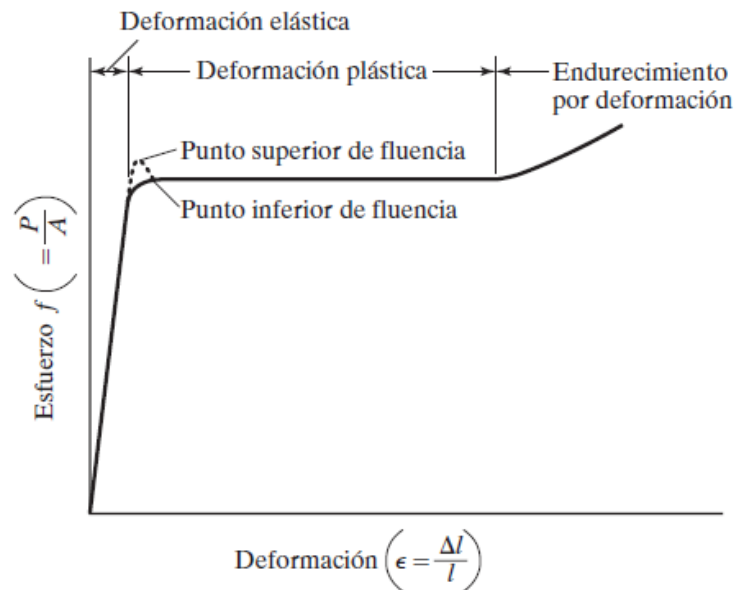


Figura 2.2.1: Diagrama esfuerzo-deformación de acero dúctil. [5]

En la Figura 2.2.2 se observan algunas de las curvas de esfuerzo-deformación para algunos aceros con diferentes puntos de esfuerzo de fluencia.

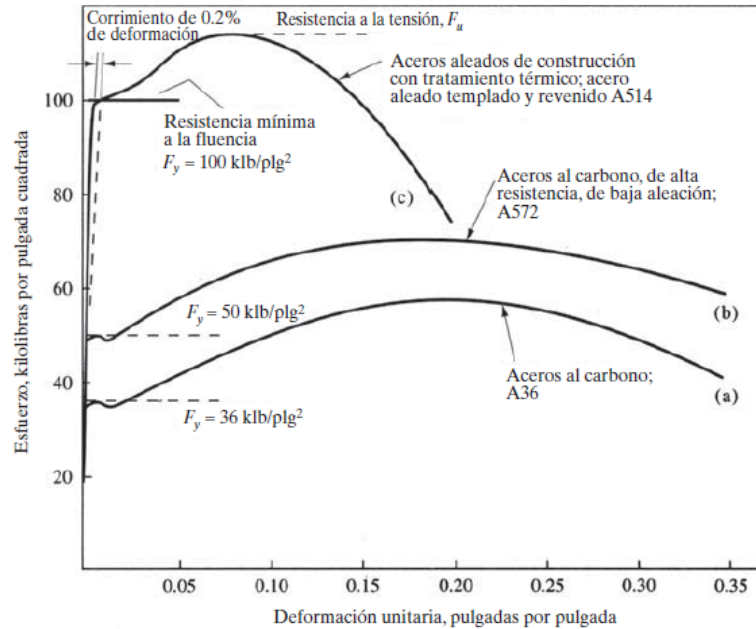


Figura 2.2.2: Diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural. [5]

Se debe señalar que, si un miembro de acero luego de la aplicación de un estado de carga se deforma más allá del punto de fluencia o su límite elástico y luego de descarga, éste no retornará a su condición inicial, produciendo una deformación residual o remanente. Esto es considerado al momento de analizar los diferentes perfiles estructurales ya sea para columna, viga o riostra y comprobar si el elemento cumple o no con las cargas aplicadas.

2.3. Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero.

Se le llama sismorresistente a una estructura cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficiente para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes [27], [28]. Aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños. Por esta razón no existen edificios totalmente sismorresistentes. Sin embargo, la sismorresistencia es una propiedad o capacidad que se dota a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan [29].

Es por esto, que en Chile se han empleado diversas estructuras sismorresistentes a lo largo del tiempo ante los frecuentes eventos sísmicos.

2.3.1. Principios de la sismorresistencia. [29]

- *Forma regular.* La geometría debe ser sencilla tanto en planta como en elevación, ya que las formas complejas o asimétricas causan un mal comportamiento ante la presencia de un sismo. Esto es debido a que las formas irregulares sufren torsión o que intente girar de forma

desordenada, a su vez la falta de uniformidad hace que en algunas esquinas se presente una gran concentración de esfuerzo.

- *Bajo peso*: Mientras más liviana sea la edificación menos será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurra el evento sísmico. Grandes masas o pesos se mueven con mayor severidad al ser sacudidas por un sismo y, por lo tanto, la exigencia de la fuerza actuante será mayor sobre los componentes de la edificación
- *Mayor rigidez*: Es deseable que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo. Una estructura flexible o poco sólida al deformarse exageradamente favorece que se presenten daños en elementos no estructurales e instalaciones que usualmente son elementos frágiles.
- *Buena estabilidad*: Las edificaciones deben contar con una buena firmeza y conservar el equilibrio cuando son sometidas a las vibraciones del sismo. La falta de estabilidad y rigidez favorece que edificaciones vecinas se golpeen si no existe una suficiente separación entre ellas.
- *Estructura apropiada*: Se recomienda no realizar cambios bruscos en las dimensiones ya que conlleva un cambio en la rigidez debido a su falta de continuidad, ya que, pueden producir una concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden causar graves daños o el colapso de la edificación

El código americano AISC 341-16 [21] clasifica a los sistemas estructurales sismorresistentes de acero en dos grupos:

1. Sistemas de marcos a momento.
2. Sistemas de marcos arriostrados.

Aunque la norma chilena NCh433 tiene una clasificación similar, con la diferencia de que esta no incorpora: los sistemas de columnas ordinarias en voladizo (*OCCS*), los sistemas de columnas especiales en voladizo (*SCCS*), los marcos con diagonales de pandeo restringido (*BRB*) ni los muros de corte especiales con placas de acero (*SPSW*).

2.4. Arriostramiento convencional *SCBF*

Los arriostramientos convencionales contienen sus extremos conectados a los nodos, esto se hace para evitar que se generen esfuerzos de flexión y corte en las barras que lo componen [30]. Con estos sistemas es posible incrementar la rigidez del conjunto estructural y disminuir el desplazamiento lateral [31], [32] siendo esenciales para garantizar la estabilidad en la estructura.

Existe una gran variedad de marcos sismorresistentes arriostrados concéntricamente como se muestra en la Figura 2.4.1 [33].

- arriostramiento diagonal.
- arriostramiento en "X" o riostras en cruz.
- arriostramiento en V o en "V" invertida.
- arriostramiento en K

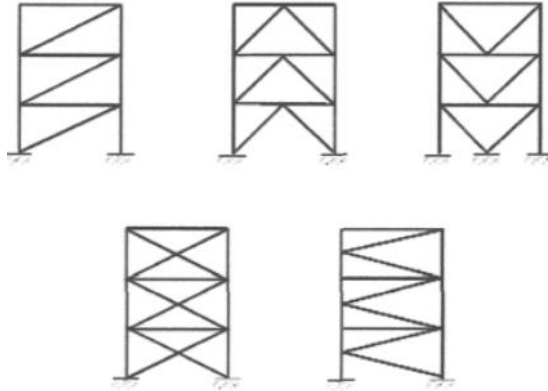


Figura 2.4.1: Tipo de arriostramientos [33]

En la Figura 2.4.2 se presentan uno de los sistemas de arriostramientos que pueden ser considerados como una configuración aceptable ante conceptos estructurales, funcionales y eventualmente estéticos [6], en cambio en la Figura 2.4.3 se presentan los sistemas que son prohibidas para zonas sísmicas porque poseen una pobre respuesta inelástica cíclica o inducen demandas indeseables hacia otros elementos estructurales [30].

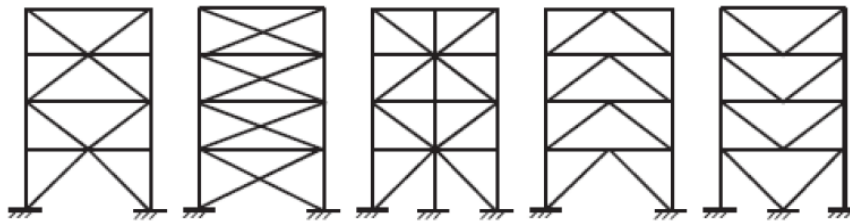


Figura 2.4.2: Configuraciones aceptables para arriostramientos convencionales. [6]

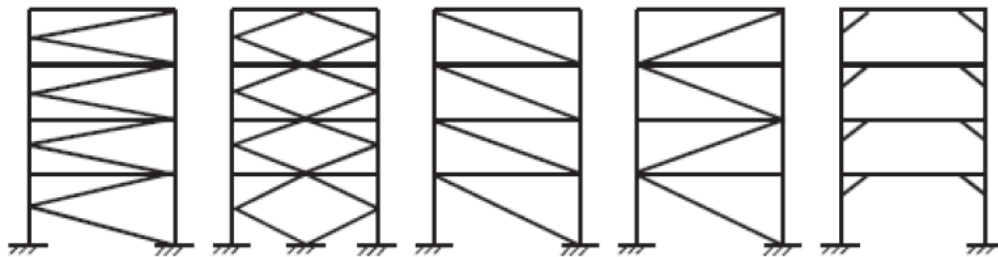


Figura 2.4.3: Configuraciones prohibidas para arriostramientos convencionales. [30]

En la Figura 2.4.4 se aprecia el diseño de arriostramiento que serán utilizados en este taller.

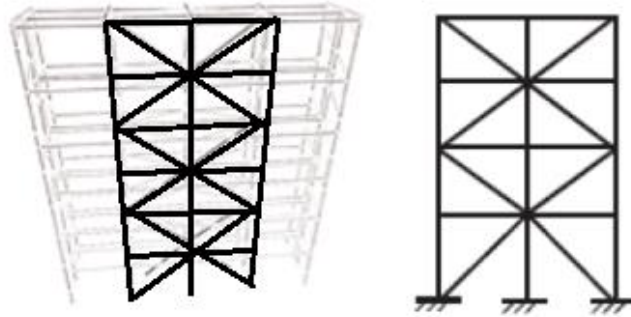


Figura 2.4.4: Arriostamiento con configuración X (modificada). [6]

Este tipo de marco arriostrado corresponde a sistemas estructurales con características pasivas (trabaja bajo solicitaciones laterales y no participa significativamente en condiciones normales de operación). La unión viga-columna no define el sistema sismorresistente, siendo crítica la correcta convergencia entre el arriostramiento horizontal y el vertical (el primero concentra la solicitación sísmica hacia la línea resistente longitudinal provista por el arriostramiento vertical, que descarga dicha solicitación a la losa) [31], [34].

Los marcos arriostrados concéntricamente (*SCBF*) son deseables para el diseño sísmico. Son rígidos y fuertes para prevenir daños durante eventos frecuentes, satisfaciendo económicamente los estados límites del diseño de servicio, previniendo el colapso al requerir que la estructura tolere grandes deformaciones inelásticas [32], [34], [35].

Este tipo de arriostramientos están diseñados y desarrollados para soportar deformaciones inelásticas cíclicas, a través de la flexión axial y la deformación posterior al pandeo de la riostra [35], como se ilustra en la Figura 2.4.5, dejando a las columnas y vigas sin daño, haciendo que la estructura no pierda su resistencia a las cargas gravitacionales [6].

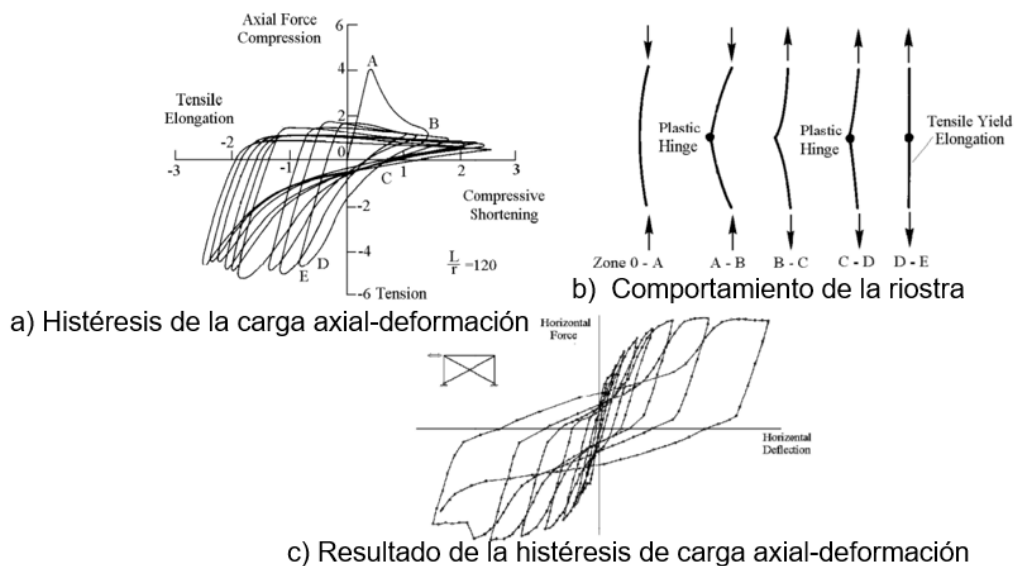


Figura 2.4.5: Comportamiento plástico de riostra. [34]

La riostra trabaja normalmente en la zona 0-A mostrada en la Figura 2.4.5.a, hasta que sobrepasa el punto A donde ocurre el pandeo, entrando a la zona A-B donde se generan las rotulas plásticas, debido a los momentos P-delta las rotulas causan deformaciones plásticas permanentes y una disminución insignificante en la rigidez de la riostra [34].

Las inversiones cíclicas de la carga conducen al comportamiento unilateral de la fuerza axial-deflexión de las riostras que se muestra en la Figura 2.4.5.a Debido al comportamiento unilateral, los SCBFs utilizan riostras en pares opuestos, y el sistema resultante tiene un comportamiento histerético inelástico ilustrado en la Figura 2.4.5.c [34].

2.5. Disipadores de energía.

Como lo dice el nombre, los disipadores de energía son elementos que son utilizados para disipar la energía acumulada por los movimientos de una estructura, asegurándose que no se produzcan daños severos o que no se puedan reparar. Los disipadores de energía reducen la demanda de deformaciones y esfuerzos provocados por los sismos aumentando el amortiguamiento estructural, por ello son colocados en lugares estratégicos [2], [36], [37].

La disminución de los esfuerzos producidos a la estructura puede ser de hasta un 50 %, reduciendo notablemente los daños que se producen.

En la Figura 2.5.1 se observa claramente la diferencia que existe ante el comportamiento de un edificio que posee y no posee disipadores siendo afectados por el mismo evento sísmico.

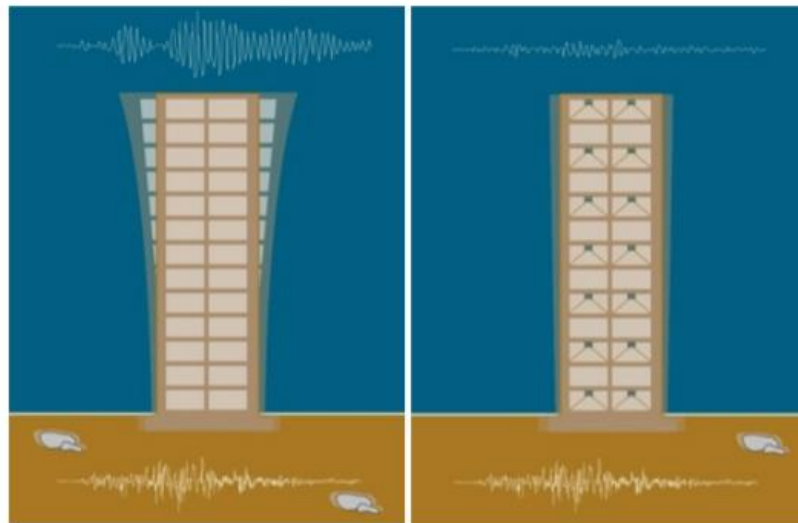


Figura 2.5.1: a) Edificio sin disipadores de energía; b) Edificio con disipadores de energía. [37]

Para este propósito han sido propuestos diferentes tipos de dispositivos. Handson (1993) propone una clasificación de los sistemas de control de la respuesta sísmica en:

- a) Sistemas pasivos: como los aisladores de base y los dispositivos suplementarios de disipación de energía.
- b) Sistemas activos: son dispositivos mecánicos cuyas características cambian de acuerdo con mediciones de los movimientos de la estructura.

Para este Taller de Título se utilizarán dos tipos de disipadores de energía los cuales son:

- Disipadores de extrusión de material: los cuales basan su comportamiento en la extrusión de materiales (*Buckling Restrained Brace, BRB*).
- Disipadores autocentrantes: los cuales basan su comportamiento en la forma y el fundamento de los ciclos de histéresis que se generan en los elementos pretensionados o en las uniones.

2.6. Arriostramiento con pandeo restringido (*Buckling Restrained Brace, BRB*).

Los modelos de *BRB* fueron desarrollados por primera vez en Japón en la década de 1970, y gracias a la investigación posterior, este sistema ganó una rápida aceptación después del terremoto de Northridge de 1994 y se codificó en Estados Unidos en un tiempo relativamente corto [6], [10], [38].

En comparación con los pórticos de momento o los pórticos arriostrados, los *BRB* ofrecen las siguientes ventajas (Shuhaibar et al. 2002): [6]

- En comparación con los pórticos de momento, los *BRB* presentan una alta rigidez lateral elástica con movimientos sísmicos de bajo nivel, los requisitos con respecto a los desplazamientos relativos entre piso mediante los códigos se cumplen con facilidad.
- Los *BRB* eliminan el indeseable pandeo de los *SCBFs* convencionales al ceder tanto en tensión como en compresión, proporcionando así una mayor y estable disipación de energía en movimientos de entrada sísmica de alto nivel, haciéndolos así tener una alta eficiencia.
- Las riostras actúan como un fusible estructural reemplazable, lo que minimiza el daño a otros elementos y es posible reemplazar las riostras dañadas después de eventos sísmicos importantes.
- Los *BRB* ofrecen flexibilidad de diseño porque tanto la resistencia como la rigidez de las riostras pueden ajustarse fácilmente. Además, es fácil modelar el comportamiento cíclico de los *BRB* para el análisis inelástico.
- Para la rehabilitación sísmica, los *BRB* pueden ser más ventajosos que el sistema de arriostramiento convencional, ya que las disposiciones de diseño de capacidad para este último sistema pueden requerir un costoso refuerzo de los cimientos y de los diafragmas del suelo.

Los *BRB* pueden tener algunas desventajas: [6]

- La mayoría están patentados.
- Si no se controlan adecuadamente, los aceros que se utilizan habitualmente para fabricar los segmentos de fluencia restringida pueden tener una amplia gama de límites elásticos.

- Las tolerancias de montaje en campo suelen ser inferiores a las de los marcos arriostrados convencionales.
- Pueden producirse grandes deformaciones permanentes bajo altos niveles de carga sísmica porque este tipo de sistema, como muchos otros, no tiene un mecanismo de recentrado.
- Es necesario establecer criterios para detectar y sustituir los elementos dañados.

Los *BRB* comparten la misma disposición geométrica que los arriostramientos convencionales, solo que, en este caso, las riostras son los elementos fusibles, siendo elementos compuestos [11] como se muestra en la Figura 2.5.1.



Figura 2.6.1: Arriostramiento *BRB* en estructura de acero [39]

Generalmente consisten en un núcleo de acero y un material confinante para evitar el pandeo global y local del arriostramiento. Esta configuración tiene como finalidad que el elemento estructural, ante las cargas axiales, ceda tanto en compresión como en tracción. Esto tiene como consecuencia que las resistencias a compresión y a tracción sean similares, siendo la resistencia a compresión ligeramente mayor [10], [11]. Este tipo de arriostramiento permite la rigidez requerida para evitar el pandeo global del arriostramiento y disipar la energía en caso de sismo [40], para que esto ocurra el núcleo de acero se debe colocar primero dentro de una funda de acero (por ejemplo, una sección estructural hueca, HSS) [6], [41].

Para que el sistema funcione adecuadamente, el núcleo no debe adherirse al mortero de concreto. De lo contrario se podría esperar que el elemento se comporte como un elemento de sección compuesta y su mecanismo de falla sea por pandeo.

En la Figura 2.5.2 se presenta los componentes de una riostra típica de *BRB*, mientras que en la Figura 2.5.3 se presentan algunas de las secciones transversales realizadas en Japón.

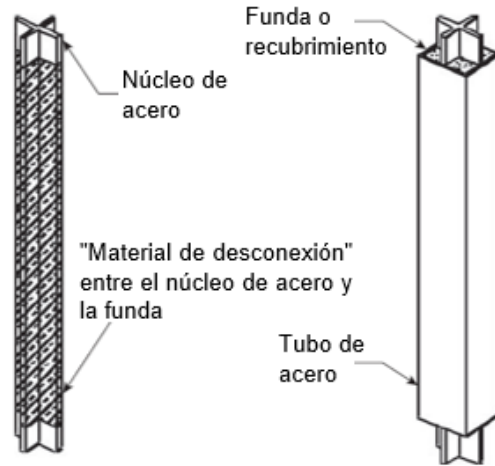


Figura 2.6.2: Tipo de riostra *BRB*. (adaptada al español) [6]

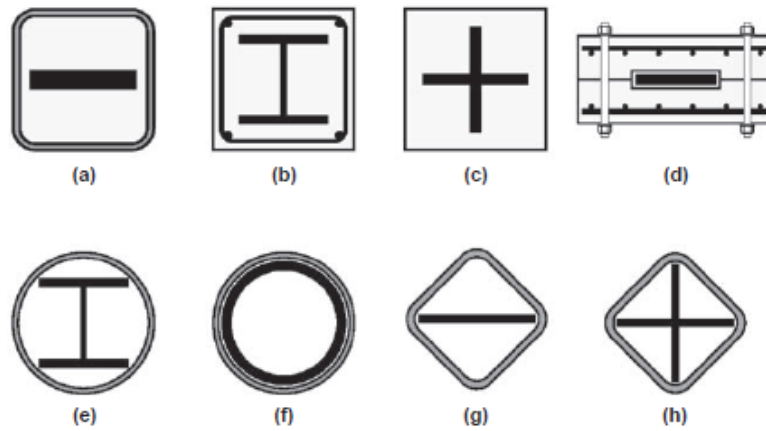


Figura 2.6.3: Secciones transversales de varias *BRB* desarrolladas en Japón. [6]

En la Figura 2.5.4 se aprecian algunas de las configuraciones de marcos arriostrados con elementos *BRB*, tales como:

- Arriostramientos con V invertida
- Arriostramientos en V
- Diagonal Simple
- Y arriostramientos en X de dos pisos

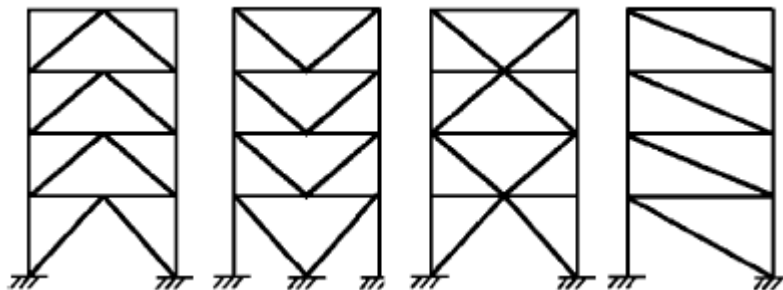


Figura 2.6.4: tipo de configuraciones para elementos *BRB*. [6]

Los arriostramientos en X en cierto punto no son factibles con este tipo de elemento debido al ángulo de inclinación que se forma, obteniendo un efecto en la fuerza axial que deberá resistir la riostra individual, mientras que las diagonales simples suelen ser útiles para construcciones de baja altura, debido a que las riostras pueden diseñarse para una fuerza axial muy alta en comparación al costo generado [6].

Sin embargo, la elección de la configuración tiene un efecto indirecto en el comportamiento del sistema porque la longitud disponible de la riostra para el segmento que cede será diferente en cada configuración.

Con lo anteriormente descrito, en la Figura 2.5.5 se presenta una comparación entre los arriostramientos convencionales y el elemento *BRB*, en donde se aprecia la manera en que este último disipa la energía a través de la cedencia tanto en compresión como en tracción y se ve reflejado en un comportamiento histerético simétrico y estable [6], [11], [10], [38].

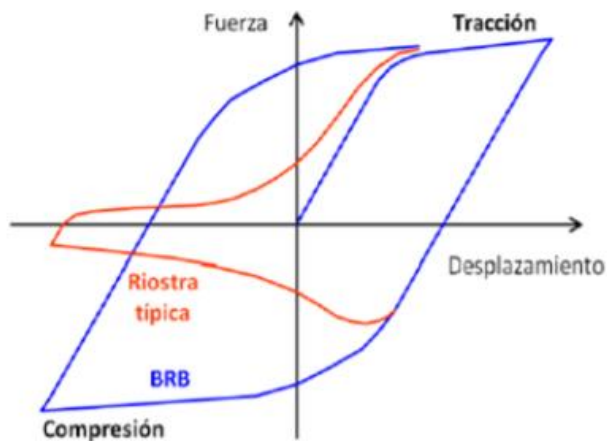


Figura 2.6.5: Comportamiento histerético elementos *BRB* bajo tracción y compresión. [11]

Como se muestra en la Figura 2.5.6, el núcleo bajo la acción de la carga pandeas inicialmente en el primer modo y presiona asimismo la superficie del confinamiento, de esta manera es posible

aumentar la carga siempre y cuando la separación entre el núcleo y el confinamiento se reduzca, sin embargo, una separación igual a cero puede resultar en una pérdida de capacidad porque el núcleo no podrá pandearse en modos superiores.

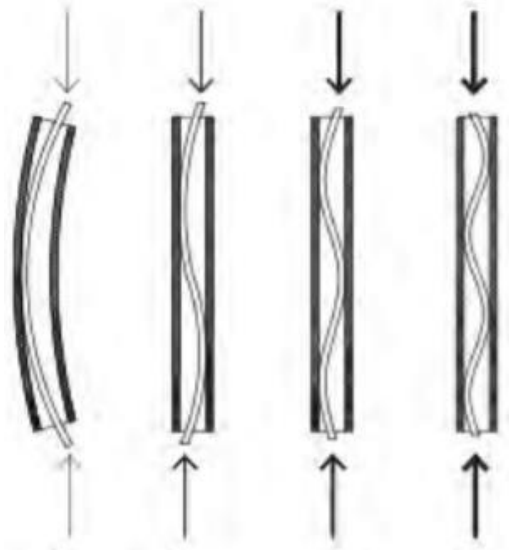


Figura 2.6.6: Aparición de modos superiores entre el núcleo y el confinamiento. [6]

2.6.1. Conexiones de los *BRB*.

Para que una riostra *BRB* cumpla su función, es esencial que no se produzca un pandeo localizado en la conexión. Las conexiones de estas riostras *BRB* se pueden diseñar como una conexión apernada, rotulada con pasador o soldada, como se muestra en la Figura 2.5.7 mientras que en la Tabla 2.5.1 se presentan las ventajas y desventajas de cada conexión.

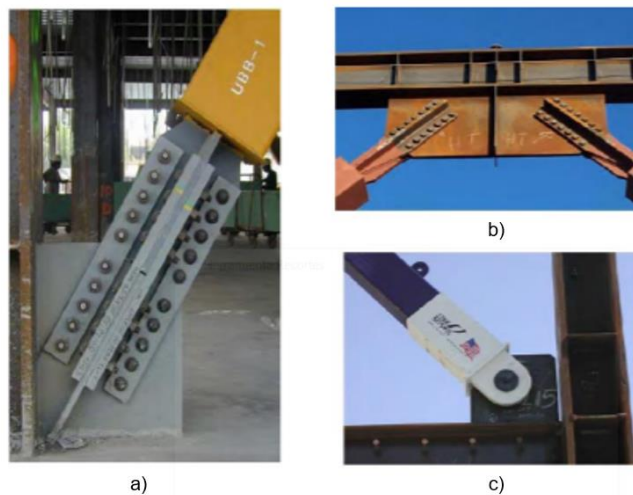


Figura 2.6.7: a) Conexión estándar atornillada. b) Conexión atornillada modificada. c) Conexión articulada con pasador. [42]

Tabla 2.6.1: Ventaja y desventaja según tipo de conexión. [42]

Tipo de conexión	Ventajas	Desventajas
Estándar atornillada	<ul style="list-style-type: none"> -Los agujeros sobredimensionados permiten una mayor tolerancia en el armado de la estructura. -Los agujeros múltiples proporcionan una mayor redundancia. -Existe una mejor distribución de las fuerzas hacia las placas de conexión (gusset plates). 	<ul style="list-style-type: none"> -Dado que no es una conexión articulada, momentos secundarios se producen entre la conexión y la riostra. -Mayor costo de instalación debido al gran número de pernos y placas de anclaje. -Mayor tamaño de los <i>gusset plates</i> y menor longitud de fluencia para los <i>BRB</i>.
Atornillada modificada	<ul style="list-style-type: none"> -Las mismas de la conexión estándar atornillada. -Menor cantidad de pernos y no se necesitan placas de anclaje. 	<ul style="list-style-type: none"> -Las mismas de la conexión estándar atornillada.
Articulada con pasador	<ul style="list-style-type: none"> -Mayor longitud de fluencia del <i>BRB</i> resultando en deformaciones menores para una carga dada. -La articulación elimina los momentos secundarios debido a las derivas. -Reducción en los costos de instalación. 	<ul style="list-style-type: none"> -Menor tolerancia para el montaje. -Menor redundancia dado que es un solo elemento (el pasador) de conexión.

2.6.2. Diseño.

Con respecto al diseño de los *BRB*, se utilizan dimensiones para una fuerza sísmica reducida esperando que sufran una deformación inelástica significativa, mientras que otras partes del sistema son diseñadas por capacidad, por esto se espera que permanezcan en el rango elástico hasta alcanzar el límite del sistema.

La norma AISC 341 contiene detalles de los elementos individuales y sus conexiones, además de los requisitos para garantizar el comportamiento dúctil deseado.

A su vez, el código americano señala que el coeficiente de reducción sísmica para estos elementos es de $R = 8$, esperando que el sistema resista grandes demandas de deformación inelástica y mantenga la seguridad de la vida evitando el colapso bajo un evento sísmico con mayor intensidad.

2.7. Arriostramientos autocentrantes.

Es un sistema estructural desarrollado e investigado en Estados Unidos [43], el cual combina un comportamiento de autocentrado y a la vez las facilidades constructivas de un marco de momento de acero, denominado marco autocentrante de acero. Un marco autocentrante o *SC-SMRF* (por sus siglas en inglés: *Self-Centering Steel Moment Resisting Frame*) está formado por dispositivos de disipación de energía en cada conexión [43]. Como se muestra en la Figura 2.7.1 el sistema se encuentra diseñado con dos miembros estructurales, un sistema de tensión y un sistema de disipación de energía (en algunos casos por dispositivos viscosos), el cual, se encuentra conectado a los dos elementos de refuerzo y se activa cuando se induce un movimiento relativo entre estos dos elementos [44]. Aunque en algunos casos los dispositivos que plantean un mecanismo de disipación de energía pueden ser provistos por dispositivos a fricción [45], viscosos [46] o por fluencia.

Se pueden usar solos o en combinación entre sí como mecanismo de disipación de energía. Christopoulos denominó en su estudio la unión de estos dos mecanismos como *Self-Centering Energy Dissipative (SCED)* [45].

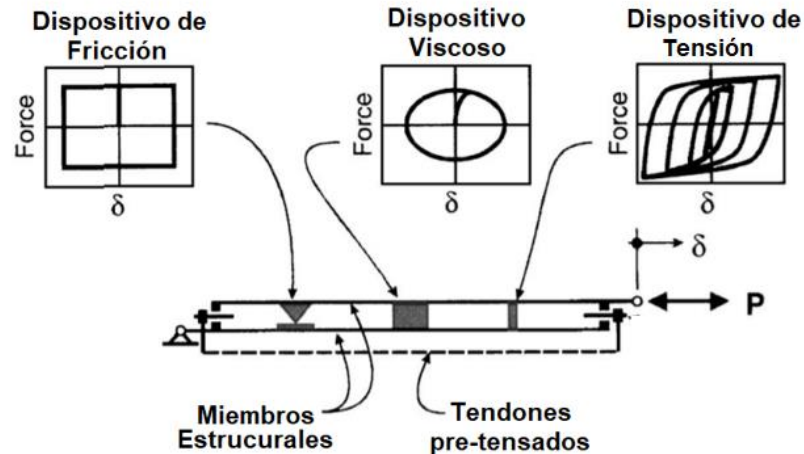


Figura 2.7.1: Concepto del sistema autocentrante (adaptado al español). [44]

En cuanto el movimiento es iniciado, el mecanismo de disipación se activa ante el movimiento relativo de los elementos estructurales, haciendo que la rigidez del sistema cambie de la rigidez elástica inicial (determinada por la suma de la rigidez elástica de los dos miembros estructurales) a la rigidez post-elástica (determinada por la rigidez de los elementos de tensión) [44].

Este tipo de dispositivo es capaz de recuperar su forma original una vez retirada la carga de impacto, asegurando que el dispositivo trabaje en iguales condiciones, sin necesidad de mantenimiento entre eventos sísmicos. De esta forma, los disipadores autocentrantes permiten controlar gran parte de los desplazamientos residuales de la estructura luego de un terremoto. Además, de que se encuentra diseñado para disipar la energía de forma controlada sin cambiar considerablemente sus propiedades [47], [48].

Algunas de las ventajas de estos disipadores son:

- Es capaz de disipar la energía de forma más controlada, disminuyendo los riesgos y costos asociado al impacto.
- Recupera de manera autónoma su forma original luego de movimientos consecutivos, implicando una disminución en los costos de mantención y repuestos.
- No requiere de fuentes de energía ni sistemas de control adicionales.
- Proporciona un sistema de absorción de energía, capaz de captar más energía por área de impacto, haciéndolo más eficiente y seguro.

Este particular mecanismo autocentrante de las uniones híbridas, es generalmente descrito por un comportamiento histerético con forma de bandera. En la Figura 2.7.2 se esquematiza el principio de funcionamiento de las uniones híbridas autocentrantes.

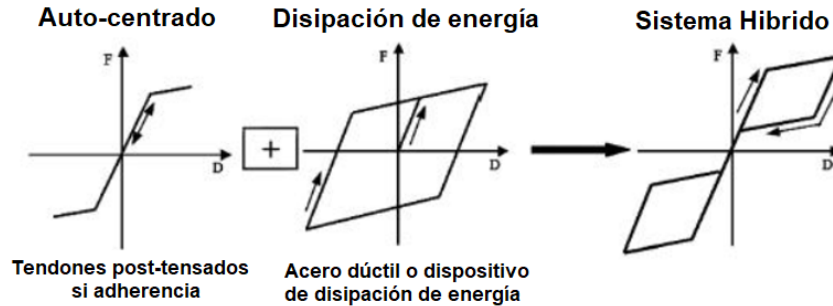


Figura 2.7.2: Esquemas de funcionamiento de uniones híbridas autocentrantes.
a) Esquema de fuerzas internas en unión viga-columna y b) modelos constitutivos con ciclos histéresis con forma de bandera. [43]

Sin embargo, estos dos conceptos (autocentrado y disipación de energía) pueden contraponerse, de hecho, la máxima disipación de energía para una fuerza máxima dada se obtiene en un comportamiento rígido-plástico, mientras que el autocentrado requiere necesariamente que el ciclo de fuerza-desplazamiento pase por el eje de origen. Por lo tanto, la forma del bucle (la curva de histéresis) tiene que ser optimizada.

2.8. Desempeño.

Se utiliza el desempeño para plantear ciertos criterios de aceptación, tanto para el análisis como el diseño de las estructuras que se estudian, teniendo en consideración un comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales, además de los niveles de seguridad establecidos. Esta metodología es aplicable para todo tipo de estructuras en todas las regiones sísmicas [3].

Teniendo en consideración que el proceso de diseño sísmico implica múltiples fuentes de incertidumbre, incluyendo la peligrosidad sísmica, los métodos y modelos de análisis, es que las técnicas de ingeniería basadas en el diseño por desempeño deben identificar y cuantificar esas incertidumbres para poder estimar y reconocer la fiabilidad del diseño, de manera que para un nivel de movimiento especificado esta estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites [49].

El proceso de diseño sísmico implica múltiples fuentes de incertidumbre, incluyendo la peligrosidad sísmica, los métodos y modelos de análisis y la variabilidad de los materiales de construcción y la mano de obra. Las técnicas de ingeniería basadas en el rendimiento deben identificar y cuantificar esas incertidumbres para poder estimar y reconocer la fiabilidad del diseño [50].

Características mejoradas mediante los límites establecidos por el desempeño de una estructura.

- Precisión en el diseño de elementos estructurales, permitiendo una mayor tolerancia al movimiento sísmico.
- Incorporación del uso de los elementos estructurales dañados, siendo capaces de resistir la deformación cíclica inelástica sin degradación o deformación permanente.
- Incorporación de dispositivos modificando la respuesta de la estructura, ya sean disipadores de energía los cuales limitan dicha respuesta.

La verificación de este procedimiento debe incluir un:

- Análisis elástico general.
- Procedimiento de análisis elástico.
- Procedimiento de espectro de capacidad.
- Análisis Pushover
- Análisis dinámico no lineal de tiempo/historia.
- Análisis del espectro ante las deformaciones entre piso (drift).

El comportamiento esperado de la edificación durante movimientos sísmicos con diferentes intensidades debe contar con tres fases: la fase conceptual: en la cual el desempeño sísmico establece el “nivel de desempeño”, “el nivel de amenaza” y el “desempeño esperado de la edificación”. Prosiguiendo con la fase numérica: en la cual se encuentra el diseño de la estructura. Por último, la fase de implementación: donde la calidad del diseño debe ser garantizado por un control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de la obra. El documento *VISION 2000* [3] define claramente los objetivos de comportamiento sísmico, para lo cual relaciona los niveles de comportamiento con los niveles esperados de movimientos sísmicos

2.8.1. Nivel de desempeño.

El nivel de desempeño está descrito mediante el estado límite de daño que sufre la estructura. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto [13].

Propuesta *VISION 2000*.

La propuesta proveniente del comité *VISION 2000* [3] define cuatro niveles de desempeño: [3], [14].

1. *Totalmente operacional*: Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente funcional y disponibles para su uso. Generalmente no requieren de reparaciones.
2. *Operacional*: Ocurren algunos daños en elementos no estructurales, incluso algunos daños ligeros en los elementos estructurales, pero el daño de la estructura es limitado y no compromete la seguridad de ésta, permaneciendo disponible con sus funciones normales inmediatamente después del sismo. Aunque teniendo en claro que los daños de elementos no estructurales pueden interrumpir momentáneamente algunas funciones. En general se requieren de reparaciones.
3. *Seguridad*: Ocurren daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, ocurriendo una degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Ocurre a su vez una interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbaciones de las vías de escape. El edificio queda fuera de servicio requiriendo de reparaciones importantes.
4. *Pre-Colapso*: Nivel de desempeño en el que ocurre una degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura acercándose

al colapso estructural. Al igual que el nivel de desempeño anterior ocurre una interrupción de los servicios y vía de escape haciendo esta vez que la edificación sea insegura para sus ocupantes

A continuación, la Tabla 2.7.1 presenta el resumen presente en el documento *VISION 2000 (SEAOC. 1995)*, en la cual establece los diferentes niveles de desempeños ya mencionados.

Tabla 2.8.1: Estados de daño y niveles de desempeño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-Colapso	Daño estructura severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometidas
Completo	Colapso	Colapso estructural

Fuente: Fuente: Visión 2000 [3].

2.8.2. Desempeño esperado de la edificación.

El diseño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que pueden considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. [13] Señala el comportamiento deseado o del desempeño que debe ser capaz de alcanzar un edificio ante un determinado movimiento sísmico. La selección de los niveles de desempeño esperado debe ser basado en las características de ocupación del edificio, la importancia además de las consideraciones económicas relacionadas al costo ante las reparaciones de los daños producidos por dicho movimiento sísmico [50].

Otro punto importante que se debe considerar es que el desempeño esperado se encuentra ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica.

2.8.3. Niveles de amenaza sísmica.

El Comité VISION 2000, definió cuatro sismos de análisis presentados en la Tabla 2.8.2. Desde un punto de vista riguroso lo que se estableció son los parámetros para definir los estudios de peligrosidad sísmica tendientes a obtener 4 eventos, denominados sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Para este trabajo se utilizaron registros sísmicos provenientes del terremoto del Maule del año 2010, el cual debido a la intensidad con la que se propagó y percibió en diferentes zonas diversos estudios clasifican registros similares como un “sismo raro” con un periodo de retorno de 475 años [51], [52].

Tabla 2.8.2: Parámetros de los sismos de análisis.

Nivel de movimiento sísmico	Periodo medio de retorno T [años]	Probabilidad de excedencia [p,t]
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	10% en 100 años

Fuente: Visión 2000 [3].

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. En la Tabla 2.8.3 se presentan los niveles de desempeños esperadas para las edificaciones, según su uso y ocupación.

Tabla 2.8.3: Niveles de Desempeño Sísmico.

1 - Instalaciones Básicas 2 - Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3 - Instalaciones de Seguridad Crítica 0 - Desempeño inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T = 43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T = 72 años)	2	1	0	0
	Raro (T = 475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T = 970 años)	-	3	2	1

Fuente: Fuente: Visión 2000 [3].

Capítulo III

3. Diseño mediante normativas.

3.1. NCh433.Of.96.mod2012 - Diseño sísmico de edificios y DS61 - Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.

La norma NCh 433.of.96 [15] señala el diseño sísmico de edificios variando los materiales de construcción, contando de ciertas modificaciones mediante el Decreto Supremo 61, ya sea en la clasificación de los tipos de suelos, como el espectro de diseño. La necesidad de reunir estos dos documentos en uno solo dio como resultado el reglamento NCh433.Of.96.mod2012. [15] (de aquí en adelante, NCh433) que se utiliza en la actualidad.

Esta norma está orientada a lograr estructuras que:

- Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

El diseño de las estructuras depende tanto de la zona sísmica como el suelo de fundación, sin olvidar la categoría ocupacional y al tipo de sistema sismorresistente perteneciente en la estructura.

A continuación, se presentan las tablas utilizadas en el proceso del análisis.

Tabla 3.1.1: Valor del coeficiente I.

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

Fuente: norma NCh433 [15]

Tabla 3.1.2: Valor de la aceleración efectiva A_0 .

Zona Sísmica	A_0
1	0,2g
2	0,3g
3	0,4g

Fuente: norma NCh433 [15]

Tabla 3.1.3: Valor de parámetros dependiendo del tipo de suelo.

Tipo de suelo	S	T_0 [seg]	T' [seg]	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

Fuente: norma NCh433 [15]

Tabla 3.1.4: Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.

Sistema Estructural	Material Estructural	R	R_0
Marcos	Acero Estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
Muros y Sistemas Arriostrados	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: norma NCh433 [15]

3.1.1. Análisis modal espectral.

El análisis modal espectral se aplica en estructuras con amortiguamiento modal alrededor del 5% del amortiguamiento crítico, la NCh433 señala que el espectro de diseño de pseudo-aceleración viene siendo representado por la expresión presentada en la ecuación 3.1.1:

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{R^*/I} \quad \text{Ec. 3.1.1}$$

Recordando que los parámetros S , A_0 , I fueron descritos con anterioridad y α es un factor de amplificación que depende del periodo de vibración del modo n y es definido por la ecuación 3.1.2:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad \text{Ec. 3.1.2}$$

R^* es el factor de reducción de la pseudo-aceleración espectral para la dirección de análisis el cual está dado por:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad \text{Ec. 3.1.3}$$

Se debe hacer mención que si el corte basal (Q_0) es menor al corte mínimo basal (Q_{min}) los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales deberán multiplicarse por un factor de manera que se alcance dicho valor mínimo, lo cual se realiza reemplazando el factor de reducción R^* por un factor de reducción R^{**} definido mediante la ecuación 3.1.4.

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_{min}} < R^* \quad \text{Ec. 3.1.4}$$

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

Por otro lado, si el corte basal es mayor que $Q_{máx}$, sólo las solicitaciones deberán multiplicarse por un factor tal que se alcance el valor máximo, el cual se realiza reemplazando el factor de reducción R^* por un factor de reducción R^{**} definido de la siguiente forma

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_{máx}} < R^* \quad \text{Ec. 3.1.5}$$

En la Figura 3.1.1 se muestra una representación de los espectros de pseudo-aceleración obtenidos mediante la norma NCh433. El espectro elástico el cual proviene mediante los parámetros sísmicos y el espectro de diseño mediante los factores de reducción R^* y R^{**} .

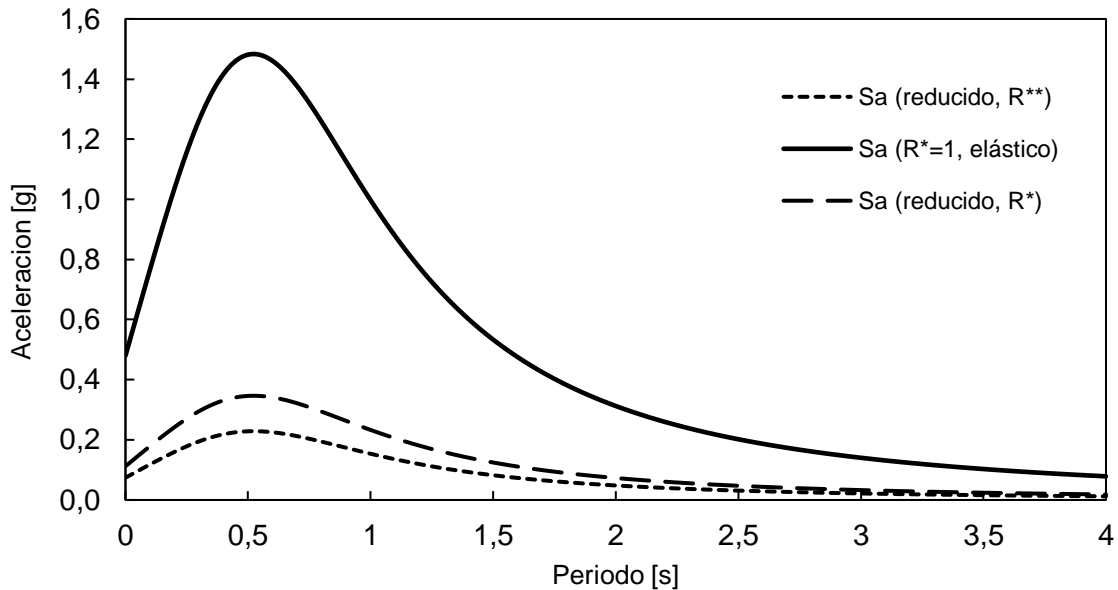


Figura 3.1.1: Espectro de diseño, según NCh433 [15]

3.1.2. Deformación sísmica.

Para las deformaciones sísmicas la norma NCh433 se tiene en consideración:

- a) 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 [15].
- b) 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, lo anterior descrito queda exployado en la ecuación 3.1.6:

$$Drift, máx = \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0,002 \quad \text{Ec. 3.1.6}$$

- c) 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 [6], esto es demostrado en la ecuación 3.1.7:

$$Grift, \text{máx} = \frac{\Delta_{punto,j} - \Delta_{punto,i}}{h_j - h_i} - \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0,001 \quad \text{Ec. 3.1.7}$$

Donde:

$\Delta_{cm,j}$: Deformación en el nivel j, con respecto al centro de masa

$\Delta_{cm,i}$: Deformación en el nivel i, con respecto al centro de masa

$h_j - h_i$: Altura entrepiso

$\Delta_{punto,j}$: 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

En el Anexo E se encuentran los datos correspondientes para cada estructura de análisis con su respectivo sistema de arriostramientos, verificando su correcto uso ante los límites señalado en la ecuación 3.1.11 y 3.1.12.

3.2. NCh3411.Of.2017 - Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo.

3.2.1. Requisitos generales de diseño

El diseño debe considerar los requisitos básicos para el sistema sismorresistente. Esta debe tener la resistencia requerida para soportar el corte basal mínimo. Se permite satisfacer los límites de deformaciones sísmicas disipador en la respuesta de dicha estructura.

3.2.1.1. Clasificación del sistema disipador

La norma NCh3411.Of.2017 [16] señala que los sistemas sismorresistentes se clasifican en 3 categorías, las cuales van dependiendo según la función en que disipan la energía. Estas categorías vienen siendo las siguiente:

Categoría 1: Si cumple con las siguientes consideraciones

- 1 El cociente entre el esfuerzo de corte basal del sistema disipador y el esfuerzo de corte basal total de diseño del sistema sismorresistente es mayor o igual a 0.75.
- 2 El sistema disipador tiene disipadores de energía en todos los niveles.
- 3 Los disipadores se encuentran concéntricamente conectados a vigas y columnas. Se permiten excentricidades menores a la altura de la viga si se verifican los esfuerzos resultantes en elementos y conexiones y no se ve afectada la fuente de deformación inelástica.

Se 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 [16].

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.

Categoría 3: Esta categoría considera 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.

1. Los sistemas sismorresistentes de categoría 1 poseen un valor máximo de $R_o=8$. Para todos los demás casos se deben considerar los valores establecidos por NCh433.

2. 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 reducción de resistencia igual a uno.

3.2.1.2. Estructuras sismorresistentes.

Las estructuras sismorresistentes además de cumplir las disposiciones de la norma NCh433 debe tener en consideración los siguientes puntos.

1. El corte basal sísmico usado para el diseño de la estructura sismorresistente no debe ser menor que le V_{min} , el cual se determina en cada dirección de análisis por el mayor valor de las ecuaciones 3.2.1 y 3.2.2.

$$V_{min} = Q_{SDS} \quad \text{Ec. 3.2.1}$$

$$V_{min} = \frac{IA_0SP}{B_1 6g} \quad \text{Ec. 3.2.2}$$

2. Teniendo en consideración que la estructura estudiada es un sistema sismorresistente categoría 1, B_1 es igual a 1,33 para cada dirección de análisis.

3.2.2. Movimiento del suelo.

3.2.2.1. Espectro elástico de diseño.

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

Recalcando que debe ser aplicada en conjunto con la norma NCh433 [15], planteándose como una alternativa al diseño convencional de edificios, permitiendo mejorar el desempeño sísmico de las estructuras ante la implementación de disipadores de energía

1. Sismo de Servicio (SDS): Viene siendo el espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura según lo estipulado en la norma NCh433 [15], aunque modificado por los factores B_1 y S .
2. Sismo de Diseño (SDI): Corresponde al nivel de movimiento del suelo, cuyo espectro queda definido por los parámetros indicados en la Tabla 3.2.1.

Tabla 3.2.1: Definición del Espectro de Diseño (SDI).

Clasificación Suelo	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]	T_e [s]	T_f [s]	α_{AA} [cm/s ²]	α_{vV} [cm/s]	α_{DD}
A	0,03	0,11	0,29	2.510	10	33	1085	50	20
B	0,03	0,2	0,54	2.000	10	33	1100	94	30
C	0,03	0,375	0,68	1.580	10	33	1212	131	33
D	0,03	0,375	0,68	1.580	10	33	1470	159	40

Fuente: norma NCh3411 [16]

3. Sismo Máximo Posible (SMP): Corresponde al nivel de movimiento del suelo cuyo espectro se obtiene la multiplicar el espectro del sismo de Diseño por un factor de 1,2.

En la Figura 3.2.1 se muestra una representación de los espectros anteriormente mencionados.

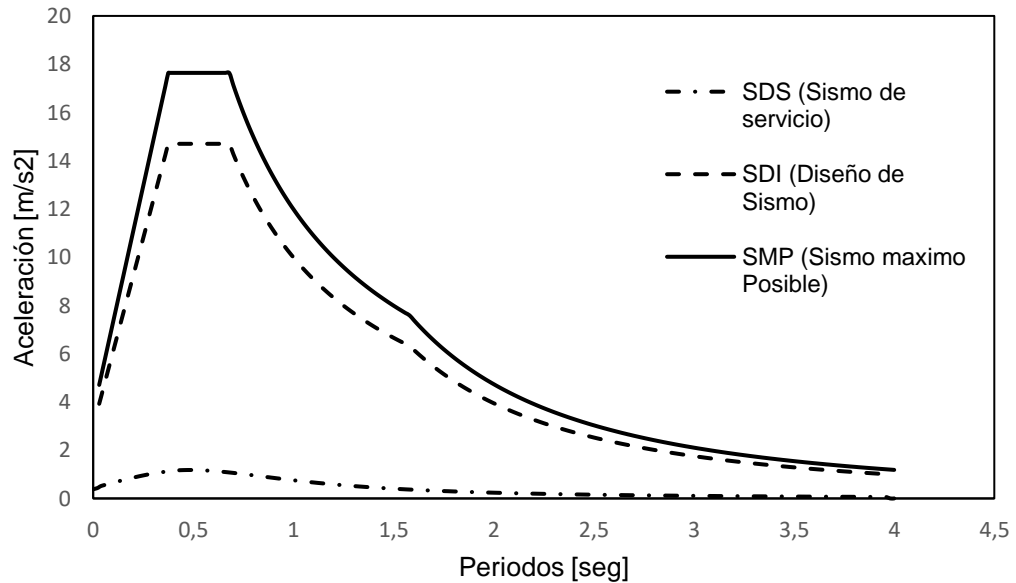


Figura 3.2.1: Espectro de diseño, según NCh3411

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

El código AISC 360-16 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.

Estas verificaciones, además del diseño de las conexiones de estos elementos, se muestran con más detalle en la sección de Capítulo IV” para cada modelo de análisis. 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”.

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

Para el diseño en estructuras de acero el código AISC 341-16 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 deben determinarse a partir de las combinaciones de carga correspondientes, considerando las acciones sísmicas limitadas por *Ecl*. La acción sísmica *Ecl* se define como las máximas sollicitaciones obtenidas de un análisis plástico. Para el caso de los *SCBF*, se consideran los esfuerzos más desfavorables resultantes de los siguientes casos:

- Análisis en el que las riostras desarrollan la resistencia esperada a compresión y a tracción.
- Análisis en el que las riostras traccionadas desarrollan su resistencia esperada, mientras que las riostras a compresión desarrollan su resistencia post-pandeo.

La resistencia esperada a tracción se determina por relación presentada en la ecuación 3.4.1:

$$T_{m\acute{a}x} = R_y F_y A_g \quad \text{Ec. 3.4.1}$$

Donde:

R_y : Resistencia esperada del acero = 1.5 (Acero A36) como se presenta en el Anexo D

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

A_g : Sección bruta del perfil

A su vez, la resistencia esperada a compresión se determina como:

$$C_{m\acute{a}x} = \min\{R_y F_y A_g; 1,14 F_{cre} A_g\} \quad \text{Ec. 3.4.2}$$

Donde F_{cre} corresponde a la carga crítica determinada en AISC 360-16 (F_{cre}), pero utilizando un esfuerzo de fluencia igual a $R_y F_y$.

Mientras que la resistencia esperada de post-pandeo viene siendo el 30% de la resistencia esperada a compresión.

3.4.1.2. Distribución de la fuerza lateral.

Las riostras deben disponerse de tal manera de lograr un buen balance entre la resistencia de las diagonales traccionadas y comprimidas. Es por ello por lo que, ante fuerzas laterales actuando en ambas direcciones, las riostras traccionadas resistan entre el 30% y 70% de la fuerza sísmica.

3.4.1.3. Elementos estructurales.

con el objeto de controlar el pandeo local y asegurar el desarrollo de las deformaciones plásticas la norma incluye una clasificación de las secciones por ductilidad en caso de elementos que forman parte de estructuras sismorresistentes.

Es por ello, que existen dos valores límites para la relación ancho-espesor, los cuales son:

- Ductilidad moderada (λ_{md}).
- Ductilidad alta (λ_{hd}).

Para el caso de este estudio, las vigas y columnas deben verificarse con el valor límite λ_{hd} . Por otro lado, dado que los arriostramientos son multiplanel ($MT-SCBF$) deben verificarse con el valor límite λ_{md} .

Con respecto a la esbeltez de las diagonales, estas deben cumplir con la siguiente relación:

$$\lambda = KL_r \leq 200 \quad \text{Ec. 3.4.3}$$

3.4.1.4. Conexiones.

- ✓ El reglamento requiere que la conexión viga-columna cumpla con 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:

1. Resistencia flexional esperada de la riostra multiplicada por 1,1, es decir $1,1R_yM_p$, donde M_p se determina con respecto al eje crítico de pandeo.
2. Suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna multiplicada por 1.1, es decir, $1,1\Sigma(R_yF_yZ)$

Es decir, la conexión se diseña para resistir un momento flector igual a:

$$\min\{1,1R_yM_p ; 1,1\Sigma(R_yF_yZ)\} \quad \text{Ec. 3.4.4}$$

✓ Las conexiones de las riostras deben cumplir los siguientes requisitos:

a) La resistencia requerida a tracción debe adoptarse como la menor entre:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la que se determina como $R_yF_yA_g$.
- La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural.

b) La resistencia requerida a compresión es al menos igual a la resistencia esperada a compresión en la riostra.

c) La resistencia requerida de la conexión capaz de resistir los efectos inducidos por la formación de rótulas plásticas en los extremos cuando se produce el pandeo global de la riostra. Por ello, el reglamento requiere que se cumpla uno de los siguientes criterios:

- *Resistencia flexional requerida:* La resistencia a flexión de la conexión debe ser al menos o igual a la resistencia flexional esperada de la riostra por 1,1, esto es $1,1R_yM_p$.
- *Capacidad de rotación:* La conexión debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la riostra correspondiente al nivel de distorsión de piso de diseño. Se permite considerar la rotación inelástica de la conexión

3.4.2. Requisitos para marcos *BRB*

3.4.2.1. Análisis.

La resistencia requerida en las columnas, vigas y conexiones se obtiene de aplicar las combinaciones de carga con la acción sísmica limitada por capacidad, *Ecl*, considerando que todas las riostras desarrollan la resistencia ajustada a tracción o a compresión. El análisis debe tener en cuenta ambas direcciones de la acción sísmica y la determinación de las fuerzas de compresión y tracción de las riostras debe realizarse sin considerar el efecto de las cargas gravitatorias.

3.4.2.2. Elementos estructurales.

Las vigas y columnas deben cumplir con una sección dúctil moderada, es decir, se debe verificar con el valor límite λ_{md} .

3.4.2.3. Resistencia requerida.

La resistencia requerida en vigas, columnas, riostras y conexiones deben determinarse a partir de las combinaciones de carga correspondientes, considerando las acciones sísmicas limitadas por E_{cl} . La acción sísmica E_{cl} se define como las máximas sollicitaciones obtenidas de un análisis plástico. Para el caso de los $SCBF$, se consideran los esfuerzos más desfavorables resultantes.

Las zonas protegidas corresponden al núcleo de acero (dado que es una zona donde se producen deformaciones inelásticas) junto con los elementos que conectan dicho núcleo con las vigas y columnas, como las placas *gusset*.

3.4.2.4. Conexiones.

Las conexiones viga-columna deben cumplir con algunos de los siguientes criterios:

- a) La conexión se diseña como una conexión simple para una rotación requerida de 0.0025 [rad].
- b) La conexión debe resistir un momento igual al menor entre:
 - $1,1R_yM_p$ donde M_p es el momento de plastificación de la viga
 - Un momento correspondiente a la suma de la resistencia flexional de las columnas multiplicadas por 1.1, es decir, $1,1\Sigma(R_yF_yZ)$

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

3.5. AISC 41-13, “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”

El código AISC 41-13 especifica las disposiciones aplicables a nivel nacional para la evaluación sísmica y la rehabilitación de edificios. La evaluación sísmica se define como un proceso o metodología de evaluación de las deficiencias de un edificio en alcanzar un nivel de desempeño seleccionado.

La rehabilitación sísmica se define en este código como el diseño de medidas para mejorar el comportamiento sísmico de los componentes estructurales o no estructurales de un edificio mediante la corrección de las deficiencias identificadas en una evaluación sísmica en relación con un nivel de desempeño seleccionado.

La evaluación sísmica y la adaptación de los edificios existentes deberán cumplir con los requisitos de esta norma para llevar a cabo la evaluación sísmica o la rehabilitación con el fin de demostrar el cumplimiento o la consecución del nivel de desempeño.

Tabla 3.5.1: Niveles de rendimiento estructural y daños aproximados.

Sistema de resistencia a la fuerza sísmica	Tipo	Niveles de desempeño estructural		
		Prevención de colapsos (S-5)	Seguridad vital (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
Marcos de acero arriostrados	Elementos primarios y secundarios	<ul style="list-style-type: none"> - Flexión y pandeo extensos de los tirantes. - Muchos tirantes y sus conexiones pueden fallar. 	<ul style="list-style-type: none"> - Muchos tirantes ceden o se doblan, pero no fallan totalmente. - Muchas conexiones pueden fallar. 	<ul style="list-style-type: none"> - Pequeña flexión o pandeo de los tirantes.
	Drift	<ul style="list-style-type: none"> - Un transitorio desplazamiento entre pisos, suficiente para causar grandes daños no estructurales. - Desplazamiento entre piso permanente extenso 	<ul style="list-style-type: none"> - Un transitorio desplazamiento entre pisos, suficiente para causar daños no estructurales. - Desplazamiento entre piso permanente perceptible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Un transitorio desplazamiento entre pisos que provoca daños no estructurales menores o nulos. - Desplazamiento entre piso permanente insignificante.

Fuente: Código AISC 41-13 [14]

Capítulo IV

4. Análisis lineal.

4.1. Concepto.

Es un método eficiente para analizar las estructuras suponiendo que se comporta de manera elástica.

En análisis elástico lineal tiene dos supuestos principales:

- El comportamiento de la estructura es lineal (obedeciendo a la ley de Hooke); las cargas son linealmente proporcional a la deformación de la estructura, de esta forma si la carga se llega a retirar la estructura debe volver a su forma original (sin producir alguna deformación plástica). Además, las condiciones de contorno no varían durante la aplicación de cargas.
- La carga es estática, lo cual implica que tanto la magnitud como la dirección no cambian con el tiempo, aplicándose lentamente hasta alcanzar su magnitud máxima. Si las cargas son variables en el tiempo, se pueden justificar con un análisis dinámico.

Para este análisis se tiene en consideración estructuras similares a la estudiada por Matías Saavedra para su Taller de Título [18], las cuales consisten en edificio tipo oficina simétrico de 4 y 8 pisos con marcos de acero, una altura entrepiso de 3,3 [m] y marcos perimetrales de 5 vanos, donde cada vano tiene 5 [m] de largo. Para el sistema de piso, se dispone de una losa colaborante Instadeck [53] con un espesor sobre la cresta de 5 [cm] y un espesor total (placa + hormigón) de 11,35 [cm], para dicha estructura se tomó a su vez como referencia la geometría realizada por Anna y Shahria et. al. [54]

En este estudio se tiene en consideración tanto arriostramientos concéntricos como arriostramientos mixtos (los cuales constan de arriostramiento concéntricos y *BRB*).

4.2. Combinaciones de carga

La norma NCh3171.Of2010 [55] establece las disposiciones generales para las cargas y las apropiadas combinaciones, para el diseño por resistencia (LFRD) y tensiones admisibles (ASD). Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límites. En el siguiente proyecto se utilizará el método LFRD mediante las combinaciones señaladas por dicha norma en la cláusula 9, las cuales vienen siendo las presentadas a continuación:

$1,2D + 1,6L$	Ec. 4.2.1
$0,9D \pm 1,4S_x$	Ec. 4.2.2
$0,9D \pm 1,4S_y$	Ec. 4.2.3
$1,2D + L \pm 1,4S_x$	Ec. 4.2.4
$1,2D + L \pm 1,4S_y$	Ec. 4.2.5

Donde:

D: Carga permanente

L: Carga de uso (sobrecarga)

S_x: Carga sísmica en dirección X, según NCh433

S_y: Carga sísmica en dirección Y, según NCh433

Estas combinaciones se utilizarán para dimensionar los elementos estructurales del edificio cumpliendo con el siguiente criterio:

$$R_{u,LFRD} \leq \phi R_n \quad \text{Ec. 4.2.6}$$

Donde:

R_u: Carga de diseño de un elemento, según combinaciones LFRD

ϕ : Factor de resistencia

R_n: Resistencia nominal de un elemento

4.3. Cargas gravitacionales.

La norma NCh1537.Of.2009 [56] establece que para edificios con un uso de oficinas públicas (o privados que poseen equipos), la sobrecarga de uso corresponde a 250 [kgf/m²] en todos los pisos excepto en la zona del techo, aunque para el análisis de las siguientes estructuras se utilizará dicha carga en el último nivel suponiendo que puede ocurrir una futura ampliación.

Para el caso de las cargas muertas se va a considerar el peso de la losa colaborante cuyo valor es, según el Manual Técnico Instadeck de Cintac de 212 [kg/m²] [53]. Esta carga incluye el peso del hormigón y de la placa de 0,8 [mm] de espesor. Además, se agregará una carga muerta adicional de 100 [kg/m²] en la cual se calcula considerado el peso de los elementos no estructurales (estuco, tabiquería, etc).

4.4. Parámetros sísmicos.

Los parámetros sísmicos utilizados para los casos de estudio para una zona 3 y un suelo tipo D para marcos *SCBF* y *BRB* según lo señalado en la norma NCh433 [15] son los presentados en las Tablas 4.4.1 y 4.4.2.

Tabla 4.4.1: Factores de modificación de la respuesta.

Sistema Estructural	SCBF	BRB
R	5,5	7
R _o	8	8

Fuente: norma NCh433 [15]

Tabla 4.4.2: Parámetro sísmico según tipo de suelo y zona sísmica.

Zona Sísmica	3
Ao [g]	0,4
Tipo de Suelo	D
Categoría Edificio	II
I	1
S	1,2
p	1
To [s]	0,75
T' [s]	0,85
n	1,8

Fuente: norma NCh433 [15]

4.5. Dimensionamiento de perfiles.

4.5.1. Perfiles para estructura con marco arriostrado concéntricamente.

En las Tablas 4.5.1, 4.5.2 y 4.5.3 se presentan los diferentes perfiles que serán utilizados a lo largo de este taller, ya sea para la modelación del edificio de 4 u 8 pisos con un sistema de arriostramiento convencional. Cada perfil se encuentra verificado acorde a las normas estipuladas, ver Anexo A y C. Con un tipo de acero A36 para columna y viga, y un acero A53 Gr. B para las riostras yoder.

Tabla 4.5.1: Dimensiones columnas para marcos con arriostramiento convencional.

Definición		Columnas			
		W12X96	W8X67	W14x159	W14x257
Altura sección (peralte)	d	322,6 mm	229 mm	381 mm	417 mm
Espesor del alma	t_w	13,9 mm	14,9 mm	18,9 mm	30 mm
Ancho del ala	b_f	309,9 mm	210 mm	396,2 mm	406 mm
Espesor del ala	t_f	22,86 mm	23,8 mm	30,2 mm	48 mm
Área neta	A	181,9 cm ²	127,1 cm ²	301,3 cm ²	487,7 cm ²
Momento de inercia c/r a eje x	I_{xx}	34672 cm ⁴	11322 cm ⁴	79084 cm ⁴	141518,7 cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje x	W_{xx}	2149,7 cm ³	990,5 cm ³	4151,4 cm ³	6794,6 cm ³
Radio de giro c/r a eje x	r_x	13,8 cm	9,4 cm	16,2 cm	17,034 cm
Momento de inercia c/r a eje y	I_{yy}	11238 cm ⁴	3688 cm ⁴	31134 cm ⁴	53693,9 cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje y	W_{yy}	2149,7 cm ³	350,7 cm ³	4151,4 cm ³	2642,4 cm ³
Radio de giro c/r a eje y	r_y	7,9 cm	5,4 cm	10,2 cm	10,492 cm
Modulo Plástico c/r a eje x	Z_{xx}	2408,9 cm ³	1149 cm ³	4703,1 cm ³	4031,2 cm ³
Constante torsional	J	285,1 cm ⁴	210,2 cm ⁴	820 cm ⁴	3292,4 cm ⁴

Tabla 4.5.2: Dimensiones riostras para marcos con arriostramiento convencional.

	Riostras Yoder 10" - N° Sch 40			Riostras Yoder 8" - N° Sch 40		
Altura sección (peralte)	d	273	mm	d	219,1	mm
Espesor	e	9,27	mm	e	8,2	mm
Área neta	A	76,8	cm ²	A	54,2	cm ²
Momento de inercia c/r a eje x	I_{xx}	6686	cm ⁴	I_{xx}	3018,7	cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje x	W_{xx}	490	cm ³	W_{xx}	275,6	cm ³
Radio de giro c/r a eje x	r_x	9,33	cm	r_x	7,463	cm
Momento de inercia c/r a eje y	I_{yy}	6686	cm ⁴	I_{yy}	3018,7	cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje y	W_{yy}	490	cm ³	W_{yy}	275,6	cm ³
Radio de giro c/r a eje y	r_y	9,33	cm	r_y	7,463	cm
Modulo Plástico c/r a eje x	Z_{xx}	645	cm ³	Z_{xx}	364,1	cm ³
Modulo Plástico c/r a eje y	Z_{yy}	645	cm ³	Z_{yy}	364,1	cm ³

Tabla 4.5.3: Dimensiones vigas para marcos con arriostramiento convencional.

Definición	Vigas					
	W14X53			W14X38		
Altura sección (peralte)	d	353,1	mm	d	358,1	mm
Espesor del alma	t_w	9,4	mm	t_w	7,9	mm
Ancho del ala	b_f	204,72	mm	b_f	172	mm
Espesor del ala	t_f	16,8	mm	t_f	13,1	mm
Área neta	A	100,6	cm ²	A	72,3	cm ²
Momento de inercia c/r a eje x	I_{xx}	22518,1	cm ⁴	I_{xx}	16025	cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje x	W_{xx}	1275,6	cm ³	W_{xx}	894,9	cm ³
Radio de giro c/r a eje x	r_x	14,95	cm	r_x	14,89	cm
Momento de inercia c/r a eje y	I_{yy}	2401,7	cm ⁴	I_{yy}	1111,3	cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje y	W_{yy}	1275,6	cm ³	W_{yy}	894,9	cm ³
Radio de giro c/r a eje y	r_y	4,89	cm	r_y	3,92	cm
Modulo Plástico c/r a eje x	Z_{xx}	1427,3	cm ³	Z_{xx}	1007,8	cm ³
Constante torsional	J	80,7	cm ⁴	J	33,2	cm ⁴

4.5.2. Perfiles para estructura con marco mixto.

En este tipo de marco se utilizaron los perfiles presentados en la Tabla 4.5.1 para las columnas, agregando un W12X106 presentado en la Tabla 4.5.4 correspondiente a la estructura de 4 pisos debido a los requisitos que se presentarán más adelante.

Mientras que las vigas utilizadas vienen siendo las mismas que en el caso anterior, por lo que las características son las presentadas en la Tabla 4.5.3, a su vez los arriostramientos en los marcos convencionales en la Tabla 4.5.2 y para los marcos con un sistema *BRB* se presentan en la Tabla 4.5.5.

Tabla 4.5.4: Dimensiones columnas para marcos con arriostramiento mixto.

Definición		Columnas	
		W12x152	
Altura sección (peralte)	d	348	mm
Espesor del alma	t_w	22,1	mm
Ancho del ala	b_f	317,5	mm
Espesor del ala	t_f	35,6	mm
Área neta	A	288,4	cm ²
Momento de inercia c/r a eje x	I_{xx}	59521,1	cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje x	W_{xx}	3420,9	cm ³
Radio de giro c/r a eje x	r_x	14,366	cm
Momento de inercia c/r a eje y	I_{yy}	18896,9	cm ⁴
Módulo Elástico c/r a eje y	W_{yy}	1190,4	cm ³
Radio de giro c/r a eje y	r_y	8,095	cm
Modulo Plástico c/r a eje x	Z_{xx}	3982,1	cm ³
Constante torsional	J	1073,9	cm ⁴

Tabla 4.5.5: Dimensiones elementos *BRB*.

Perfil	H_{wp} [cm]	W_{wp} [cm]	Θ [°]	L_{wp} [cm]	L_{es} [cm]	$L_{y_{sc}}$ [cm]	KF
2 (13) - t8 (t203)	330	500	33,42	599	240	359	1,67
3 (19) - t8 (t203)	330	500	33,42	599	240	359	1,67
5 (32) - t10 (t254)	330	500	33,42	599	240	359	1,67

4.6. Estructura de 4 pisos.

4.6.1. Arriostramiento convencional.

En la Figura 4.6.1.a se representa el edificio estudiado con arriostramientos convencionales, distribuidos en planta tal como se muestra en la Figura 4.6.1.b

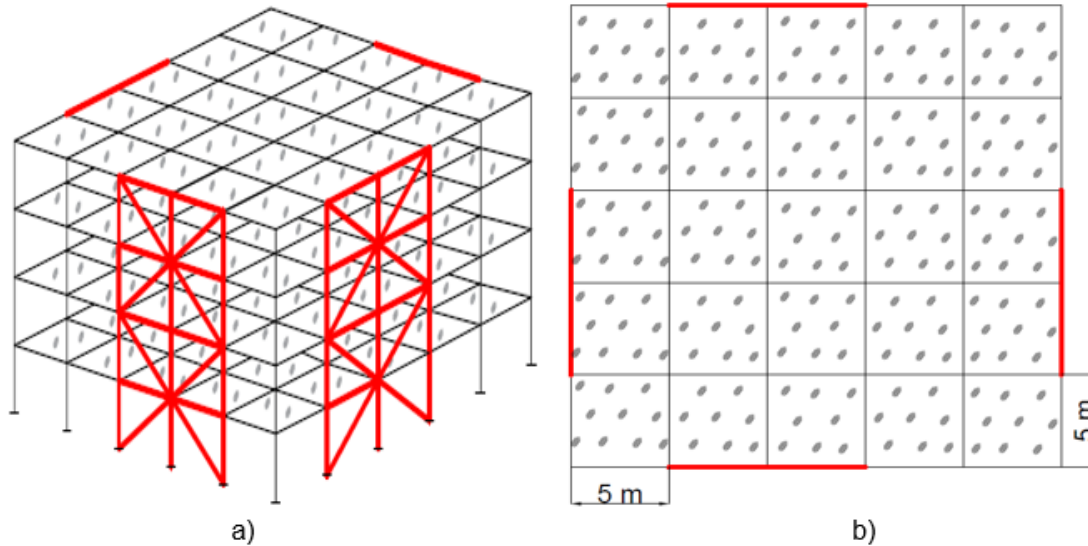


Figura 4.6.1: Edificio de 4 pisos con arriostramientos convencionales, a) 3D; b) 2D (planta)

4.6.1.1. Distribución de los perfiles en la estructura.

Teniendo en consideración la estructura realizada por Matías Saavedra en su Taller de Título [18], se optó por optimizar la estructura con el supuesto de que las estructuras se comportarán de diferente manera. En la Tabla 4.6.1 se presentan los perfiles utilizados para el modelo, mientras que en las Tablas 4.5.1, 4.5.2 y 4.5.3 se especifican sus dimensiones.

Tabla 4.6.1: Distribución de perfiles para edificio de 4 pisos con arriostramiento convencional.

Marco principal	
Columna	W12X96
Viga	W14X53
Riostra	Yoder 10" N° Sch 40
Marco secundario	
Columna	W8X67
Viga	W14X38

En la Figura 4.5.2 se presenta la sección tipo W del catálogo ICHA del 2010

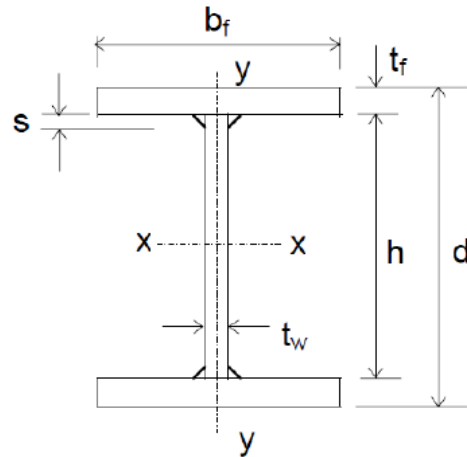


Figura 4.6.2: sección tipo W.

4.6.1.2. Peso de la estructura.

En la Tabla 4.6.2 se muestra el resultado de la carga muerta considerando el peso propio del material estructural, la sobrecarga especificada en la norma NCh1537.Of.2009 [56] y la carga adicional correspondiente a los elementos no estructurales (toda carga se encuentra especificada en el inciso 4.3 Carga estática). Con esto se obtiene el peso sísmico de la estructura, cuyo valor resultado se ilustra en la Tabla 4.6.3.

Tabla 4.6.2: Carga muerta y carga viva.

Carga muerta [tonf]	Carga viva [tonf]
657	1012

Tabla 4.6.3: Peso y masa sísmica.

Peso sísmico [tonf]	Masa sísmica [tonf/g]
1191	121

En la Tabla 4.6.4 se aprecia como el peso de cada piso es aproximadamente de 0.5 [tonf/m²], valor que se encuentra del rango de las estructuras de acero.

Tabla 4.6.4: Peso por unidad de área.

Piso	P [tonf]	A [m ²]	P/A [tonf/m ²]
4	290	625	0,46
3	298	625	0,48
2	298	625	0,48
1	298	625	0,48
Base	8	-	-
Total	1192	2500	0,48

4.6.1.3. Análisis modal espectral.

➤ Periodos de vibración y masas equivalentes.

Mediante el análisis de la estructura se presentaron 12 modos de vibración, con el objetivo de que las sumas de las masas equivalentes, en las tres direcciones (x,y,θ) sea mayor o igual al 90% de la masa de la estructura. En la Tabla 4.6.5 se muestran los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis.

Tabla 4.6.5: Periodo con mayor masa traslacional.

Análisis	Modo	T*(s)	%Me
X	2	0,417	87,14
Y	1	0,431	86,43

➤ Corte basal.

Para asimilar la acción sísmica sobre una estructura se calculan siguiendo los procedimientos especificados en la norma NCh 433 [15] en donde establece mediante la estática un parámetro de control tanto para las fuerzas como para el desplazamiento, parámetro catalogado como corte basal (Q_0) obtenido por la ecuación 4.6.1.

$$Q_0 = CIP \quad \text{Ec. 4.6.1}$$

Donde:

Q_0 : Esfuerzo de corte basal

C : Coeficiente sísmico

I : Factor de importancia

P : Peso total del edificio sobre el nivel basal

Así mismo el coeficiente sísmico se obtiene mediante la expresión presentada en la ecuación 4.6.2:

$$C = \frac{2,75 S A_0}{g R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad \text{Ec. 4.6.2}$$

Siendo:

n, T', S : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

A_0 : Aceleración efectiva máxima

R : Factor de reducción

T^* : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis

Además, se señala que Q_0 para cada dirección de análisis debe ser mayor que Q_{min} y no necesita ser mayor que $Q_{máx}$, parámetros descritos a continuación.

El corte mínimo basal está dado por la ecuación 4.6.3:

$$Q_{min} = C_{min} IP \quad \text{Ec. 4.6.3}$$

Con

$$C_{min} = \frac{A_0 S}{6g} \quad \text{Ec. 4.6.4}$$

Mientras que el corte máximo basal está dado por la ecuación 4.6.5:

$$Q_{máx} = C_{máx} IP \quad \text{Ec. 4.6.5}$$

Con el $C_{máx}$ establecido en la Tabla 4.6.6.

Tabla 4.6.6: Valores máximos del coeficiente sísmico C. [15]

R	$C_{m\acute{a}x}$
2	$0,9 \frac{SA_0}{g}$
3	$0,6 \frac{SA_0}{g}$
4	$0,55 \frac{SA_0}{g}$
5,5	$0,4 \frac{SA_0}{g}$
6	$0,35 \frac{SA_0}{g}$
7	$0,35 \frac{SA_0}{g}$

Fuente: norma NCh433 [15]

Con lo mencionado anteriormente y utilizando los parámetros sísmicos de la Tabla 4.4.1 se obtuvieron los valores para el corte máximo y corte mínimo como se muestran en la Tabla 4.6.7. Mientras que en la Tabla 4.6.8 se presenta el corte basal obtenido mediante el análisis modal espectral.

Tabla 4.6.7: Corte mínimo y máximo según NCh433.

Corte mínimo		Corte máximo	
Cmin	Qmin [tonf]	Cmax	Qmax [tonf]
0,08	95	0,19	229

Tabla 4.6.8: Corte basal mediante análisis modal espectral.

Dirección	P [tonf]	Qo elástico [tonf]	Qo elástico/P [%]	R*	Qo [tonf]	Qo/P [%]	Q max [tonf]	R**	Qmáx/P [%]
X	1191,2	1483,4	124,5	4,3	346,6	29,1	228,7	6,5	19,2
Y	1191,2	1484,5	124,6	4,3	346,6	29,1	228,7	6,5	19,2

Donde:

P: Peso sísmico de la estructura, según NCh433

Qo elástico: Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por R*

Qo: Corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por R*

Qo/P: Valor del corte basal en términos del porcentaje del peso sísmico

*R***: Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar *Qmáx*

➤ Modelación en software ETABS

En la Figura 4.6.6 se presenta el modelo realizado del edificio con los marcos SCBF para la estructura correspondiente, a su vez en la Figura 4.6.3 se ilustra la elevación del eje A. Las conexiones entre las vigas y columnas se consideran rígidas. Por otro lado, las conexiones de las diagonales y vigas secundarias se consideran rotuladas.

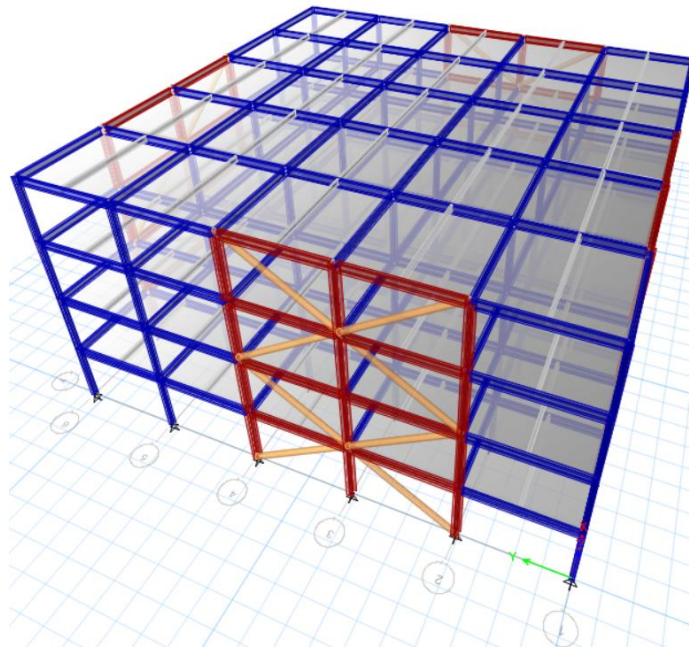


Figura 4.6.3: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional, 3D

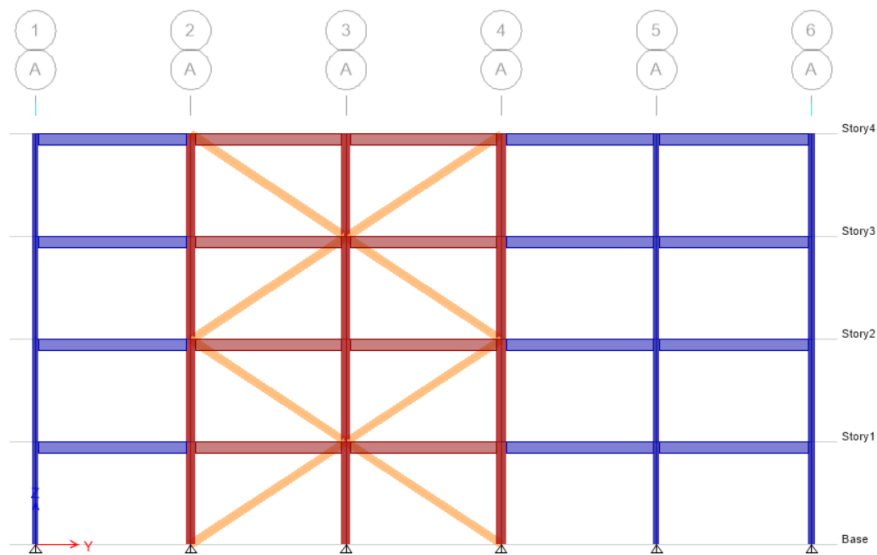


Figura 4.6.4: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional, elevación.

➤ Espectro de Diseño.

En la Figura 4.6.5 se presenta el espectro elástico establecido por la norma NCh433 [15] (sin reducir por R^*) y el espectro de diseño, el cual fue modificado por el facto de reducción R^{**} para cada dirección de análisis. Recordando lo señalado en el “Capítulo III - 3.1.2 Análisis modal espectral” estos espectros se obtienen mediante los parámetros sísmicos de la Tabla 4.4.1, asumiendo una zona D, una categoría del edificio II, y una razón de amortiguamiento del 5%.

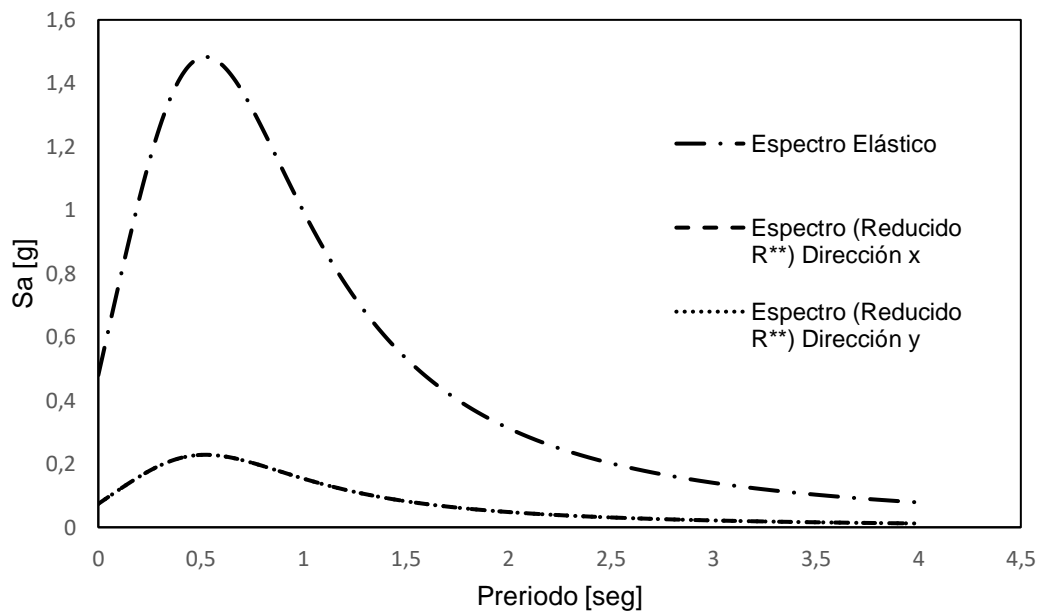


Figura 4.6.5: Espectro de diseño según normal NCh433

➤ Corte basal en función a la altura.

En la Figura 4.6.6 se presenta la distribución del corte actuando en cada nivel con respecto a ambas direcciones mediante el análisis modal espectral. En la Tabla 4.6.9 se presenta el corte asociado a cada uno de los niveles.

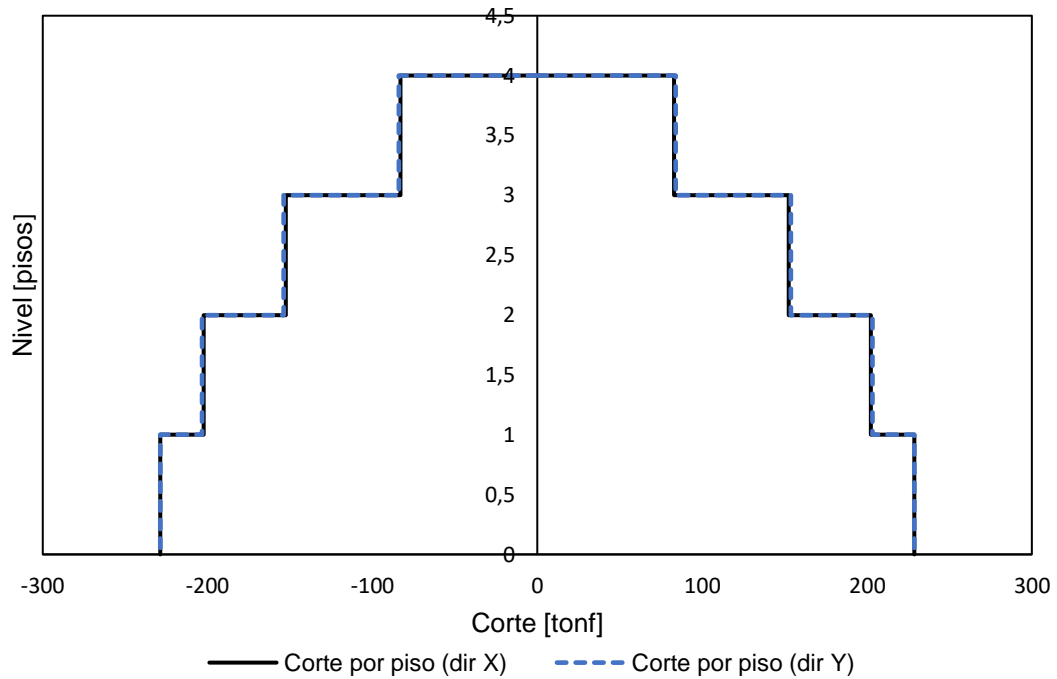


Figura 4.6.6: Corte por pisos combinados

Tabla 4.6.9: Corte por piso

Piso	Corte [tonf]
Nivel 4	83
Nivel 3	153
Nivel 2	202
Nivel 1	229

4.6.1.4. Deformación Sísmica.

En la Figura 4.6.7 se presenta los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drift*) medidos con respecto al centro de masa (CM) asociado a cada diafragma. En donde se señala que se encuentran dentro de los rangos permitidos a lo estipulado por la norma NCh433 [15].

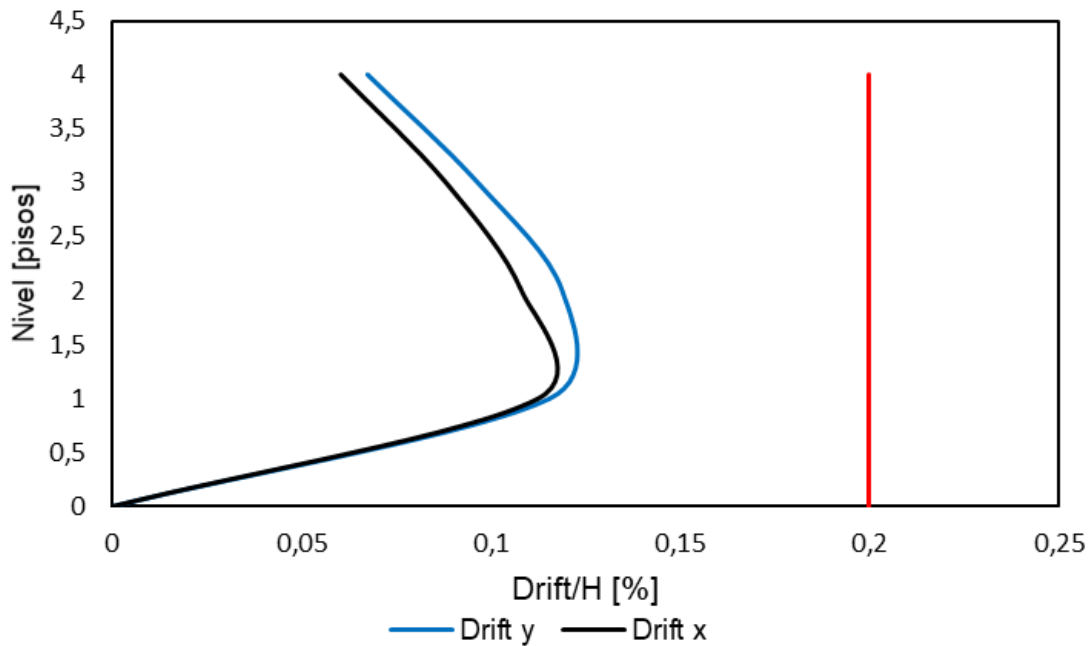


Figura 4.6.7: Desplazamiento relativo entre pisos (*Drift*).

4.6.1.5. Diseño por capacidad.

El código americano AISC 341-16 [21] señala que se debe realizar un diseño por capacidad de los elementos estructurales que no forman parte del sistema sismorresistente, ya sea, vigas, columnas y conexiones; debido a que se comporten de manera elástica durante el evento sísmico, evitando un mal comportamiento ante una posible deformación o falla de los elementos.

En el caso de los marcos *SCBF*, para determinar las fuerzas axiales máximas de diseño, el código AISC 341-16 [21] establece dos mecanismos de análisis plástico. El mecanismo 1 combina la resistencia esperada a tracción de la riostra, junto con la fuerza de compresión esperada como se muestra en la Figura 4.6.8.a. Mientras que el mecanismo 2 combina la resistencia esperada a tracción de la riostra, junto con la resistencia residual de compresión (resistencia post-pandeo), como se muestra en la Figura 4.6.8.b.

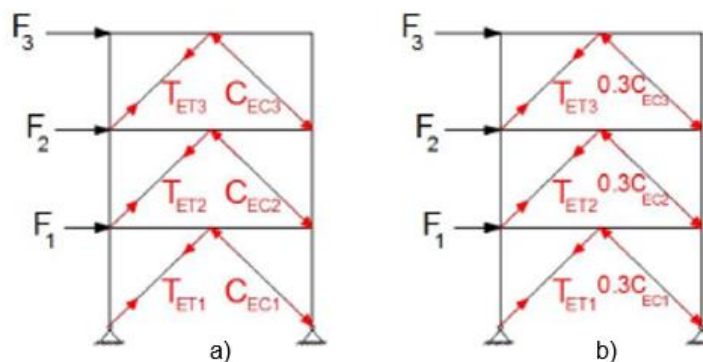


Figura 4.6.8: Mecanismos mediante análisis plástico para marcos SCBF. [57]

En la Tabla 4.6.10 se muestran algunas características necesarias para una riostra con un acero de calidad A53 Gr. B y un tubular Yoder de 10", ver Anexo D para el parámetro R_y .

Tabla 4.6.10: Propiedades para una riostra tubular Yoder de 10"

R_y	1,6
F_y [kgf/cm ²]	2460
A_g [cm ²]	76,8

Siendo:

R_y : factor de respuesta esperado

F_y : la fluencia mínima esperada

A_g : el área bruta

Con las expresiones estipuladas en el "Capítulo III - 3.4.1. Requisitos para marcos SCBF" se tienen la resistencia esperada a tracción, a compresión y a compresión pos-pandeo de la riostra tal como se muestra a continuación:

- > Resistencia esperada a tracción.

$$T_{m\acute{a}x} = R_y F_y A_g = 302 \text{ [tonf]}$$

- > Resistencia esperada a compresión.

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

- > Resistencia a compresión post-pandeo.

$$0,3 C_{m\acute{a}x} = 74 \text{ [tonf]}$$

➤ Diseño por capacidad de vigas.

En la Figura 4.6.9 se observa el diagrama de cuerpo libre correspondiente a dicha configuración, ya sea en X o X dividida (distribución correspondiente para este taller). En el primer diagrama de cuerpo libre se presenta una viga con riostras apoyada en la mitad de su longitud y asumiendo un marco cargado simétricamente (es decir, $P_1 = P_2 = P$), la carga axial en la viga puede calcularse como la ecuación 4.6.6, Considerando las fuerzas nominales del piso anterior y superior (i e $i+1$) [6].

$$\sum F_x = 0 = 2P + (T_{i+1} + C_{i+1}) \cos \theta_{i+1} - (T_i + C_i) \cos \theta_i \quad \text{Ec. 4.6.6}$$

La cual al ser despejada viene siendo representada por la ecuación 4.6.7.

$$P = 0,5 (T_i + C_i) \cos \theta_i - 0,5(0,75)(T_{i+1} + C_{i+1}) \cos \theta_{i+1} \quad \text{Ec. 4.6.7}$$

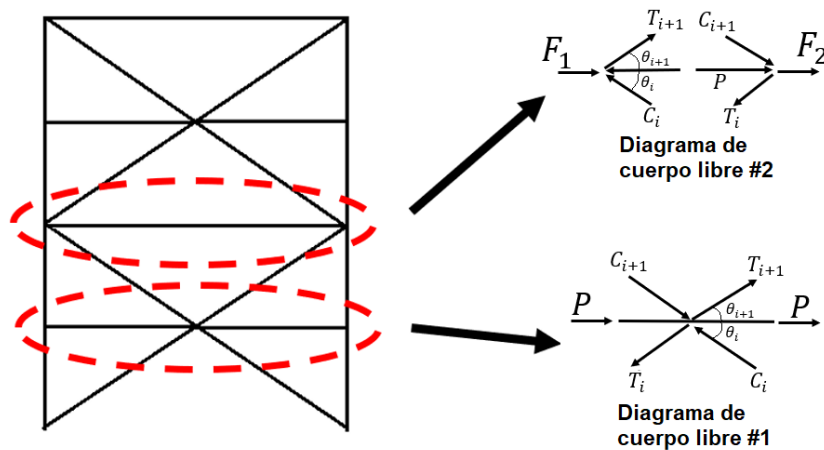


Figura 4.6.9: Diagrama de cuerpo libre para las vigas. [6]

Mientras que en el segundo diagrama de cuerpo libre se representa que la viga abarca toda la anchura del vano arriostrado, haciendo que el pandeo y flexión de las riostras produzcan una redistribución de las fuerzas internas y así la viga actúe como un miembro de transferencia de carga [6].

Para una relación dada de F_1/F_2 dictada por las características de la trayectoria de la carga horizontal, la fuerza axial en la viga, P , se obtiene resolviendo las ecuaciones 4.5.8 y 4.5.9 de equilibrio:

$$P = (T_{i+1}) \cos \theta_{i+1} - (C_i) \cos \theta_i + F_1 \quad \text{Ec. 4.6.8}$$

$$P = (T_i) \cos \theta_i - (C_{i+1}) \cos \theta_{i+1} - F_2 \quad \text{Ec. 4.6.9}$$

La cual al ser despejada se tiene:

$$F_1 + F_2 = (T_i + C_i)\cos\theta_i - (T_{i+1} + C_{i+1})\cos\theta_{i+1} \quad \text{Ec. 4.6.10}$$

Teniendo en consideración en la Figura 5.6.9 se debe señalar que, en el caso del último piso, debido a que no existen arriostramientos en el nivel superior, los términos de fuerzas esperadas $(T_{m\acute{a}x})_{i+1}$ y $(C_{m\acute{a}x})_{i+1}$ son iguales a 0. Además, se observa que en los pisos impares (diagrama de cuerpo libre 1) las fuerzas esperadas en las riostras son similares $((T_{m\acute{a}x})_{i+1}=(T_{m\acute{a}x})_i; (C_{m\acute{a}x})_{i+1}=(C_{m\acute{a}x})_i)$ por lo que, los esfuerzos se anulan y la carga axial en la viga es igual a 0 [tonf].

En las Tablas 4.6.11 y 4.6.12 se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos anteriormente.

- > Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.11: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
4	302	248	0	0	33	0	459	23	23	141	229
3	302	248	302	248	33	33	0	0	0	141	229
2	302	248	302	248	33	33	0	45	45	141	229
1	302	248	302	248	33	33	0	0	0	141	229

- > Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.12: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
4	302	74	0	0	33	0	314	95	95	141	229
3	302	74	302	74	33	33	0	0	0	141	229
2	302	74	302	74	33	33	0	190	190	141	229
1	302	74	302	74	33	33	0	0	0	141	229

- Diseño por capacidad de columnas.

Para el diseño por capacidad de las columnas, estas se deben verificar de manera que la componente axial a compresión de la acción sísmica en la columna, P_E , sumado a las cargas gravitacionales, sean menores a la resistencia a compresión de la columna.

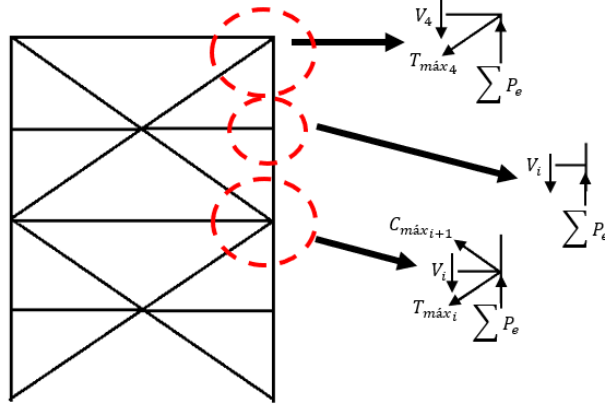


Figura 4.6.10: Diagrama de cuerpo libre para las vigas. [6]

Teniendo en consideraci3n la Figura 4.6.10 y realizando un equilibrio de fuerzas con respecto al eje vertical se obtiene las cargas axiales a compresi3n asociado a cada columna mediante las siguientes ecuaciones:

> Nivel 4

$$P_{e,4} = (T_{m\acute{a}x,4})\sin\theta_4 + V_4 \quad \text{Ec. 4.6.11}$$

> Nivel 3

$$P_{e,3} = P_{e,4} + V_3 \quad \text{Ec. 4.6.12}$$

> Nivel 2

$$P_{3,2} = P_{e,3} + (C_{m\acute{a}x,3})\sin\theta_3 + (T_{m\acute{a}x,2})\sin\theta_2 + V_2 \quad \text{Ec. 4.6.13}$$

> Nivel 1

$$P_{e,1} = P_{e,2} + V_1 \quad \text{Ec. 4.6.14}$$

En las Tablas 4.6.13 y 4.6.14 se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos anteriormente.

> Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.13: Dise1o por capacidad de la columna mediante mecanismo 1.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]
4	248	302	0	0	33	0	0	12	12	385
3	248	302	248	302	33	33	0	24	24	385
2	248	302	248	302	33	33	303	36	339	385
1	248	302	248	302	33	33	303	48	351	385

> Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.14: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]
4	74	302	0	0	33	0	0	12	12	385
3	74	302	74	302	33	33	0	24	24	385
2	74	302	74	302	33	33	207	36	243	385
1	74	302	74	302	33	33	207	48	255	385

4.6.2. Arriostramiento mixto *BRB* - *SCBF*.

Para lograr una combinación entre elementos *BRB* y *SCBF* se distribuyeron de cierta forma tal como se presenta en la Figura 4.6.11.a, donde se presenta una estructura con las mismas dimensiones que en el caso anterior con la única diferencia que los arriostramientos exteriores son cambiados por dispositivos *BRB*, mientras que en su interior se agregaron ejes paralelos con arriostramientos convencionales con el fin de lograr la combinación de arriostramiento mixto que se desea estudiar.

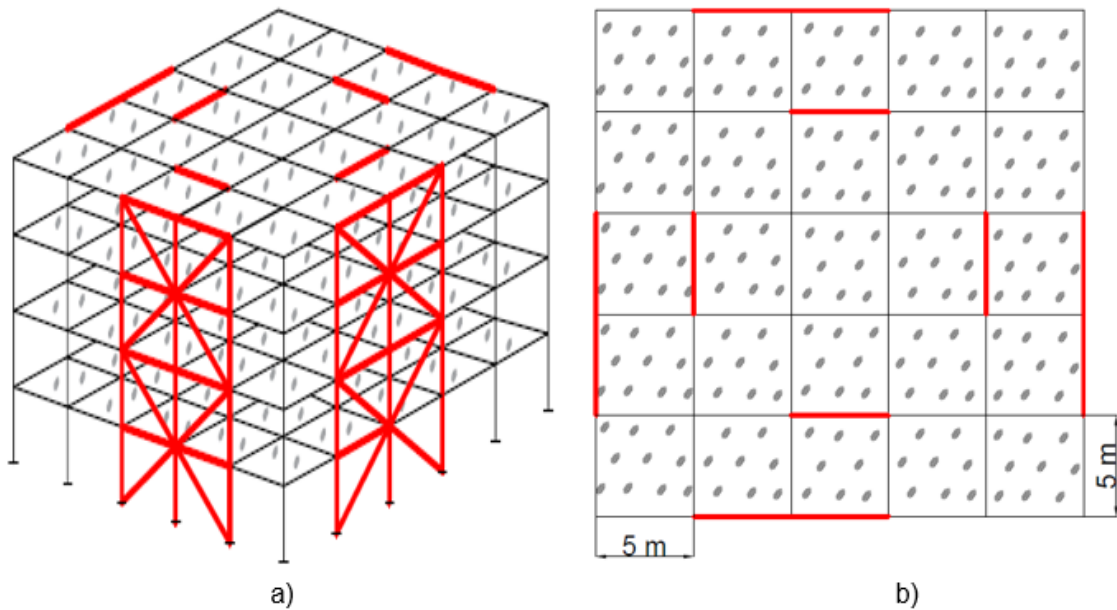


Figura 4.6.11: Edificio de 4 pisos con arriostramientos convencionales, a) 3D; b) 2D (planta)

4.6.2.1. Distribución de los perfiles en la estructura.

En la Tabla 4.6.15 se presentan los perfiles utilizados con sus respectivas especificaciones, para las columnas en la Tabla 4.5.1 y las vigas en la Tabla 4.5.3. Además de que los marcos secundarios poseen los mismos perfiles como se muestra en la Tabla 4.6.1.

Tabla 4.6.15: Distribución de perfiles para edificio de 4 pisos con arriostramiento mixto.

Marco principal		
	Externo	Interno
Columna	W12X96	W12X152
Viga	W14X53	W14X53
Riostra		
Piso 1-2	BRB 19 – t203	Yoder 10" N° Schudel 40
Piso 3-4	BRB 13 – t203	Yoder 10" N° Schudel 40

4.6.2.2. Colocación de elementos *BRB*.

Para la verificación de las riostras con pandeo restringido se utilizó el documento escrito por el catálogo CoreBrace [58] el cual señala los parámetros geométricos que influyen en el análisis.

En la Figura 4.6.12 se muestra la deformación del marco con una riostra *BRB* en diagonal debido a una fuerza lateral equivalente F inducido por la aceleración del suelo. Los parámetros geométricos son los presentados a continuación.

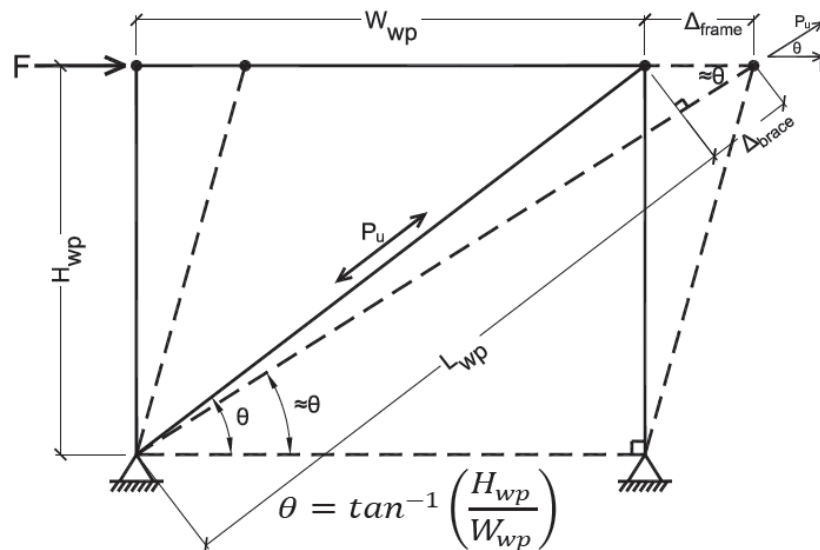


Figura 4.6.12: Deformación del marco con diagonal simple. [58]

Donde:

H_{wp} : Distancia vertical de la longitud total del arriostramiento.

W_{wp} : Distancia horizontal de la longitud total del arriostramiento.

L_{wp} : Longitud total del arriostramiento.

Δ_{brace} : Deformación longitudinal de la riostra.

Δ_{frame} : Deformación longitudinal de la viga.

La rigidez real de elemento *BRB* se puede estimar mediante la ecuación 4.6.15, teniendo en consideración que estos están compuestos por 3 secciones con diferente rigidez como se muestra en la Figura 4.6.13

$$K_{eff} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}} \quad \text{Ec. 4.6.15}$$

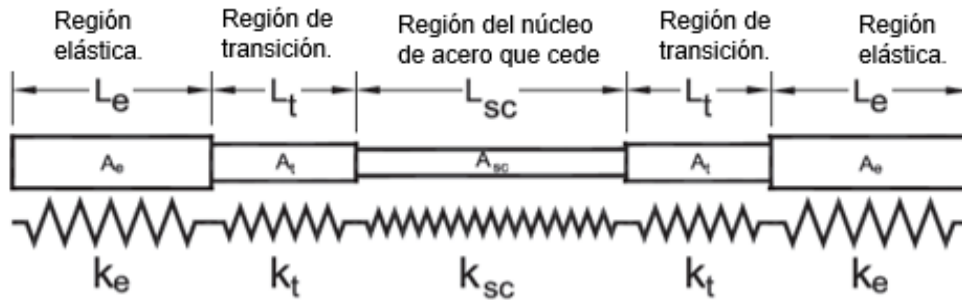


Figura 4.6.13: Modelo para el análisis estructural de los arriostramientos *BRB* (adaptado al español). [58]

En cambio, la rigidez de cada sección se puede obtener mediante la ecuación 4.6.16.

$$K_{sc_wp} = \frac{A_{sc}E}{L_{wp}} \quad \text{Ec. 4.6.16}$$

Así, mediante la ecuación 4.6.15 y 4.6.16 se tiene que la rigidez real del elemento puede ser estimada mediante la ecuación 4.6.17.

$$K_{eff} = \frac{E}{\left(\frac{L_e}{A_e} + \frac{L_t}{A_t} + \frac{L_{sc}}{K_{sc}}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_{sc}}\right)} \quad \text{Ec. 4.6.17}$$

Donde:

K_{sc} : Rigidez axial del núcleo.

K_t : Rigidez de la región de transición.

K_e : Rigidez de la región elástica o conexiones.

El catálogo de *CoreBrace* [58] define este valor como $K_{eff} \cong 1.67 K_{sc_wp}$ asumiendo que K_e y K_t son elementos rígidos. Así, la distancia del núcleo de acero equivale a un 60% de la longitud total del arriostramiento, como se muestra en la ecuación 4.6.18.

$$KF \cong \frac{L_{wp}}{L_{sc}} = \frac{1}{0,6} = 1,67 \quad \text{Ec. 4.6.18}$$

Siendo KF un factor de ajuste para la rigidez axial.

➤ Diseño núcleo de acero y funda de acero

La normal AISC 341 señala que las riostras deben diseñarse para que la resistencia a tracción sea igual a la compresión, por lo que la resistencia axial de estos elementos viene siendo representada por la ecuación 4.6.19.

$$P_u = \phi F_{y_{sc}} A_{sc} \quad \text{Ec. 4.6.19}$$

A su vez despejando se tiene que el área requerida del núcleo de acero sería siendo la ecuación 4.6.20

$$A_{sc} = \frac{P_u}{\phi F_{y_{sc}}} \quad \text{Ec. 4.6.20}$$

Siendo

P_u : Carga última axial, según combinaciones LFRD

$F_{y_{sc}}$: Esfuerzo de fluencia mínimo del núcleo de acero

A_{sc} : Área del núcleo de acero

ϕ : Factor de reducción para el estado límite de fluencia

Utilizando las condiciones de la norma NCh3411 se presenta en las Tablas 4.6.16 y 4.6.17 los resultados del área del núcleo requerido, además del suministrado para ambas direcciones

Tabla 4.6.16: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección Y

Piso	P_u [tonf]	A_{sc} [cm ²]	A_{sc} sum [cm ²]	ϕP_n	$P_u/\phi P_n$
4	9,4	4,13	13	30	0,32
3	13,5	5,92	13	30	0,46
2	20,8	9,12	19	43	0,48
1	20,3	8,91	19	43	0,47

Tabla 4.6.17: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección X

Piso	P_u [tonf]	A_{sc} [cm ²]	A_{sc} sum [cm ²]	ϕP_n	$P_u/\phi P_n$
4	8,3	3,66	13	30	0,28
3	12,3	5,41	13	30	0,42
2	19,0	8,34	19	43	0,44
1	19,1	8,39	19	43	0,44

La funda de acero se debe diseñar de manera de evitar el pandeo global de las *BRB*, esto se logra proporcionando una suficiente rigidez a flexión a la funda. Además, este recubrimiento de acero no debe resistir ningún tipo de carga axial. Watanabe et al. [59] sugirieron que la funda se debe diseñar (ignorando el efecto del mortero) para una rigidez a flexión tal que: [6]

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1 \quad \text{Ec. 4.5.21}$$

Por otra parte, se tiene que:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{sc}}{L_{sc}^2} \quad \text{Ec. 4.6.22}$$

Donde:

P_y : Fuerza de fluencia del segmento restringido

P_e : Fuerza crítica (o fuerza de Euler) de la funda de acero

E : Módulo de elasticidad

I_{sc} : Momento de inercia de la funda de acero

L_{sc} : Longitud total del arriostramiento

Si se asume que el endurecimiento por deformación del ciclo de histéresis aumenta la resistencia a la compresión de la diagonal en un 30%, y si, además, se incluye un factor de resistencia, ϕ , de 0.85 en el numerador [6], entonces:

$$\frac{\phi P_e}{1,3 P_y} \geq 1 \quad \text{Ec. 4.6.23}$$

O bien

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1,5 \quad \text{Ec. 4.6.24}$$

En la Tabla 4.6.18 se presentan las fundas utilizadas obtenidas mediante el catálogo de HSS [60] para cada dirección de análisis, en donde se aprecia que el factor P_e/P_y cumple con la restricción señalada en la ecuación 4.6.24.

Tabla 4.6.18: Verificación para la funda de acero en ambas direcciones.

Piso	Funda	Pe [tonf]	Py [tonf]	Pe/Py
4	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	219	32,89	6,65
3	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	219	32,89	6,65
2	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	442	48,07	9,20
1	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	442	48,07	9,20

4.6.2.3. Peso de la estructura.

En la Tablas 4.6.19 se muestra el resultado de la carga muerta considerando lo anteriormente mencionado. Con esto se obtiene el peso sísmico de la estructura, cuyo valor resultado se ilustra en la Tabla 4.6.20.

Tabla 4.6.19: Carga muerta y carga viva.

Carga muerta [tonf]	Carga viva [tonf]
682	637

Tabla 4.6.20: Peso y masa sísmica.

Peso sísmico [tonf]	Masa sísmica [tonf/g]
1216	124

En la Tabla 4.6.21 se aprecia como el peso de cada piso de igual forma viene siendo aproximadamente de 0.5 [tonf/m²], valor que se encuentra del rango de las estructuras de acero.

Tabla 4.6.21: Peso por unidad de área.

Piso	P [tonf]	A [m ²]	P/A [tonf/m ²]
4	293	625	0,47
3	304	625	0,49
2	304	625	0,49
1	304	625	0,49
Base	11	-	-
Total	1216	2500	0,49

4.6.2.4. Análisis modal espectral.

➤ Periodos de vibración y masas equivalentes.

Se debe mencionar que a pesar de los tipos de arriostramiento que tiene el diseño (*BRB* o Convencional) se utiliza un $R = 7$ y $R_o = 8$, parámetros señalados en diversos estudios que representan con mejor claridad los arriostramientos *BRB* [61]. Dichos valores se encuentran estipulados en la tabla 5.1 de la norma NCh433.of96 para aceros estructurales.

En la Tabla 4.6.22 se muestran los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis. Se observa un aumento en los periodos fundamentales con respecto al sistema con arriostramiento convencional debido a que los elementos *BRB* entregan una menor rigidez lateral, cabe señalar que la diferencia no es tan diferente ante la presencia de las riostras convencionales en su interior.

Tabla 4.6.22: Periodo con mayor masa traslacional.

Análisis	Modo	T*(s)	%Me
X	2	0,412	85,89
Y	1	0,426	85,09

➤ Corte basal.

Para este análisis se requiere de la norma NCh3411 [16] ante la incorporación de elementos pasivos, además de lo especificado en la norma NCh433.Of.96 [15] se obtienen los valores para el corte máximo y corte mínimo como se muestran en la Tabla 4.6.23. Se debe señalar que para este caso el corte máximo fue reducido por el factor β_1 debido a la incorporación de dispositivos pasivos, además de que la norma NCh3411 no especifica lo que sucede con dicho parámetro.

Tabla 4.6.23: Corte mínimo y máximo.

Corte mínimo		Corte máximo	
Cmin	Qmin [tonf]	Cmax	Qmax [tonf]
0,07	61	0,14	128

Por otra parte, en la Figura 4.6.14 se presentan los espectros de diseño de la estructura sismorresistente para ambas normas vigentes, mientras que los resultados del análisis modal espectral para el corte basal se muestran en la Tabla 4.6.24.

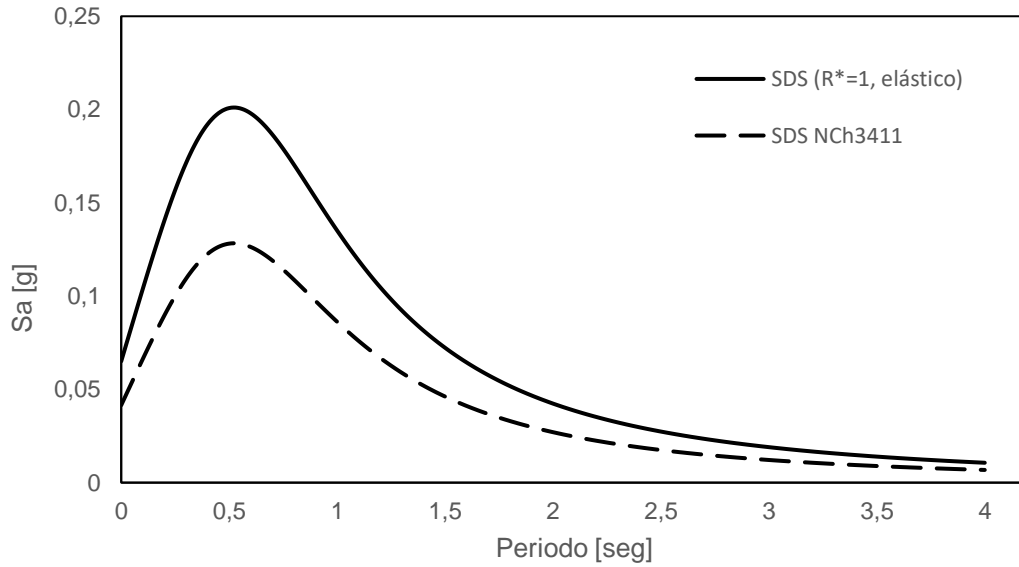


Figura 4.6.14: Espectro de diseño (NCh433) y espectro de Sismo de Servicio (NCh3411)

Tabla 4.6.24: Corte basal mediante análisis modal espectral.

Dirección	P [tonf]	Qo elástico [tonf]	Qo elástico/P [%]	R^*	Qo [tonf]	Qo/P [%]	Q max [tonf]	R^{**}	Qmáx/P [%]
X	1216,0	930,9	76,6	4,3	218,7	18,0	128,0	7,3	10,5
Y	1216,0	931,3	76,6	4,3	215,5	17,7	128,0	7,3	10,5

➤ Modelación en software *ETABS*.

En la Figura 4.6.15 se presenta el modelo realizado del edificio con los marcos arriostrados mediante una configuración mixta, a su vez en la Figura 4.6.16 se presenta el arriostramiento con elementos *BRB*, mientras que en la Figura 4.6.17 se presenta el arriostramiento convencional.

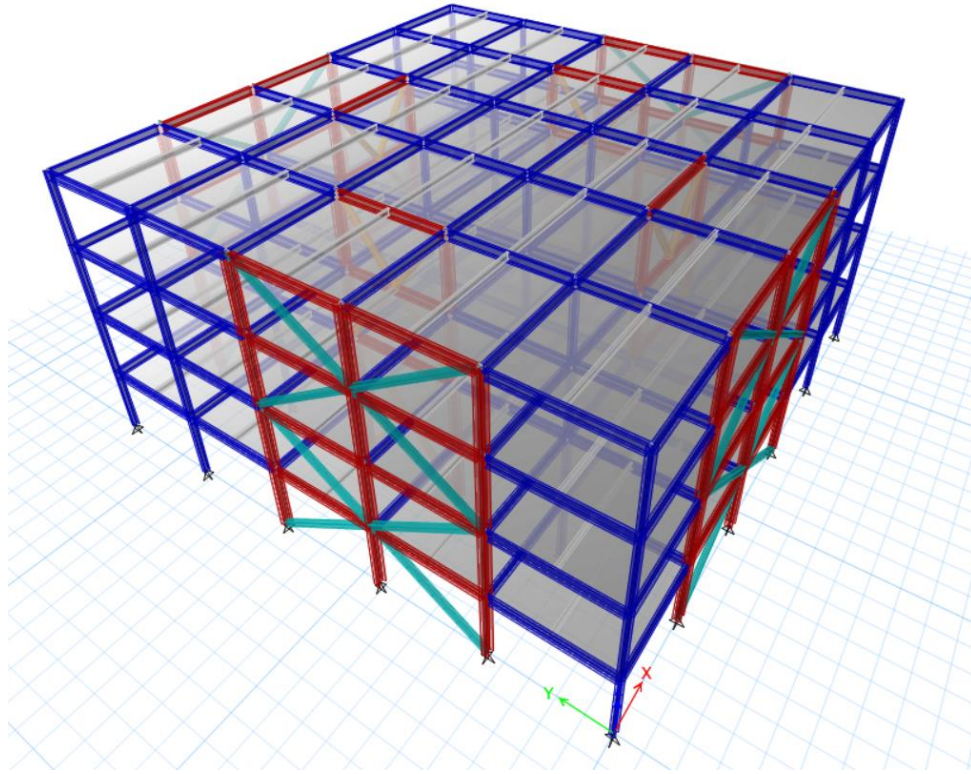


Figura 4.6.15: Modelo mediante software *ETABS*, arriostamiento mixto, 3D

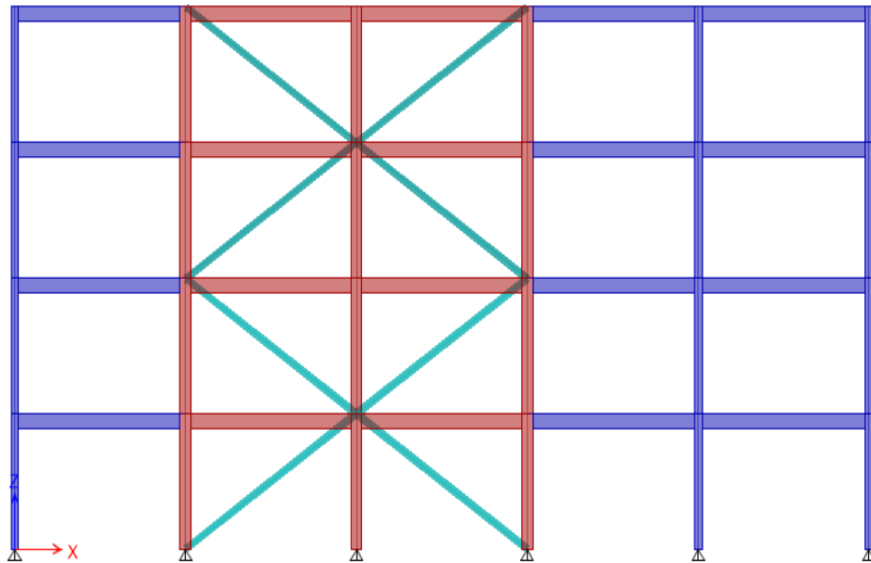


Figura 4.6.16: Modelo mediante software *ETABS*, arriostamiento *BRB* externo, elevación.

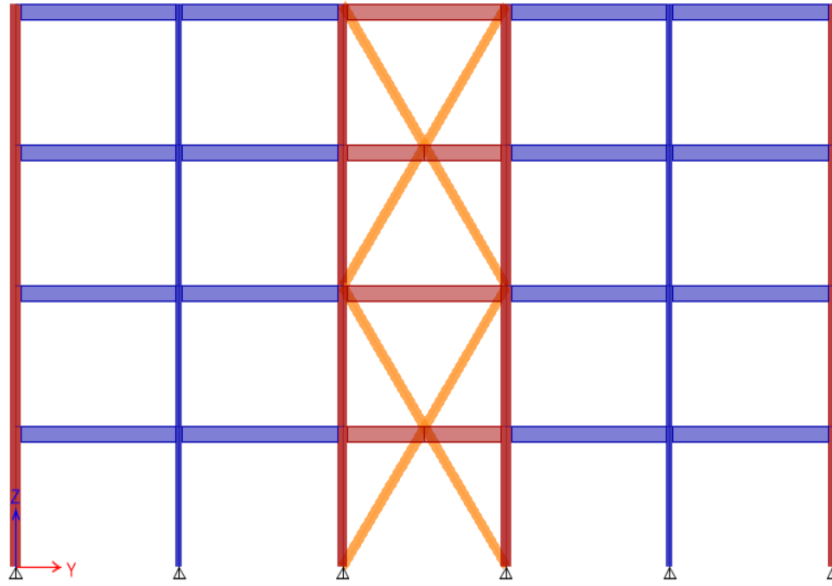


Figura 4.6.17: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional interno, elevación.

➤ Espectro de Diseño.

En la Figura 4.6.18 se presentan los diferentes espectros establecidos por la norma NCh3411 [16] para cada dirección de análisis. Considerando que se encuentra con las mismas especificaciones en el tipo de suelo, zona sísmica, etc.

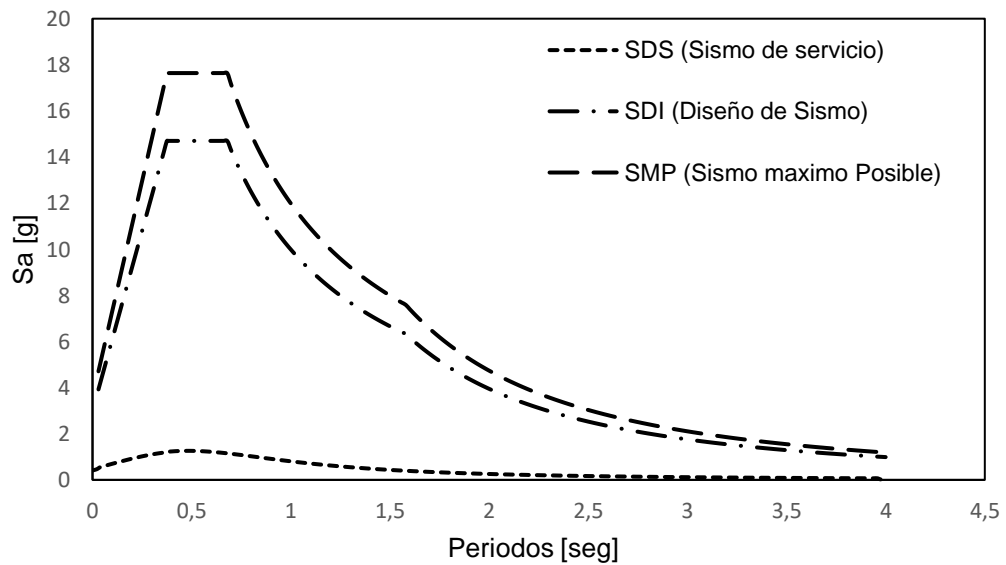


Figura 4.6.18: Espectro de diseño según normal NCh3411.

➤ Corte basal en función a la altura.

En la Figura 4.6.19 se presenta la distribución del corte actuando en cada nivel con respecto a ambas direcciones mediante el análisis modal espectral, mientras que en la Tabla 4.6.25 se presenta el corte asociado a cada uno de los niveles.

Tabla 4.6.25: Corte por piso

Piso	Corte [tonf]
Nivel 4	48
Nivel 3	87
Nivel 2	114
Nivel 1	128

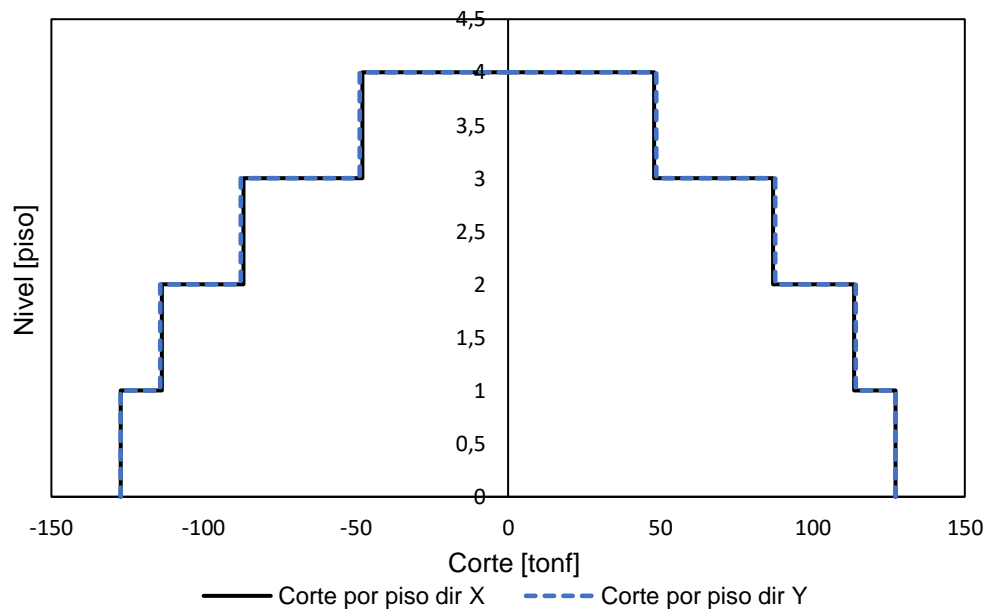


Figura 4.6.19: Corte por pisos combinados.

4.6.2.5. Deformación Sísmica.

En la Figura 4.6.20 se presenta los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drift*) medidos con respecto al centro de masa (CM) asociado a cada diafragma. En donde se señala que se encuentran dentro de los rangos permitidos a lo estipulado por la norma NCh433.

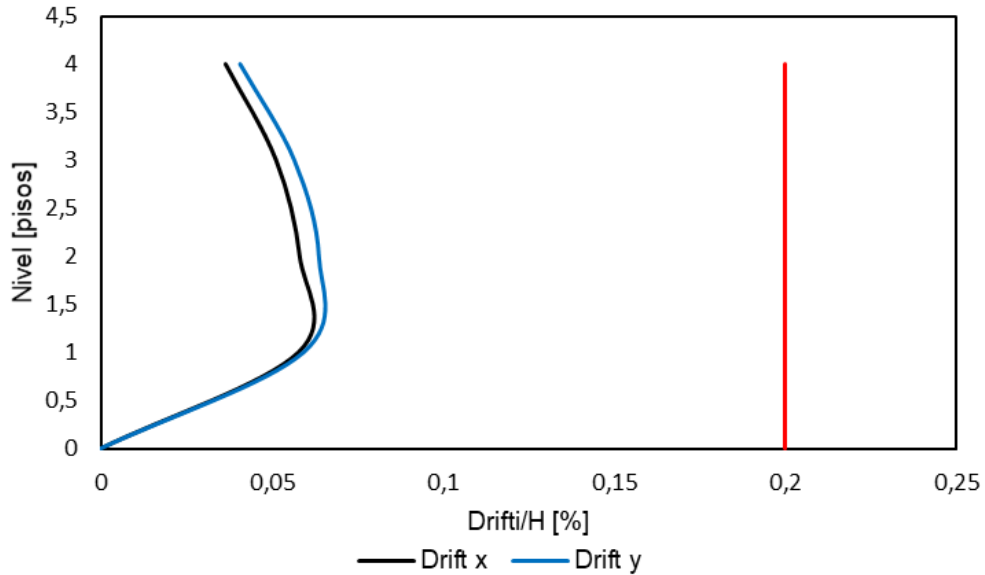


Figura 4.6.20: Desplazamiento relativo entre pisos (*Drift*).

4.6.2.6. Diseño por capacidad marco convencional.

Con respecto a los arriostramientos convencionales del sistema y además lo señalado en el inciso “4.5.1.3 Diseño por capacidad” para el siguiente modelo también se requirió de los dos mecanismos establecidos por la AISC 341-16.

En la Tabla 4.6.26 se muestran algunas características necesarias para una riostra con un acero de calidad A53 Gr. B y un tubular Yoder de 10” y 8”

Tabla 4.6.26: Propiedades para una riostra tubular Yoder de 10”

R_y	1,6
F_y [kgf/cm ²]	2460
A_g - 10” [cm ²]	76,8

Siendo:

R_y : factor de respuesta esperado

F_y : la fluencia mínima esperada

A_g : el área bruta

Con las expresiones estipuladas en el “Capítulo III - 3.4.1. Requisitos para marcos SCBF” se tienen la resistencia esperada a tracción, a compresión y a compresión post-pandeo de la riostra tal como se muestra a continuación:

- **Riostras Yoder 10" - N° Sch 40**

> Resistencia esperada a tracción.

$$T_{m\acute{a}x} = R_y F_y A_g = 302 \text{ [tonf]}$$

> Resistencia esperada a compresión.

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

> Resistencia a compresión post-pandeo.

$$0,3 C_{m\acute{a}x} = 74 \text{ [tonf]}$$

➤ **Diseño por capacidad de vigas.**

Recordando que en el último piso no existen arriostramientos en el nivel superior, los términos de fuerzas esperadas $(T_{m\acute{a}x})_{i+1}$ y $(C_{m\acute{a}x})_{i+1}$ son iguales a 0, a excepción del nivel 4 debido al cambio de riostra con respecto al nivel superior. Además, que en los pisos impares los esfuerzos se anulan y la carga axial en la viga es igual a 0 [tonf].

En las Tablas 4.6.27 y 4.6.28 se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos.

> Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.27: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
4	302	295	0	0	53	0	359	2	2	141	229
3	302	295	302	295	53	53	0	0	0	141	229
2	302	295	302	295	53	53	0	5	5	141	229
1	302	295	302	295	53	53	0	0	0	141	229

> Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.28: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
4	302	88	0	0	53	0	235	64	64	141	229
3	302	88	302	88	53	53	0	0	0	141	229
2	302	88	302	88	53	53	0	129	129	141	229
1	302	88	302	88	53	53	0	0	0	141	229

➤ Diseño por capacidad de columnas.

Para el diseño por capacidad de las columnas, se utilizó el criterio mencionado en el inciso Diseño por capacidad de columnas, en donde se señala que estas se deben verificar de manera que la componente axial a compresión de la acción sísmica en la columna, PE , sumado a las cargas gravitacionales, sean menores a la resistencia a compresión de la columna.

Realizando un equilibrio de fuerzas con respecto al eje vertical se obtiene las cargas axiales a compresión asociado a cada columna mediante las siguientes ecuaciones:

> Nivel 4

$$P_{5,4} = P_{e,5} + (C_{m\acute{a}x,5})\sin\theta_5 + (T_{m\acute{a}x,4})\sin\theta_4 + V_4 \quad \text{Ec. 4.5.25}$$

> Nivel 3

$$P_{e,3} = P_{e,4} + V_3 \quad \text{Ec. 4.5.26}$$

> Nivel 2

$$P_{3,2} = P_{e,3} + (C_{m\acute{a}x,3})\sin\theta_3 + (T_{m\acute{a}x,2})\sin\theta_2 + V_2 \quad \text{Ec. 4.5.27}$$

> Nivel 1

$$P_{e,1} = P_{e,2} + V_1 \quad \text{Ec. 4.5.28}$$

En las Tablas 4.6.29 y 4.6.30 se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos anteriormente.

> Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.29: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostamiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]
4	295	302	0	0	53	0	0	22	22	613
3	295	302	295	302	53	53	0	43	43	613
2	295	302	295	302	53	53	477	63	539	613
1	295	302	295	302	53	53	477	84	560	613

> Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.6.30: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostamiento externo.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]
4	88	302	0	0	53	0	0	22	22	613
3	88	302	88	302	53	53	0	43	43	613
2	88	302	88	302	53	53	312	63	375	613
1	88	302	88	302	53	53	312	79	391	613

4.6.2.7. Diseño por capacidad marco *BRB*.

El AISC 341-16 establece que las conexiones de las riostras de pandeo restringido y los miembros adyacentes a ellas (vigas y columnas) deben ser diseñados para resistir las fuerzas calculadas en base a la resistencia ajustada de los *BRB*. Las fuerzas máximas generadas tanto en tracción como en compresión desarrolladas en las diagonales se obtienen al ajustar la fuerza de fluencia de núcleo de acero (P_{yyc}) mediante los siguientes factores:

- El factor de la resistencia esperada del material (R_y).
- El factor producto de la expansión lateral del núcleo en compresión (β).
- El factor por endurecimiento debido a la resistencia post-fluencia del acero (ω).

Las fuerzas máximas de compresión y tracción se muestran en las ecuaciones 4.6.29 y 4.6.30 respectivamente [21] [58]:

$$C_{m\acute{a}x} = \beta\omega R_y P_{usc} \quad \text{Ec. 4.6.29}$$

$$T_{m\acute{a}x} = \omega R_y P_{usc} \quad \text{Ec. 4.6.30}$$

En la Figura 4.6.21 se muestra el comportamiento bilineal de fuerza-desplazamiento de un elemento *BRB*, además de la relación de los factores β y ω anteriormente descritos con las fuerzas en la riostra y el esfuerzo de fluencia de ésta. Cabe destacar que los *BRB* con valores $\beta < 1$, $\omega < 1$ no son verdaderas riostras de pandeo restringido y su uso como tal no está contemplado por la AISC 341-16 [21].

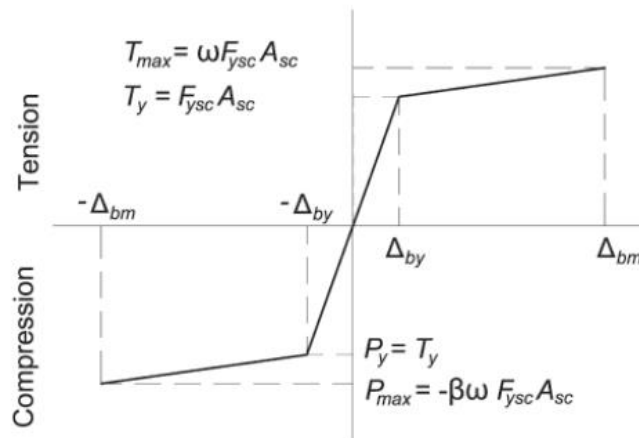


Figura 4.6.21: Diagrama fuerza-desplazamiento de la riostra *BRB* [21]

Mediante los factores de ajuste β y ω se obtienen unas deformaciones unitarias las cuales corresponden al máximo entre un drift entre piso del 2%, o 2 veces el drift de entre piso de diseño ($200\%\Delta_{bm}$). Dicho esto, la deformación unitaria se estima de la siguiente forma.

- Dos veces el *drift* de entre piso de diseño.
- ✓ Del modelo ETABS se extraen las cargas axiales ejercidas sobre las riostras analizadas.
- ✓ Estimar la longitud de fluencia L_n la cual para este análisis se asumió como el 60% de la longitud total de arriostramiento, el cual se encuentra dentro del rango usado en la práctica.
- ✓ Calcular la deformación longitudinal del elemento:
 - Correspondiente al *drift* de piso Δ_{bx} .

$$\Delta_{brace} = \Delta_{bx} = \frac{P_{bx}L_n}{EA_{sc}} \quad \text{Ec. 4.6.31}$$

- Correspondiente al drift de diseño.

$$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx} \quad \text{Ec. 4.6.32}$$

- ✓ Calcular la deformación unitaria promedio del elemento.

$$\varepsilon_{BRC} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ySC}} \quad \text{Ec. 4.6.33}$$

- Drift entrepiso correspondiente al 2%

Como se dijo con anterioridad, la deformación de la riostra asociada a un *drift* de entrepiso del 2% se puede calcular como señala el catálogo *CoreBrace* [58] con las siguientes expresiones.

$$\frac{\Delta_{frame}}{H_{wp}} = 0,02 \quad \text{Ec. 4.6.34}$$

$$\Delta_{brace} = \Delta_{frame} \cos(\theta) \quad \text{Ec. 4.6.35}$$

Despejando Δ_{frame} de la ecuación 4.5.24 y reemplazándolo en la ecuación 4.6.35 se obtiene que:

$$\Delta_{brace} = 0,02H_{wp} \cos(\theta) \quad \text{Ec. 4.6.36}$$

Así, se tiene que la deformación viene siendo:

$$\varepsilon = \frac{\Delta_{brace}}{L_{y_{sc}}} \quad \text{Ec. 4.6.37}$$

En la tabla 4.6.36 y 4.6.37 se presentan los resultados de las deformaciones anteriormente descritas para cada dirección de análisis.

Tabla 4.6.31: Verificación para la utilización de la riostra *BRB*, dirección Y

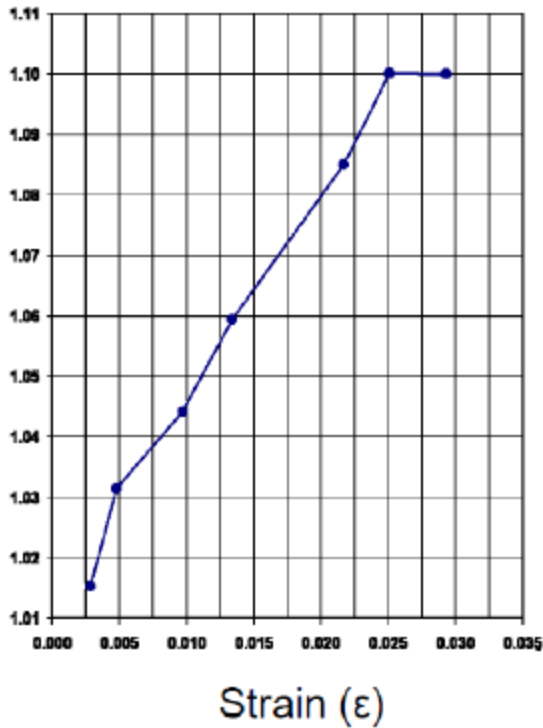
KF	Δb_x [cm]	Cd	Δb_m [cm]	$2*\Delta b_{rm}$ [cm]	ε_{br} [%]	$\Delta frame$ [cm]	$\Delta brace$ [cm]	ε [%]	$\varepsilon_{br} < \varepsilon$
1,67	0,12	5,5	0,68	1,36	0,38	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,18	5,5	0,97	1,95	0,54	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,19	5,5	1,03	2,05	0,57	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,18	5,5	1,00	2,01	0,56	6,60	5,51	1,5	Cumple

Tabla 4.6.32: Verificación para la utilización de la riostra *BRB*, dirección X

KF	Δb_x [cm]	Cd	Δb_m [cm]	$2*\Delta b_{rm}$ [cm]	ε_{br} [%]	$\Delta frame$ [cm]	$\Delta brace$ [cm]	ε [%]	$\varepsilon_{br} < \varepsilon$
1,67	0,11	5,5	0,60	1,20	0,34	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,16	5,5	0,89	1,78	0,50	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,17	5,5	0,94	1,88	0,52	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,17	5,5	0,94	1,89	0,53	6,60	5,51	1,5	Cumple

Para el diseño por capacidad tanto para las vigas como para las columnas se estimaron los valores iniciales de β y ω según la Figura 4.6.22, información otorgada mediante la empresa *CoreBrace* [58] asociado a una deformación unitaria de $\varepsilon=1.5$ [%]. Sin embargo, estos valores deben ser verificados por la misma empresa. La NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*) establece que el rango de β se encuentra entre 1.05 y 1.15, y el de ω entre 1.3 y 1.5 [62]

Sample β Backbone Curve



Sample ω Backbone Curve

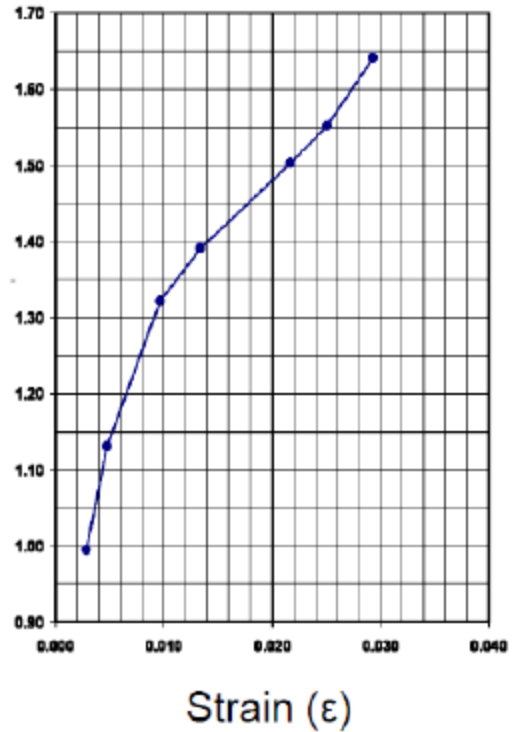


Figura 4.6.22: Curva “esqueleto” de los parámetros de ajuste [58].

Obteniendo ambos factores de ajustes con respecto a la deformación unitaria, además de conseguir un $R_y=1.5$ para un acero A36 según el Anexo D, se calculan las cargas máximas ajustadas tanto en tracción como compresión de las riostras *BRB*. Los resultados de estas cargas se muestran en la Tabla 4.5.33

Tabla 4.6.33: Valores de tensión y compresión ajustada

Piso	β	ω	R_y	Pysc [tonf]	Tmax	Cmax
4	1,065	1,43	1,5	32,89	71	75
3	1,065	1,43	1,5	32,89	71	75
2	1,065	1,43	1,5	48,07	103	110
1	1,065	1,43	1,5	48,07	103	110

➤ Diseño por capacidad de vigas.

Dado que la geometría de las riostras es similar al caso de los marcos *SCBF*, se utilizarán las mismas ecuaciones y diagramas de cuerpo libre de la sección 4.6.1.5. En la Tabla 4.6.34 se muestran los resultados del diseño por capacidad en vigas para marcos *BRB* en ambas direcciones de análisis.

Tabla 4.6.34: Diseño por capacidad en vigas, para marcos *BRB*

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
4	71	75	0	0	33	0	122	-2	-2	229,3	229,3
3	71	75	71	75	33	33	0	0	0	229,3	229,3
2	103	110	71	75	33	33	56	-5	-5	229,3	229,3
1	103	110	103	110	33	33	0	0	0	229,3	229,3

➤ Diseño por capacidad de columnas.

Utilizando el mismo criterio que en el caso de los arriostramientos convencionales se recurrió del diagrama de cuerpo libre de la Figura 4.6.10, teniendo como resultado los valores presentados en la Tabla 4.6.35.

Tabla 4.6.35: Diseño por capacidad en columnas, para marcos *BRB*

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_{ei} [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]
4	75	71	0	0	33	0	39	12	51	385
3	75	71	75	71	33	33	39	25	64	385
2	110	103	75	71	33	33	137	37	174	385
1	110	103	110	103	33	33	137	49	186	385

4.6.3. Arriostramiento mixto *SC* – *SCBF*.

Para el análisis lineal de los marcos con elementos autocentrantes, se propondrá el mismo supuesto realizado por Tremblay et al. [79] el cual establece que los marcos autocentrantes tienen las mismas características que presentan los marcos *BRB* durante el análisis lineal, esto es, considerando el mismo factor de reducción modal (R_o), el mismo esfuerzo de fluencia y la misma rigidez inicial. Esta suposición también la realiza Chen et al. [80] donde asume que el desempeño de los marcos *SC* es idéntico al de los marcos *BRB* en la etapa inicial elástica, concentrando la comparación de ambos marcos en los ciclos de histéresis que establece la respuesta sísmica del sistema. Dicho esto, los resultados del análisis lineal realizado en *ETABS* [19] para el sistema *BRB* serán los mismos que lo

del sistema con marcos SC. Las diferencias en el análisis de ambos modelos se verán afectados en el rango no lineal.

Así los periodos de vibración de la estructura con elementos autocentrantes poseen los mismos que el sistema con BRB, datos que se presentan en la Tabla 4.6.36.

Tabla 4.6.36: Periodos de vibración, edificio mixto SC – SCBF.

Análisis	Modo	T*(s)	%Me
X	2	0,412	85,89
Y	1	0,426	85,09

En la Tabla 4.6.37 se muestra la rigidez elástica y la fuerza de fluencia de cada piso de los sistemas con marcos mixtos BRB y SC con SCBF.

Tabla 4.6.37: Rigidez inicial y Fluencia para los marcos BRB y SC.

Piso	Py [tonf]	K₀ [tonf/cm]
4	49,36	76,11
3	49,36	76,11
2	72,14	111,24
1	72,14	111,24

4.7. Estructura de 8 pisos.

4.7.1. Arriostramiento convencional.

En la Figura 4.7.1.a se representa el modelo creado con arriostramientos convencionales, distribuidos tal como se muestra en la Figura 4.6.1.b. En donde se debe señalar que por motivos de normativa para estructuras con más de 5 pisos se debe agregar un ascensor, incorporando arriostramientos en su centro para una mejor estabilidad, además de una incorporación adicional con respecto al modelo de 4 pisos en sus ejes paralelos ya que, una vez estudiado el comportamiento de la edificación, ésta no se encontraba cumpliendo con lo establecido por la norma NCh433 superando el desplazamiento máximo del 0,002 en ambas direcciones.

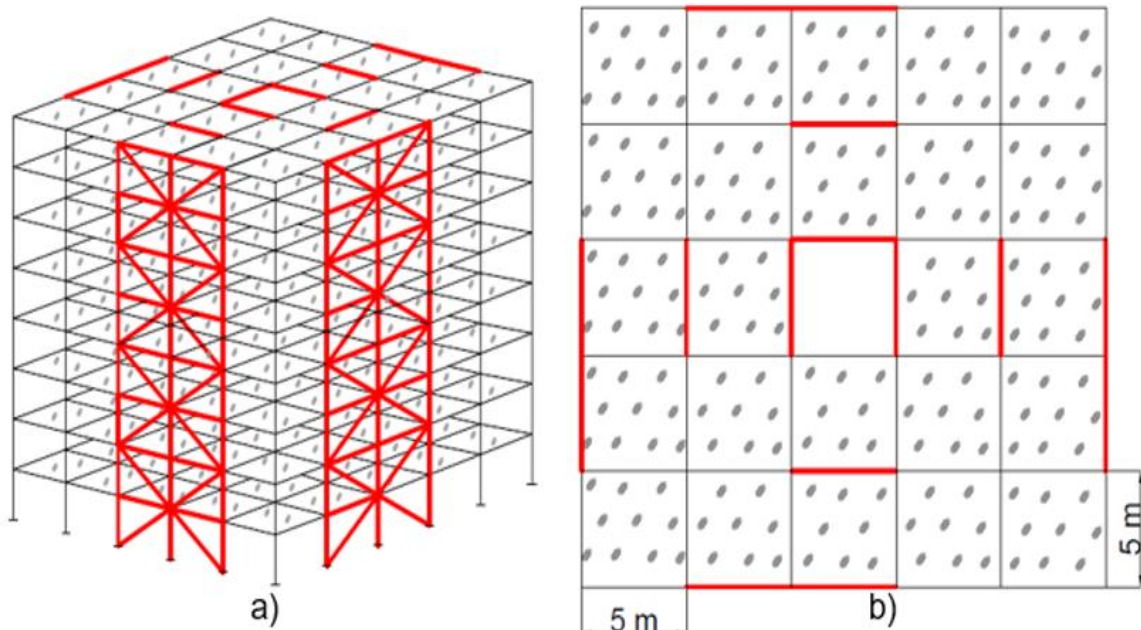


Figura 4.7.1: Edificio de 8 pisos con arriostramientos convencionales, a) 3D; b) 2D (planta)

4.7.1.1. Distribución de los perfiles en la estructura.

Para el edificio de 8 pisos se tomó la distribución de los perfiles del edificio de 4 pisos señalando la condición de que éste se plastificará al cuarto nivel. En la Tabla 4.7.1 se presentan los perfiles utilizados para el modelo. Teniendo en consideración que para el marco secundario fueron utilizados los presentados en la Tabla 4.6.1.

Tabla 4.7.1: Distribución de perfiles para edificio de 8 pisos con arriostramiento convencional. Marco principal

Marco principal		
Elemento	Externo	Interno
Columna	W14X159	W14X257
Viga	W14X53	W14X53
Riostra		
Piso 8-5	Yoder 8" N° Schudel 40	
Piso 4-1	Yoder 10" N° Schudel 40	

4.7.1.2. Peso de la estructura.

En la Tabla 4.7.2 se muestra el resultado de la carga muerta considerando lo anteriormente mencionado. Con esto se obtiene el peso sísmico de la estructura, cuyo valor resultado se ilustra en la Tabla 4.7.3.

Tabla 4.7.2: Carga muerta y carga viva.

Carga muerta [tonf]	Carga viva [tonf]
1420	1229

Tabla 4.7.3: Peso y masa sísmica.

Peso sísmico [tonf]	Masa sísmica [tonf/g]
2451	250

En la Tabla 4.7.4 se aprecia como el peso de cada piso de igual forma viene siendo aproximadamente de 0.5 [tonf/m²], valor que se encuentra del rango de las estructuras de acero.

Tabla 4.7.4: Peso por unidad de área.

Piso	P [tonf]	A [m ²]	P/A [tonf/m ²]
8	298	625	0,48
7	304	600	0,51
6	304	600	0,51
5	304	600	0,51
4	305	600	0,51
3	306	600	0,51
2	306	600	0,51
1	306	600	0,51
Base	17	-	-
Total	2451	4825	0,51

4.7.1.3. Análisis modal espectral.

➤ Periodos de vibración y masas equivalentes.

En la Tabla 4.7.5 se muestran los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis.

Tabla 4.7.5: Periodo con mayor masa traslacional.

Análisis	Modo	T*(s)	%Me
X	1	0,651	77,26
Y	2	0,628	76,57

➤ Corte basal.

Con lo especificado en la norma NCh433.Of.96 [15] y los parámetros sísmicos ya mencionados se obtuvieron los valores para el corte máximo y corte mínimo como se muestran en la Tabla 4.7.6.

Tabla 4.7.6: Corte mínimo y máximo según NCh433.

Corte mínimo		Corte máximo	
Cmin	Qmin [tonf]	Cmax	Qmax [tonf]
0,08	196	0,19	471

Por otra parte, los resultados del análisis modal espectral para el corte basal se muestran en la Tabla 4.7.7.

Tabla 4.7.7: Corte basal mediante análisis modal espectral.

Dirección	P [tonf]	Qo elástico [tonf]	Qo elástico/P [%]	R*	Qo [tonf]	Qo/P [%]	Q max [tonf]	R**	Qmáx/P [%]
X	2451,1	2714,0	110,7	5,2	525,6	21,4	470,6	5,8	19,2
Y	2451,1	2723,6	111,1	5,1	535,0	21,8	470,6	5,8	19,2

Donde:

P: Peso sísmico de la estructura, según NCh433

Qo elástico: Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por R*

Qo: Corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por R*

Qo/P: Valor del corte basal en términos del porcentaje del peso sísmico

*R***: Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar *Qmáx*

➤ Modelación en software ETABS

En la Figura 4.7.2 se presenta el modelo realizado del edificio con los marcos SCBF para la estructura correspondiente, a su vez en las Figuras 4.6.3 y 4.6.4 se ilustra las elevaciones con las respectivas configuraciones de arriostamientos para el diseño. Las conexiones entre las vigas y columnas se

consideran rígidas. Por otro lado, las conexiones de las diagonales y vigas secundarias se consideran rotuladas.

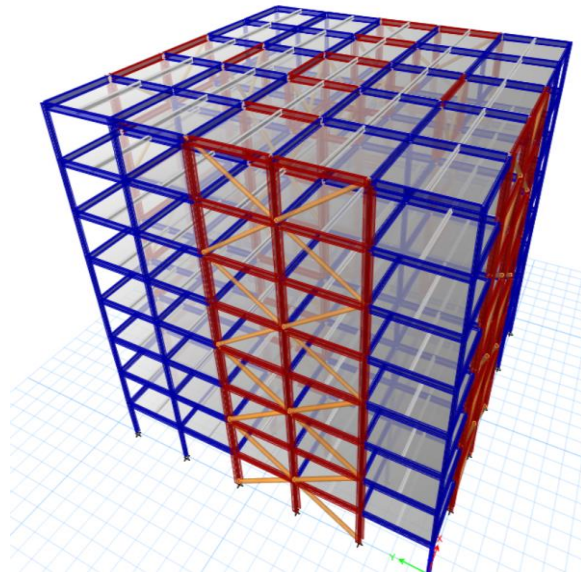


Figura 4.7.2: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional, 3D

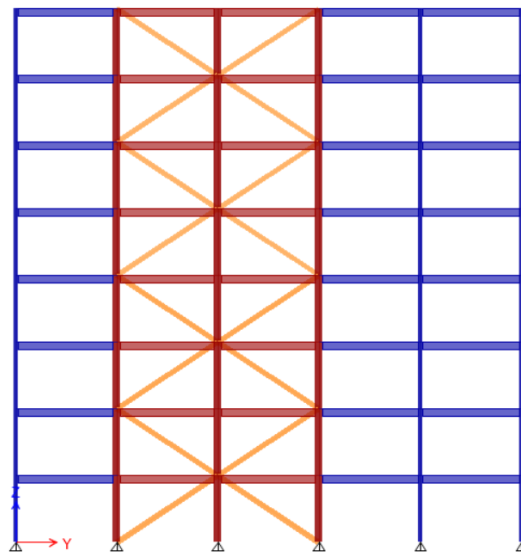


Figura 4.7.3: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional externo, elevación.

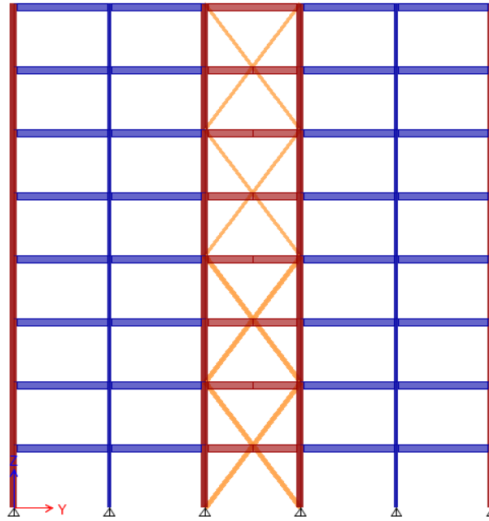


Figura 4.7.4: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional Interno, elevación.

➤ Espectro de Diseño.

En la Figura 4.7.5 se presenta el espectro elástico establecido por la norma NCh433 (sin reducir por R^*) y el espectro de diseño, el cual fue modificado por el facto de reducción R^{**} para cada dirección de análisis. Considerando que se encuentra con las mismas especificaciones en el tipo de suelo, zona sísmica, etc.

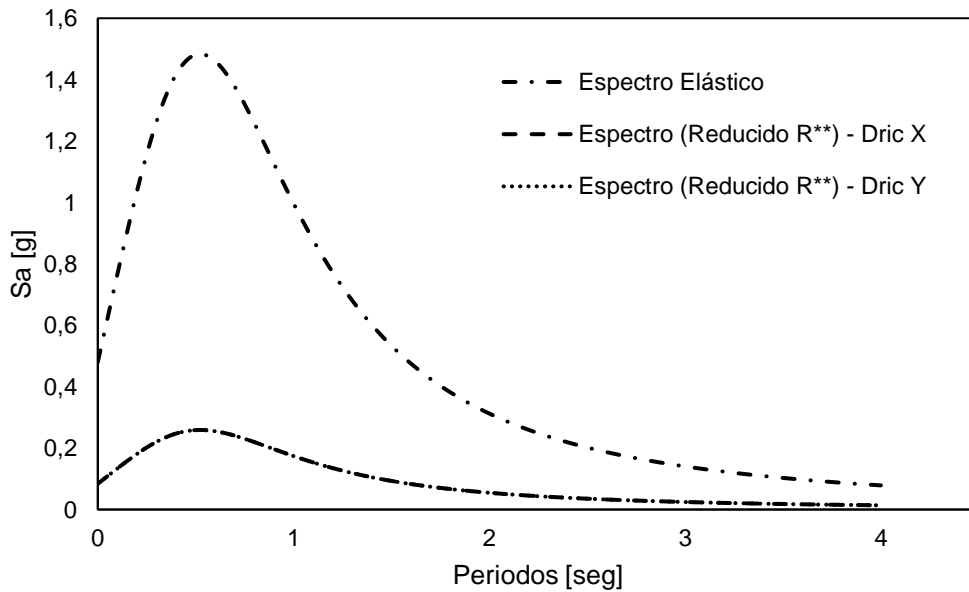


Figura 4.7.5: Espectro de diseño según normal NCh433

➤ Corte basal en función a la altura.

En la Figura 4.7.6 se presenta la distribución del corte actuando en cada nivel con respecto a ambas direcciones mediante el análisis modal espectral. Mientras que en la Tabla 4.6.8 se presenta el corte asociado a cada uno de los niveles.

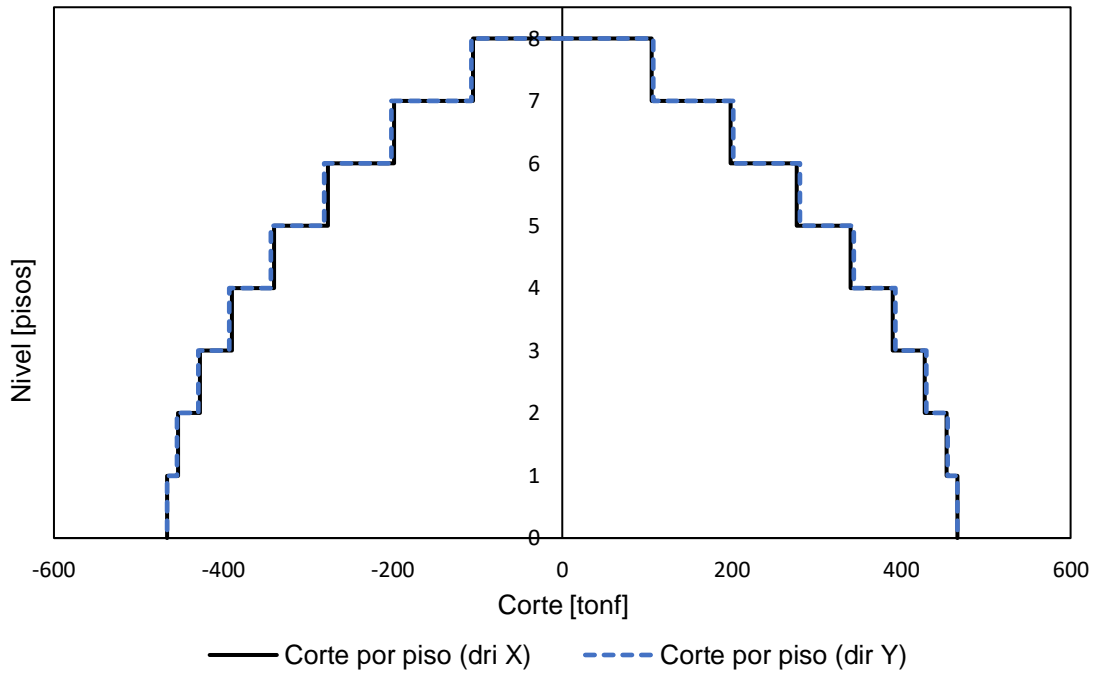


Figura 4.7.6: Corte por pisos combinados

Tabla 4.7.8: Corte por piso

Piso	Corte [tonf]
Nivel 8	107
Nivel 7	202
Nivel 6	282
Nivel 5	346
Nivel 4	395
Nivel 3	433
Nivel 2	458
Nivel 1	470

4.7.1.4. Deformación Sísmica.

En la Figura 4.7.7 se presenta los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drift*) medidos con respecto al centro de masa (CM) asociado a cada diafragma. En donde se señala que se encuentran dentro de los rangos permitidos a lo estipulado por la norma NCh433. Además, se puede ver una distorsión en el *drift* debido al cambio de arriostramiento que se realizó en los pisos.

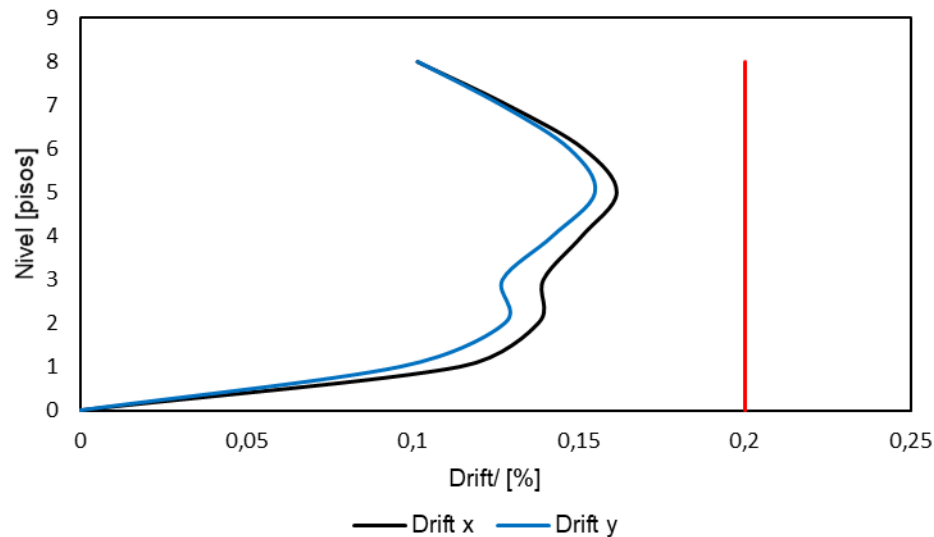


Figura 4.7.7: Desplazamiento relativo entre pisos (Drift).

4.7.1.5. Diseño por capacidad.

Mediante lo señalado en el inciso “4.5.1.3 Diseño por capacidad” para el siguiente modelo también se requirió de los dos mecanismos establecidos por la AISC 341-16.

En la Tabla 4.7.9 se muestran algunas características necesarias para una riostra con un acero de calidad A53 Gr. B y un tubular Yoder de 10” y 8”

Tabla 4.7.9: Propiedades para una riostra tubular Yoder de 10”

R_y	1,6
F_y [kgf/cm ²]	2460
A_g - 10” [cm ²]	76,8
A_g - 8” [cm ²]	54,2

Siendo:

R_y : factor de respuesta esperado

F_y : la fluencia mínima esperada

A_g : el área bruta

Con las expresiones estipuladas en el "Capítulo III - 3.4.1. Requisitos para marcos SCBF" se tienen la resistencia esperada a tracción, a compresión y a compresión pos-pandeo de la riostra tal como se muestra a continuación:

- **Riostras Yoder 10" - N° Sch 40**

- > Resistencia esperada a tracción.

$$T_{m\acute{a}x} = R_y F_y A_g = 302 \text{ [tonf]}$$

- > Resistencia esperada a compresión.

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

- > Resistencia a compresión post-pandeo.

$$0,3 C_{m\acute{a}x} = 74 \text{ [tonf]}$$

- **Riostras Yoder 8" - N° Sch 40**

- > Resistencia esperada a tracción.

$$T_{m\acute{a}x} = R_y F_y A_g = 213 \text{ [tonf]}$$

- > Resistencia esperada a compresión.

$$C_{m\acute{a}x} = \min\{R_y F_y A_g; 1,14 F_{cre} A_g\} = \{213; 145\} = 145 \text{ [tonf]}$$

- > Resistencia a compresión post-pandeo.

$$0,3 C_{m\acute{a}x} = 44 \text{ [tonf]}$$

- Diseño por capacidad de vigas.

Recordando que en el último piso no existen arriostramientos en el nivel superior, los términos de fuerzas esperadas $(T_{m\acute{a}x})_{i+1}$ y $(C_{m\acute{a}x})_{i+1}$ son iguales a 0, a excepción del nivel 4 debido al cambio de riostra con respecto al nivel superior. Además, que en los pisos impares los esfuerzos se anulan y la carga axial en la viga es igual a 0 [tonf].

A continuación, se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos, en las Tablas 4.7.10 y 4.7.11 para los arriostramientos externos, mientras que en las Tablas 4.7.12 y 4.7.13 para los arriostramientos internos.

Marco arriostrado externo

Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.10: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento externo.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\varphi P_n c$ [tonf]	$\varphi P_n t$ [tonf]
8	213	145	0	0	33	0	299	28	28	204	229
7	213	145	213	145	33	33	0	0	0	204	229
6	213	145	213	145	33	33	0	57	57	204	229
5	213	145	213	145	33	33	0	0	0	204	229
4	302	248	213	145	33	33	160	51	51	204	229
3	302	248	302	248	33	33	0	0	0	204	229
2	302	248	302	248	33	33	0	45	45	204	229
1	302	248	302	248	33	33	0	0	0	204	229

Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.11: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\varphi P_n c$ [tonf]	$\varphi P_n t$ [tonf]
8	213	44	0	0	33	0	214	71	71	204	229
7	213	44	213	44	33	33	0	0	0	204	229
6	213	44	213	44	33	33	0	142	142	204	229
5	213	44	213	44	33	33	0	0	0	204	229
4	302	74	213	44	33	33	100	166	166	204	229
3	302	74	302	74	33	33	0	0	0	204	229
2	302	74	302	74	33	33	0	190	190	204	229
1	302	74	302	74	33	33	0	0	0	204	229

Marco arriostrado interno

Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.12: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\varphi P_n c$ [tonf]	$\varphi P_n t$ [tonf]
8	213	190	0	0	53	0	244	7	7	204	229
7	213	190	213	190	53	53	0	0	0	204	229
6	213	190	213	190	53	53	0	14	14	204	229
5	213	190	213	190	53	53	0	0	0	204	229
4	302	295	213	190	53	53	117	9	9	204	229
3	302	295	302	295	53	53	0	0	0	204	229
2	302	295	302	295	53	53	0	5	5	204	229
1	302	295	302	295	53	53	0	0	0	204	229

Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.13: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	φP_n^c [tonf]	φP_n^t [tonf]
8	213	57	0	0	53	0	163	47	47	204	229
7	213	57	213	57	53	53	0	0	0	204	229
6	213	57	213	57	53	53	0	94	94	204	229
5	213	57	213	57	53	53	0	0	0	204	229
4	302	88	213	57	53	53	73	112	112	204	229
3	302	88	302	88	53	53	0	0	0	204	229
2	302	88	302	88	53	53	0	129	129	204	229
1	302	88	302	88	53	53	0	0	0	204	229

➤ Diseño por capacidad de columnas.

Para el diseño por capacidad de las columnas, se utilizó el criterio mencionado en la sección 4.6.2.6 - Diseño por capacidad de columnas, en donde se señala que estas se deben verificar de manera que la componente axial a compresión de la acción sísmica en la columna, PE , sumado a las cargas gravitacionales, sean menores a la resistencia a compresión de la columna.

Realizando un equilibrio de fuerzas con respecto al eje vertical se obtiene las cargas axiales a compresión asociado a cada columna mediante las siguientes ecuaciones:

> Nivel 8

$$P_{e,8} = (T_{m\acute{a}x,8})\sin\theta_8 + V_8 \quad \text{Ec. 4.7.1}$$

> Nivel 7

$$P_{e,7} = P_{e,8} + V_7 \quad \text{Ec. 4.7.2}$$

> Nivel 6

$$P_{7,6} = P_{e,7} + (C_{m\acute{a}x,7})\sin\theta_7 + (T_{m\acute{a}x,6})\sin\theta_6 + V_6 \quad \text{Ec. 4.7.3}$$

> Nivel 5

$$P_{e,5} = P_{e,6} + V_5 \quad \text{Ec. 4.7.4}$$

> Nivel 4

$$P_{5,4} = P_{e,5} + (C_{m\acute{a}x,5})\sin\theta_5 + (T_{m\acute{a}x,4})\sin\theta_4 + V_4 \quad \text{Ec. 4.7.5}$$

> Nivel 3

$$P_{e,3} = P_{e,4} + V_3 \quad \text{Ec. 4.7.6}$$

> Nivel 27

$$P_{3,2} = P_{e,3} + (C_{m\acute{a}x,3})\sin\theta_3 + (T_{m\acute{a}x,2})\sin\theta_2 + V_2 \quad \text{Ec. 4.7.7}$$

> Nivel 1

$$P_{e,1} = P_{e,2} + V_1 \quad \text{Ec. 4.7.8}$$

De igual forma que con las vigas se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos anteriormente, en las Tablas 4.7.14 y 4.7.15 para los arriostramientos externos y en las Tablas 4.7.16 y 4.7.17 para los internos.

Marco arriostrado externo.

Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.14: Diseno por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento externo.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [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	80	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 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.15: Diseno por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [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	74	302	44	213	33	33	191	66	257	657
3	74	302	74	302	33	33	191	80	270	657
2	74	302	74	302	33	33	398	92	490	657
1	74	302	74	302	33	33	398	105	503	657

Marco arriostrado interno

Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.16: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\varphi P_n c$ [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 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.17: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\varphi P_n c$ [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	88	302	53	53	598	182	780	1066

4.7.2. Arriostramiento mixto *BRB* – *SCBF*.

Teniendo en consideración lo dicho en el modelo del edificio de 4 pisos mixto, en la Figura 4.7.8.a se presenta el modelo asociado a las configuraciones de *SCBF-BRB* y *SCBF-SC*, a su vez en la Figura 4.7.8.b se presenta la distribución de los elementos utilizados para este caso. Siendo arriostramientos *BRB-SC* en la zona exterior y arriostramientos convencionales en su interior.

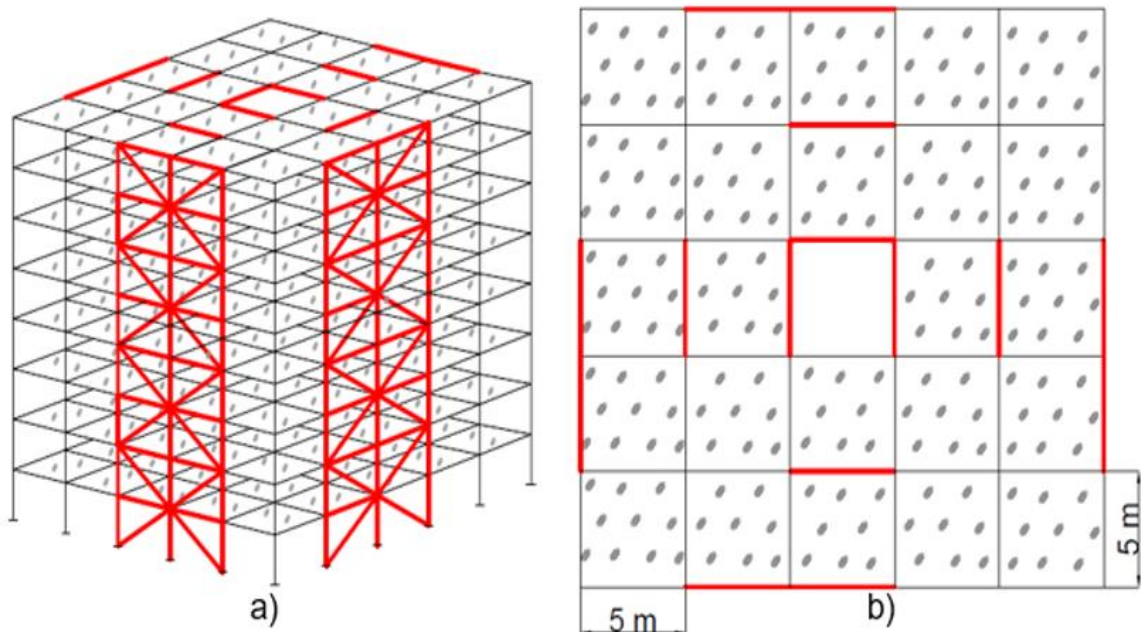


Figura 4.7.8: Edificio de 8 pisos con arriostramientos mixto, a) 3D; b) 2D (planta)

4.7.2.1. Distribución de los perfiles en la estructura.

En la Tabla 4.7.18 se presentan los perfiles utilizados con sus respectivas especificaciones presentados anteriormente. Además de que los marcos secundarios posees los mismos perfiles.

Tabla 4.7.18: Distribución de perfiles para edificio de 4 pisos con arriostramiento mixto.

Marco principal		
Elemento	Externo	Interno
Columna	W14X159	W14X257
Viga	W14X53	W14X53
Riostra		
Piso 1-4	BRB 32 – t254	Yoder 10" N° Sch 40
Piso 5-8	BRB 19 – t203	Yoder 8" N° Schu 40

4.7.2.2. Colocación de elementos *BRB*.

De igual modo que en el caso de los arriostramientos mixtos para el edificio de 4 pisos se analizaron los *BRB* se comenzó mediante el diseño del núcleo y funda de acero.

➤ Diseño núcleo de acero y funda de acero

En las Tablas 4.7.19 y 4.7.20 se presentan os resultados del área del núcleo requerido, además del suministrado para ambas direcciones

Tabla 4.7.19: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección Y

Piso	P_u [tonf]	A_{sc} [cm ²]	A_{sc} sum [cm ²]	ϕP_n	$P_u/\phi P_n$
8	12,98	5,70	19	43	0,30
7	18,65	8,19	19	43	0,43
6	24,16	10,61	19	43	0,56
5	27,13	11,92	19	43	0,63
4	36,79	16,16	32	73	0,50
3	36,73	16,13	32	73	0,50
2	37,56	16,50	32	73	0,52
1	35,77	15,71	32	73	0,49

Tabla 4.7.20: Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado por NCh3411, dirección x

Piso	P_u [tonf]	A_{sc} [cm ²]	A_{sc} sum [cm ²]	ϕP_n	$P_u/\phi P_n$
8	13,42	5,89	19	43	0,31
7	20,39	8,95	19	43	0,47
6	26,99	11,86	19	43	0,62
5	31,03	13,63	19	43	0,72
4	42,89	18,84	32	73	0,59
3	44,39	19,50	32	73	0,61
2	44,74	19,65	32	73	0,61
1	46,39	20,37	32	73	0,64

En la Tabla 4.7.21 se presentan las fundas utilizadas para cada dirección de análisis, en donde se aprecia que el factor P_e/P_y cumple con la restricción señalada en la ecuación 4.6.19

Tabla 4.7.21: Verificación para la funda de acero en ambas direcciones.

Piso	Funda	P_e [tonf]	P_y [tonf]	P_e/P_y
8	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	219	48,07	4,55
7	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	219	48,07	4,55
6	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	219	48,07	4,55
5	HHS 8x8x5/16 (203,2x203,2x7,9)	219	48,07	4,55
4	HHS 10x10x5/16 (177,8x177,8x6,3)	442	80,96	5,46
3	HHS 10x10x5/16 (177,8x177,8x6,3)	442	80,96	5,46
2	HHS 10x10x5/16 (177,8x177,8x6,3)	442	80,96	5,46
1	HHS 10x10x5/16 (177,8x177,8x6,3)	442	80,96	5,46

4.7.2.3. Peso de la estructura.

En la Tabla 4.7.22 se muestra el resultado de la carga muerta considerando lo anteriormente mencionado. Con esto se obtiene el peso sísmico de la estructura, cuyo valor resultado se ilustra en la Tabla 4.6.23.

Tabla 4.7.22: Carga muerta y carga viva.

Carga muerta [tonf]	Carga viva [tonf]
1428	1229

Tabla 4.7.23: Peso y masa sísmica.

Peso sísmico [tonf]	Masa sísmica [tonf/g]
2459	251

En la Tabla 4.7.24 se aprecia como el peso de cada piso de igual forma viene siendo aproximadamente de 0.5 [tonf/m²], valor que se encuentra del rango de las estructuras de acero.

Tabla 4.7.24: Peso por unidad de área.

Piso	P [tonf]	A [m ²]	P/A [tonf/m ²]
8	299	625	0,48
7	306	600	0,51
6	306	600	0,51
5	306	600	0,51
4	306	600	0,51
3	307	600	0,51
2	307	600	0,51
1	307	600	0,51
Base	18	-	-
Total	2459	2500	0,51

4.7.2.4. Análisis modal espectral.

➤ Periodos de vibración y masas equivalentes.

En la Tabla 4.7.25 se muestran los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis.

Tabla 4.7.25: Periodo con mayor masa traslacional.

Análisis	Modo	T*(s)	%Me
X	1	0,721	76,92
Y	2	0,688	77,17

➤ Corte basal.

Para este análisis se requiere de la norma NCh3411 [16] ante la incorporación de elementos pasivos, además de lo especificado en la norma NCh433.Of.96 [15] se obtienen los valores para el corte máximo y corte mínimo como se muestran en la Tabla 4.7.26.

Tabla 4.7.26: Corte mínimo y máximo.

Corte mínimo		Corte máximo	
Cmin	Qmin [tonf]	Cmax	Qmax [tonf]
0,07	123	0,14	259

Por otra parte, los resultados del análisis modal espectral para el corte basal se muestran en la Tabla 4.7.27

Tabla 4.7.27: Corte basal mediante análisis modal espectral.

Dirección	P [tonf]	Qo elástico [tonf]	Qo elástico/P [%]	R*	Qo [tonf]	Qo/P [%]	Q max [tonf]	R**	Qmáx/P [%]
X	2458,9	1625,1	66,1	5,4	302,8	12,3	258,8	6,3	10,5
Y	2458,9	1665,0	67,7	5,3	315,7	12,8	258,8	6,4	10,5

Donde:

P: Peso sísmico de la estructura.

Qo elástico: Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por R^* .

Qo: Corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por R^* .

Qo/P: Valor del corte basal en términos del porcentaje del peso sísmico.

*R***: Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar *Qmáx*.

➤ Modelación en software ETABS.

En la Figura 4.7.9 se presenta el modelo realizado del edificio con los marcos arriostrados mediante una configuración mixta, a su vez en la Figura 4.7.10 se presenta el arriostramiento con elementos *BRB* y en la Figura 4.7.11 se presenta el arriostramiento convencional.

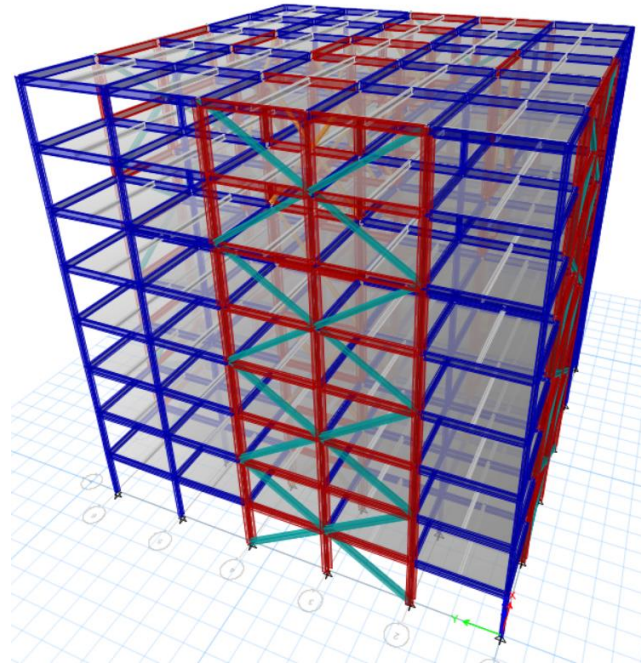


Figura 4.7.9: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento mixto, 3D

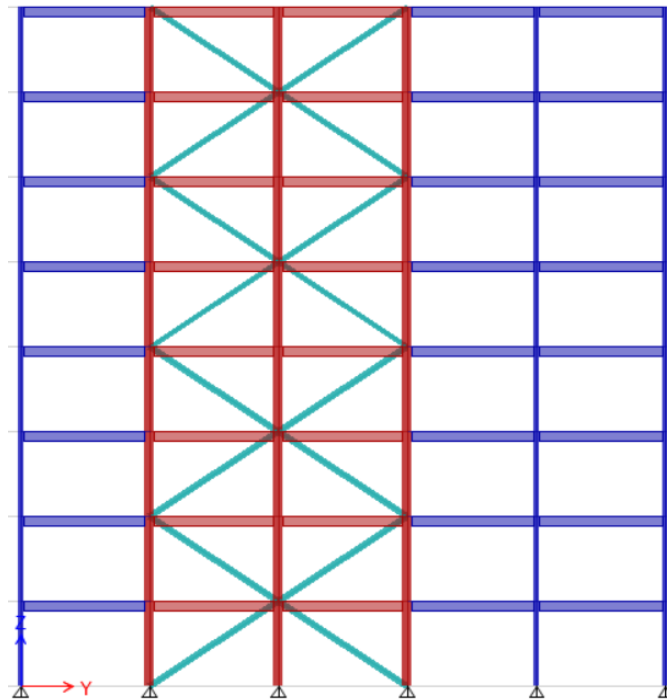


Figura 4.7.10: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento *BRB* externo, elevación.

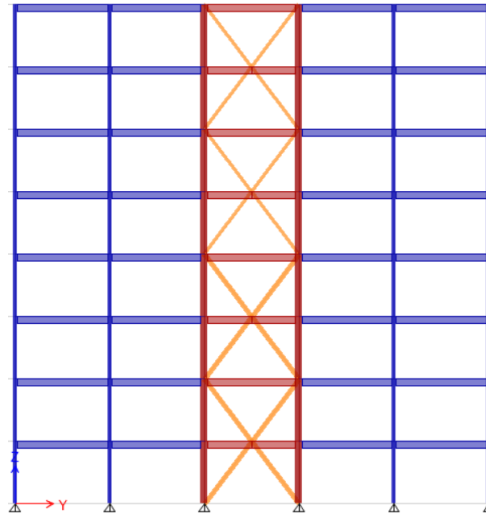


Figura 4.7.11: Modelo mediante software *ETABS*, arriostramiento convencional interno, elevación.

➤ Espectro de Diseño.

En la Figura 4.7.12 se presentan los diferentes espectros establecidos por la norma NCh3411 [16] para cada dirección de análisis. Considerando que se encuentra con las mismas especificaciones en el tipo de suelo, zona sísmica, etc.

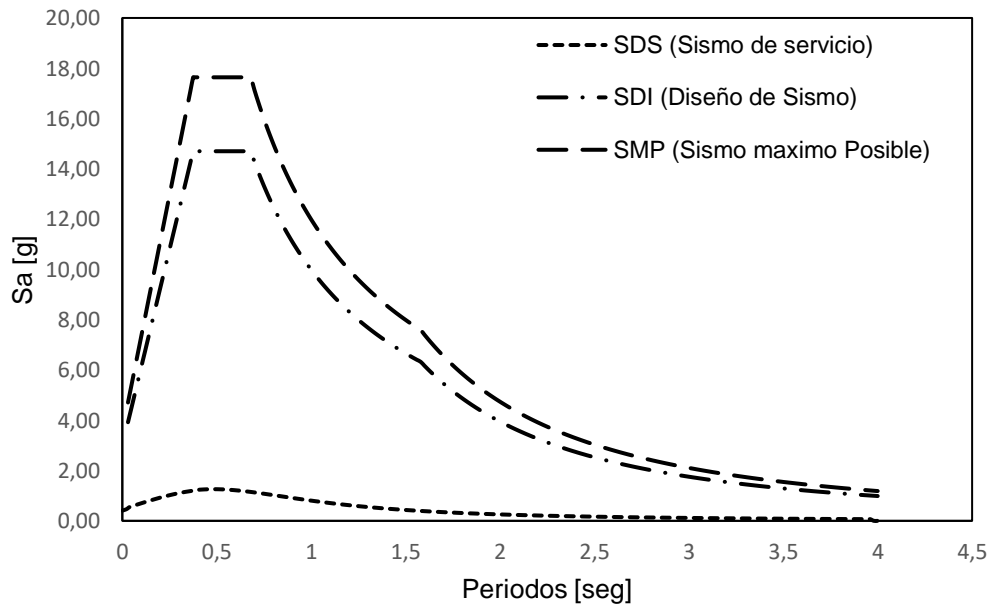


Figura 4.7.12: Espectro de diseño según norma NCh3411.

➤ Corte basal en función a la altura.

En la Figura 4.7.13 se presenta la distribución del corte actuando en cada nivel con respecto a ambas direcciones mediante el análisis modal espectral, mientras que en la Tabla 4.7.28 se presenta el corte asociado a cada uno de los niveles.

Tabla 4.7.28: Corte por piso

Piso	Corte [tonf]
Nivel 8	58
Nivel 7	110
Nivel 6	154
Nivel 5	189
Nivel 4	217
Nivel 3	237
Nivel 2	252
Nivel 1	259

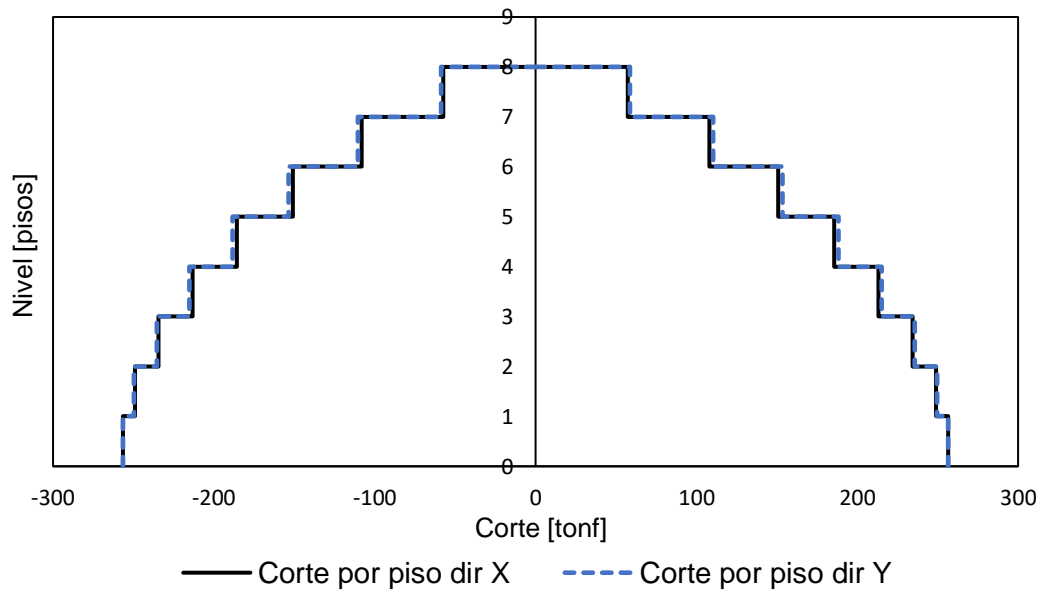


Figura 4.7.13: Corte por pisos combinados.

4.7.2.5. Deformación Sísmica.

En la Figura 4.7.14 se presenta los valores de desplazamientos relativos entre piso (*drift*) medidos con respecto al centro de masa (CM) asociado a cada diafragma. En donde se señala que se encuentran dentro de los rangos permitidos a lo estipulado por la norma NCh433.

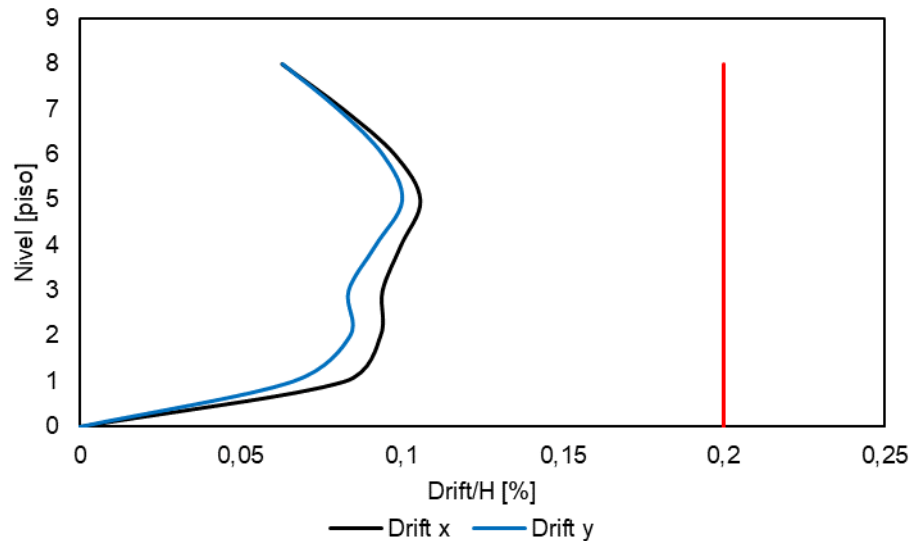


Figura 4.7.14: Desplazamiento relativo entre pisos (*Drift*).

4.7.2.6. Diseño por capacidad marco convencional.

Mediante lo señalado en la sección 4.6.2.6 - Diseño por capacidad para el siguiente modelo también se requirió de los dos mecanismos establecidos por la AISC 341-16.

Con lo señalado en el inciso del modelo mixto de 4 pisos, se tiene los mismos datos para la resistencia esperada a tracción, a compresión y la resistencia a compresión post-pandeo para ambas riostras, las cuales son utilizadas para el diseño por capacidad de la viga. A su vez por tener la misma geometría que el modelo con arriostramiento convencional, se requirieron de las ecuaciones 4.7.1 al 4.7.8 para el diseño por capacidad en la columna.

- Diseño por capacidad de vigas en marcos convencionales.

En las Tablas 4.7.29 y 4.7.30 se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos.

Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.29: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
8	213	190	0	0	53	0	244	7	7	204	229
7	213	190	213	190	53	53	0	0	0	204	229
6	213	190	213	190	53	53	0	14	14	204	229
5	213	190	213	190	53	53	0	0	0	204	229
4	302	295	213	190	53	53	117	9	9	204	229
3	302	295	302	295	53	53	0	0	0	204	229
2	302	295	302	295	53	53	0	5	5	204	229
1	302	295	302	295	53	53	0	0	0	204	229

Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.30: Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [tonf]	P_{ui} [tonf]	P_{uj} [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]	$\phi P_n t$ [tonf]
8	213	57	0	0	53	0	163	47	47	204	229
7	213	57	213	57	53	53	0	0	0	204	229
6	213	57	213	57	53	53	0	94	94	204	229
5	213	57	213	57	53	53	0	0	0	204	229
4	302	88	213	57	53	53	73	112	112	204	229
3	302	88	302	88	53	53	0	0	0	204	229
2	302	88	302	88	53	53	0	129	129	204	229
1	302	88	302	88	53	53	0	0	0	204	229

➤ Diseño por capacidad de columnas en marcos convencionales.

En las Tablas 4.7.31 y 4.7.32 se presentan los valores asociados a los dos mecanismos descritos anteriormente.

Mecanismo 1 con $C_i = C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.31: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1, arriostramiento interno.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [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	137	530	1066
2	295	302	295	302	53	53	869	161	1029	1066
1	295	302	295	302	53	53	869	182	1051	1066

> Mecanismo 2 con $C_i = 0,3 C_{m\acute{a}x}$.

Tabla 4.7.32: Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2, arriostramiento externo.

Piso "i"	T_i [tonf]	C_i [tonf]	T_{i+1} [tonf]	C_{i+1} [tonf]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	P_i [tonf]	P_u (cargas grav) [tonf]	$P_{e,i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_n c$ [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	137	424	1066
2	88	302	88	302	53	53	598	161	759	1066
1	88	302	88	302	53	53	598	182	780	1066

4.7.2.7. Diseño por capacidad marco *BRB*

Teniendo en consideración lo estipulado en la sección 4.6.2.7 y lo señalado por la AISC 341-16 sobre las fuerzas máximas generadas a tracción y a compresión, además de los dos criterios explicados con anterioridad para la estimación de la deformación unitaria (Dos veces el *drift* de entrepiso de diseño y el *drift* entrepiso correspondiente al 2%).

En las Tabla 4.7.33 y 4.7.34 se presentan las deformaciones descritas para cada dirección análisis.

Tabla 4.7.33: Verificación para la utilización de la riostra *BRB*, dirección Y

KF	Δb_x [cm]	Cd	Δb_m [cm]	$2 \cdot \Delta b_{rm}$ [cm]	ϵ_{br} [%]	$\Delta frame$ [cm]	$\Delta brace$ [cm]	ϵ [%]	$\epsilon_{br} < \epsilon$
1,67	0,12	5,5	0,64	1,28	0,36	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,17	5,5	0,92	1,84	0,51	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,22	5,5	1,19	2,39	0,67	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,24	5,5	1,34	2,68	0,75	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,20	5,5	1,08	2,16	0,60	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,20	5,5	1,08	2,16	0,60	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,20	5,5	1,10	2,21	0,61	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,19	5,5	1,05	2,10	0,59	6,60	5,51	1,5	Cumple

Tabla 4.7.34: Verificación para la utilización de la riostra *BRB*, dirección X

KF	Δb_x [cm]	Cd	Δb_m [cm]	$2^* \Delta b_{rm}$ [cm]	ϵ_{br} [%]	$\Delta frame$ [cm]	$\Delta brace$ [cm]	ϵ [%]	$\epsilon_{br} < \epsilon$
1,67	0,12	5,5	0,66	1,33	0,37	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,18	5,5	1,01	2,02	0,56	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,24	5,5	1,33	2,67	0,74	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,28	5,5	1,53	3,07	0,86	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,23	5,5	1,26	2,52	0,70	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,24	5,5	1,30	2,61	0,73	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,24	5,5	1,31	2,63	0,73	6,60	5,51	1,5	Cumple
1,67	0,25	5,5	1,36	2,72	0,76	6,60	5,51	1,5	Cumple

Al tener la misma geometría que en el caso del edificio de 4 pisos se obtiene un $\epsilon = 1,5$ por lo que los factores de ajuste son los utilizados anteriormente para el diseño por capacidad de los elementos restantes del marco arriostrado.

4.7.3. Arriostramiento mixto *SC* – *SCBF*.

Mediante lo explicado con anterioridad sobre el supuesto realizado por Tremblay et al. [79] en donde se señala el comportamiento de los *SC* igual a los marcos *BRB* durante el análisis lineal, considerando el mismo factor de reducción modal (R_o), el mismo esfuerzo de fluencia y la misma rigidez inicial

En la Tabla 4.6.36 se muestra la rigidez elástica y la fuerza de fluencia de cada piso de los sistemas con marcos mixtos *BRB* y *SC* con *SCBF*.

Tabla 4.7.35 Rigidez inicial y Fluencia para los marcos *BRB* y *SC*.

Piso	P_y [tonf]	K_o [tonf/cm]
8	72,14	111,24
7	72,14	111,24
6	72,14	111,24
5	72,14	111,24
4	121,49	187,35
3	121,49	187,35
2	121,49	187,35
1	121,49	187,35

Capítulo V

5. Análisis no lineal.

5.1. Concepto.

Sabiendo que los edificios suelen diseñarse para la resistencia sísmica utilizando el análisis lineal, la mayoría de las estructuras experimentarán importantes deformaciones inelásticas cuando ocurre un evento sísmico de mayor intensidad [63], en la Figura 5.1.1 se presenta la diferencia entre el desplazamiento lineal y no lineal. Es por esto, que todas las estructuras en algún nivel de la carga se comportan de forma no lineal. En algunos casos, el análisis lineal puede ser adecuado, pero, en muchos otros la solución lineal puede producir resultados erróneos debido a que se violan las suposiciones sobre las que se basa [64]. La no linealidad puede ser provocada por el comportamiento del material, los grandes desplazamientos y las condiciones de contacto.

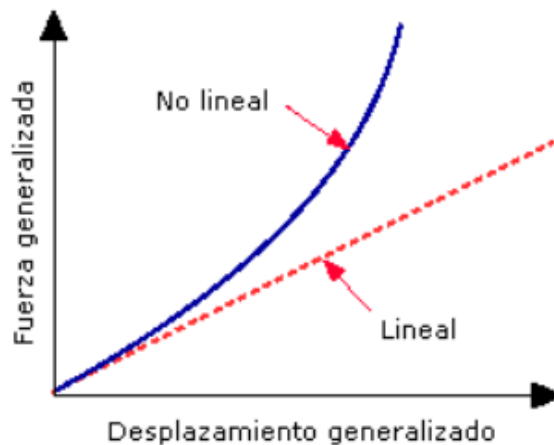


Figura 5.1.1: Fuerza-desplazamiento estado lineal y no lineal. [64]

Los métodos modernos de diseño por desempeño requieren formas de determinar el comportamiento de las estructuras en las condiciones que otorga el estado inelástico. Gracias a los avances en las tecnologías informáticas y los datos de pruebas disponibles, los análisis no lineales proporcionan los medios para determinar el comportamiento de las estructuras. El análisis no lineal proporciona los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluyendo la resistencia y la rigidez asociadas al comportamiento inelástico de los materiales y a los grandes desplazamientos. Por ello, el análisis no lineal puede desempeñar un papel importante en el diseño de edificios nuevos y existentes [53].

Para el análisis no lineal se utilizó el *software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)* desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering Research Center, siendo una plataforma informática para el desarrollo de aplicaciones de simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos, sometidos a eventos sísmicos.

El software utiliza métodos basados en elementos finitos, es decir, que para la modelación es necesario subdividir el sistema en elementos y nudos, para que de esta manera se logre definir la acción de cargas, y las restricciones nodales con los comandos correspondientes.

El modelo estructural inelástico puede diferenciarse ante la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. 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.

Para evaluar el comportamiento de los tres sistemas sismorresistentes (*SCBF*, *BRB* y *SC*), se realizan tres tipos de análisis no lineales:

- Un análisis incremental o “*pushover*”, donde se somete a la estructura a una carga incremental con una distribución triangular.
- Un análisis cuasi-estático cíclico, donde se imponen desplazamientos cíclicos controlados a nivel del diafragma.
- 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 en *OpenSees*.

Para la modelación de los elementos como las columnas y vigas, se tomó en consideración lo escrito por Matías Saavedra en su Taller de Titulo [18], donde señalaba la recomendación realizada por Filippou et al [65], el cual establece que para una sección W en un análisis de dos dimensiones los elementos se pueden modelar con una plasticidad distribuida mediante el comando *forceBeamColumn* con una discretización de 12 fibras como se muestra en la Figura 5.2.1. Por ello, es que para las columnas se utilizaron 4 puntos de integración, mientras que en las vigas se utilizaron 3 puntos de integración.

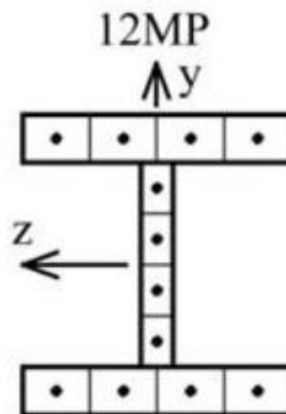


Figura 5.2.1: Distribución de las fibras para las secciones W. [65]

Además, señala que 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 [66], como se muestra en la Figura 5.2.2 mientras que en la Tabla 5.2.1 se presentan los parámetros utilizados.

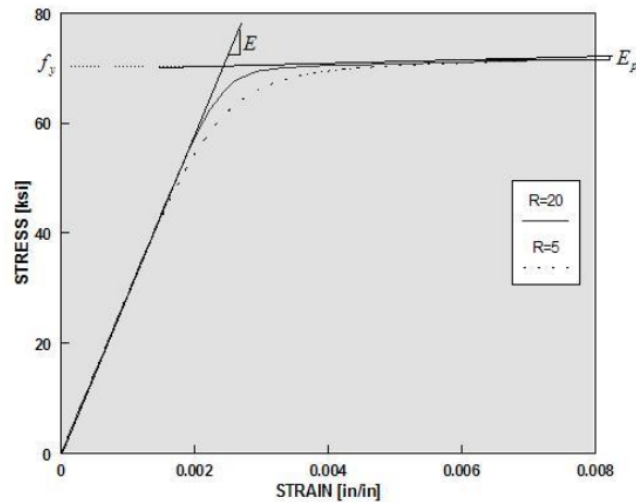


Figura 5.2.2: Material Steel 02. [66]

Tabla 5.2.1: Parámetros material Steel 02

Parámetro	Valor	Definición
b	0,01	Razón de deformación por endurecimiento
R ₀	20	Parámetros para controlar la transición de la curva elástica a la curva plástica
cR ₁	0,925	
cR ₂	0,15	
a ₁	0,0005	Parámetros de endurecimiento isotrópico
a ₂	0,01	
a ₃	0,0005	
a ₄	0,01	

Fuente: OpenSees Command Language Manual. [66]

Otro punto importante que se debe destacar es que se utilizaron elementos elásticos (*elasticBeamColumn*) para los enlaces rígidos de las conexiones viga-columna y de las riostras, donde:

- El área y la inercia del enlace rígido de las riostras equivale a 10 veces el área e inercia de las diagonales
- 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.

5.2.1. Modelación de los sistemas SCBF.

Para lograr simular el comportamiento post-pandeo y la fractura de los sistemas SCBF se modelaron utilizando el criterio de Uriz [67], quien realizó ensayos y simulaciones variando ciertos parámetros como los números de puntos de integración, la cantidad de elementos por riostra, entre otras. De esta forma para modelar los elementos utilizados en este taller se consideró:

- Se utilizaron las propiedades del material Steel02 para la composición de las riostras con elementos no lineales (*forceBeamColumn*).
- Cada riostra se subdivide en 20 elementos con 3 puntos de integración en cada uno.
- Se utilizaron 60 fibras para modelar la sección circular del tubular y se otorgó una imperfección geométrica correspondiente al 0.05% de la longitud efectiva del tubular, como se muestra en la figura 5.2.3.
- Con respecto a las placas *gusset* se utilizó el criterio realizado por Uriz, quien las consideraba 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.

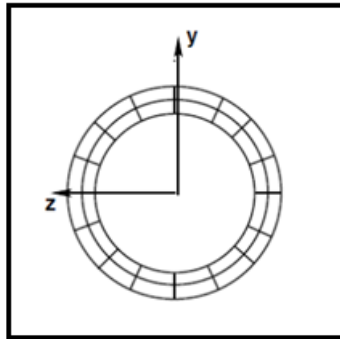


Figura 5.2.3: Discretización de la sección circular con 2 fibras en la dirección radial y 30 fibras en la dirección circunferencial. [67]

- Con el modelo del material de fatiga (*Fatigue material*) creado por Uriz se logrará simular la fractura debido a la fatiga producto de varios ciclos de tracción y compresión. Este modelo se encuentra disponible en el *OpenSees* [66].

Los parámetros utilizados para la modelación de la fatiga de las riostras de este estudio se presentan en la Tabla 5.2.2 basado en el trabajo de Uriz, recordando a su vez que tanto para la razón de deformación por endurecimiento, los parámetros que controlan la transición de la curvatura elástica a la curva plástica y los de endurecimiento isotrópico se encuentran señalados en la Tabla 5.2.1. provenientes del material Steel02.

Tabla 5.2.2: Valores de parámetros de las riostras circulares.

Parámetro	Valor	Descripción
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

5.2.2. Modelación de los sistemas *BRB*.

Con respecto a la modelación de los sistemas *BRB* se consideró el material *Steel4* desarrollado por Zsarnoczay [68], el cual consta de parámetros de endurecimiento cinemáticos e isotrópicos en base del material *Steel02* mencionado con anterioridad. Aunque para los efectos de la fatiga del material no están incluidos en *Steel4*, requiriendo la utilización del código *Fatigue Material* creado por Uriz [67], el cual incluye los efectos de la fractura del material producto de la fatiga asociada a diversos ciclos.

Otro punto importante es que para modelar la zona de fluencia del *BRB* se utilizó un elemento *CorotationalTruss* 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*), tal como se presenta en la Figura 5.2.4.

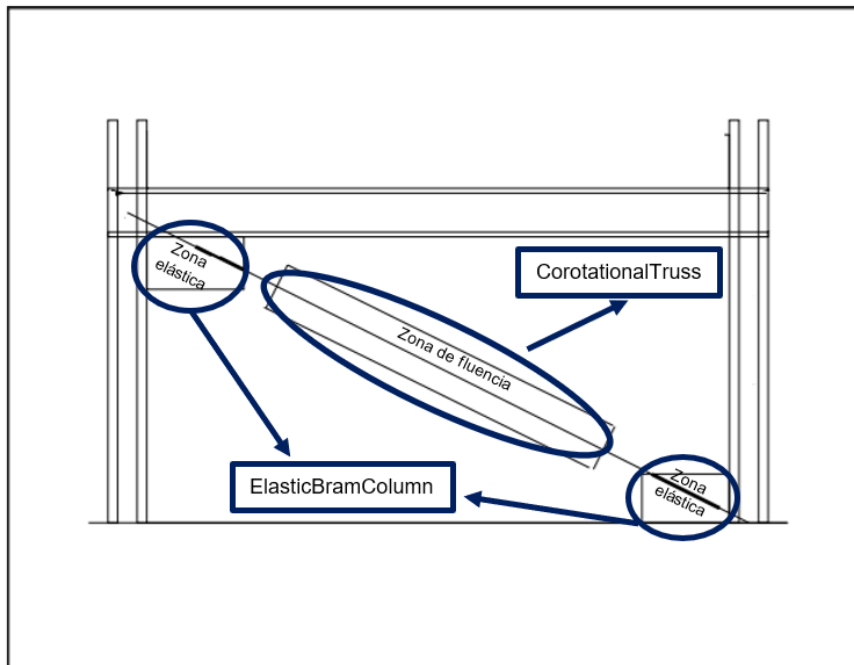


Figura 5.2.4: Modelo del *BRB* (modificada para la presentación de los elementos del *OpenSees*). [67]

Mediante lo estipulado por Zsarnoczav obtuvo ciertos parámetros de calibración que son utilizados en el estudio de arriostramientos *BRB*, teniendo en consideración que:

- f_{SM} es el factor de modificación de rigidez (la cual incorpora la rigidez de las placas y zonas de conexión de la riostra), siendo su valor de 1,25.
- 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, siendo su valor de 1,67.

La rigidez inicial, esfuerzo de fluencia y último se presentan en la Tabla 5.2.3, mientras que en la Tabla 5.2.4 y 5.2.5 se presentan los parámetros de calibración obtenidos por Zsarnoczav.

Tabla 5.2.3: Parámetros del material *Steel4 A*.

Descripción	Parámetro	Tracción	Compresión
Rigidez inicial	E_0	$E_s f_{SM}$	
Esfuerzo de fluencia	f_y	2530 R_y	
Esfuerzo último	f_u	1,43 f_y	1,43 * 1,07 f_y

Tabla 5.2.4: Parámetros del material *Steel4 B*.

Descripción	Parámetro	Tracción	Compresión
Endurecimiento cinemático			
Razón de endurecimiento cinemático	b	0,4%	2,5%
Parámetros que controlan la transición exponencial de la asíntota elástica lineal a la asíntota de endurecimiento	R_0	25	
	r_1	0,91	
	r_2	0,15	
	R_u	2	
Endurecimiento isotrópico			
Razón de endurecimiento inicial	b_i	1,5%	1,3%
Razón de endurecimiento saturado [%]	b_l	$0,06 + 0,02 \frac{600}{A_y [mm^2]}$	
Especifica la posición del punto de intersección entre las asíntotas iniciales y las asíntotas de endurecimiento saturadas [%]	p_i	$1,15 + 0,45 \frac{600}{A_y [mm^2]}$	$0,85 + 0,25 \sqrt{\frac{600}{A_y [mm^2]}}$
Parámetro que controla la transición de la asíntota inicial a la saturada	R_i	3	
Longitud de la meseta de fluencia	l_{yp}	1	

Tabla 5.2.5: Parámetros del material *Steel4 C*.

Descripción	Parámetro	Tracción	Compresión
Fatiga			
Pendiente de la curva Coffin-Manson en un espacio logarítmico	m	-0,4	
Valor de la deformación unitaria en la cual en un ciclo causa la fractura del material	e_0	$\frac{0,14 + 0,4(R_y - 1,1)}{f_{DM}}$	

Teniendo en consideración para A_y el área correspondiente a cada funda de acero que se utilizó en la estructura.

5.2.3. Modelación de los sistemas SC.

Con el fin de construir un material con un comportamiento opcional de deslizamiento no recuperable y un aumento opcional de la rigidez a altas deformaciones, es que se tuvieron en consideración las características de la modelación de los elementos *BRB*, los sistemas con elementos autocentrantes se modelaron de igual forma, con la diferencia de que al elemento se le incorpora el material autocentrante (*SelfCentering Material*) desarrollado por Jeff Erochko [69], código que se encuentra en el *OpenSees* [66].

El código de este tipo de material se puede utilizar para cualquier modelación de sistemas autocentrante que presente una respuesta histerética en forma de bandera, aunque se encuentre basado principalmente en los disipadores de energía (*SCED*) creado por Christopoulos et al. [45].

En la Tabla 5.2.5 se observan los parámetros utilizados para modelar los autocentrantes. Teniendo que consideración 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.

Tabla 5.2.6: Parámetros para la modelación de dispositivos autocentrantes.

Parámetro	Concepto
k_1	Rigidez inicial de la riostra
k_2	Rigidez post-activación de la riostra
P_0	Fuerza o esfuerzo de activación
β	Capacidad de disipación de energía
<i>epsSlip</i>	Deformación del deslizamiento del fusicle externo
<i>epsBear</i>	Deformación total que limita la deformación del elemento
<i>rBear</i>	Modelación aproximadamente del efecto del rodamiento del perno en la riostra

Utilizando el criterio establecido por Tremblay et al. [70] se modelará el elemento autocentrante, criterio que sugiere:

- que el punto de activación sea igual a la resistencia a compresión requerida por las combinaciones de carga de los elementos *BRB*.
- la rigidez inicial k_1 sea igual a la rigidez elástica inicial del *BRB*.
- 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

A continuación, en la Tabla 5.2.7 se presentan los periodos de las diferentes estructuras realizadas en el software *ETABS* [19], los cuales se presentan según el modo con mayor porcentaje de masa modal y *OpenSees* [22] notando una similitud en dichos valores.

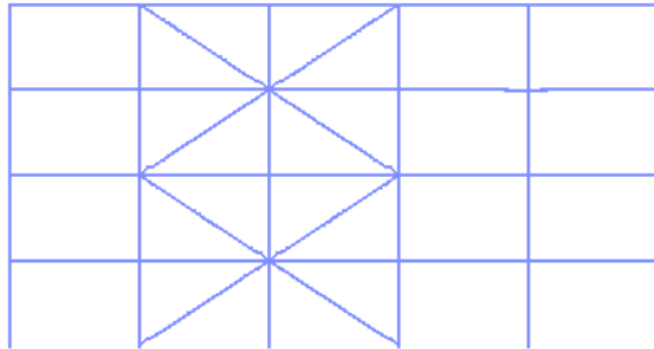
Tabla 5.2.7: Periodo de las estructuras.

Modelo		T_n [s] ETABS	T_n [s] OpenSees
4 pisos	<i>SCBF</i>	0,431	0,498
	<i>SCBF - SC</i>	0,426	0,507
	<i>SCBF - BRB</i>	0,426	0,455
8 pisos	<i>SCBF</i>	0,651	0,683
	<i>SCBF - SC</i>	0,721	0,754
	<i>SCBF - BRB</i>	0,721	0,716

Se debe mencionar, que la diferencia de estos periodos radica en las dimensiones de los enlaces rígidos que otorga cada programa, además de los elementos fibras propuestos en el *OpenSees*, ya que, un modelo de fibra contiene una mayor discretización en los elementos haciendo que la rigidez también se discretice. Otro punto importante que se debe señalar es que para la modelación de los dispositivos autocentrates en el *software ETABS* se dimensionaron con las mismas propiedades que los elementos *BRB*, caso contrario en la modelación para el *software OpenSees*.

En las Figuras 5.2.5, 5.2.6, 5.2.7 y 5.2.8, se muestran las representaciones gráficas de los modelos de análisis que construye el programa, teniendo en consideración los ejes en los arrojamientos internos para la observación de su comportamiento.

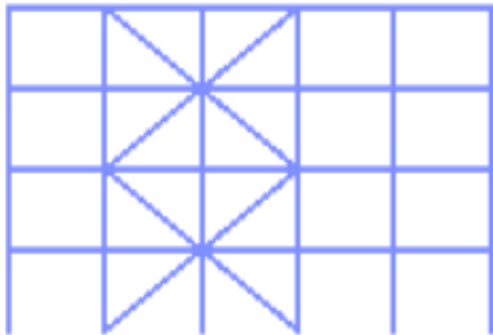
Arriostramiento *SCBF*.



Primer eje.

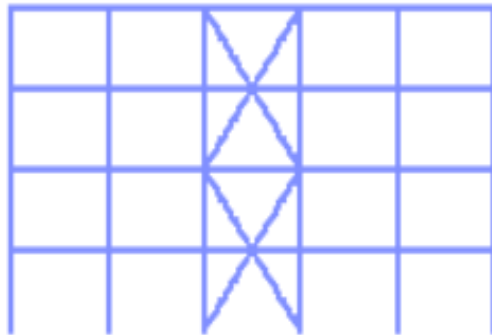
Figura 5.2.5: Representación gráfica del modelo *SCBF* 4 pisos.

Arriostramiento *BRB* o *SC*.



Primer eje.

Arriostramiento *SCBF*.



Segundo eje.

Figura 5.2.6: Representación gráfica del modelo mixto 4 pisos.

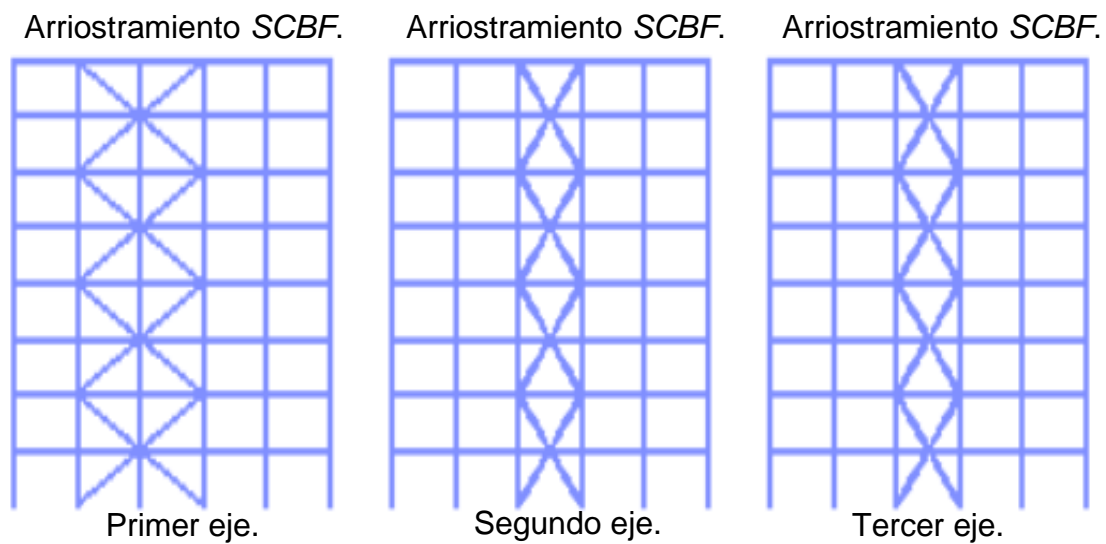


Figura 5.2.7: Representación gráfica para los modelos *SCBF* de 8 pisos.

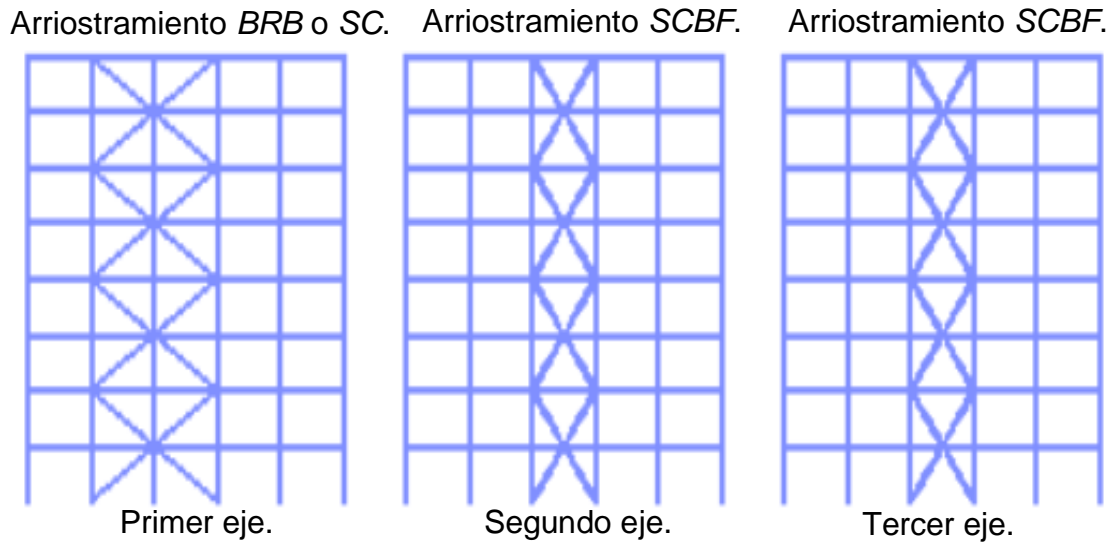


Figura 5.2.8: Representación gráfica para los modelos mixtos de 8 pisos.

5.3. Análisis cíclico cuasi-estático.

Para la realización de este análisis se imponen desplazamientos cíclicos controlados a nivel de piso teniendo en consideración el protocolo de desplazamiento correspondiente a cada modelo de edificio, En la Figura 5.3.1 se presenta el protocolo de desplazamiento para las estructuras de 4 pisos ya sea con sistemas convencionales o mixtos, la cual cuenta con un desplazamiento (en términos de *drift*) de 4 ciclos de 0.1%, 0.15%, 0.5% y 1%. En cambio, en la Figura 5.3.2 se presenta el protocolo de desplazamiento asociado a la estructura de 8 pisos con sistemas de arriostramientos *SCBF*, con un desplazamiento de 4 ciclos de 0,1%, 0,3%, 0,5% y 0,7%, mientras que en la Figura 5.3.3 se presenta el protocolo de desplazamiento para los sistemas mixtos cuenta con un desplazamiento de 4 ciclos de 0,15%, 0,5 y 1% con una duración de 200 [s] respectivamente. La diferencia de estos recae en la diferencia que existe en el diseño de las diferentes estructuras.

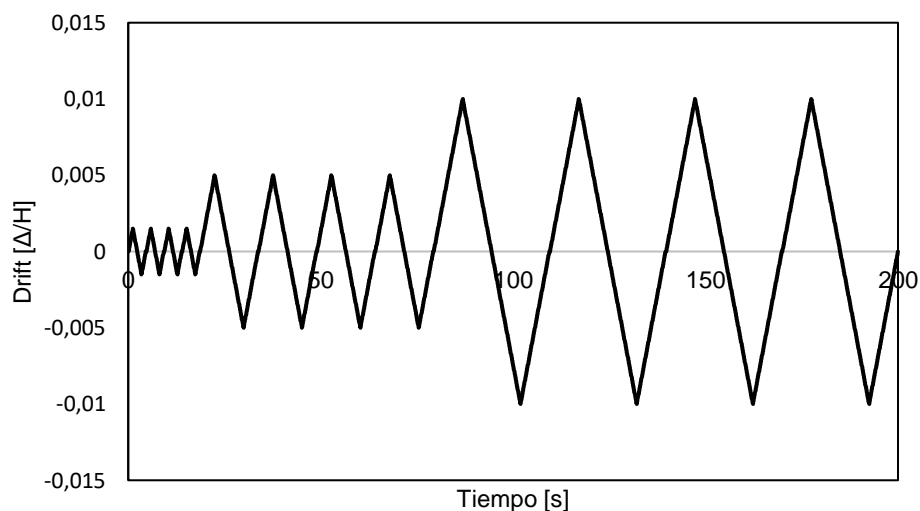


Figura 5.3.1: Protocolo de desplazamiento para edificio de 4 pisos.

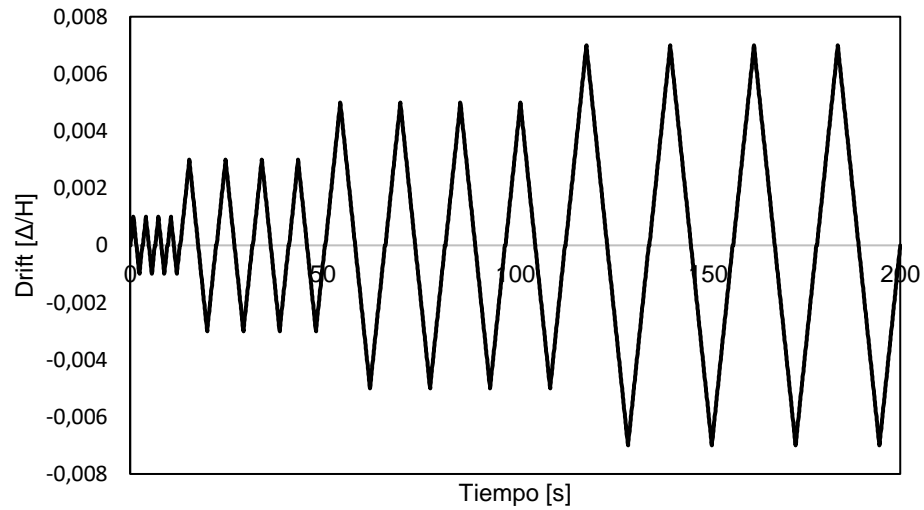


Figura 5.3.2: Protocolo de desplazamiento para edificio de 8 pisos sistema SCBF.

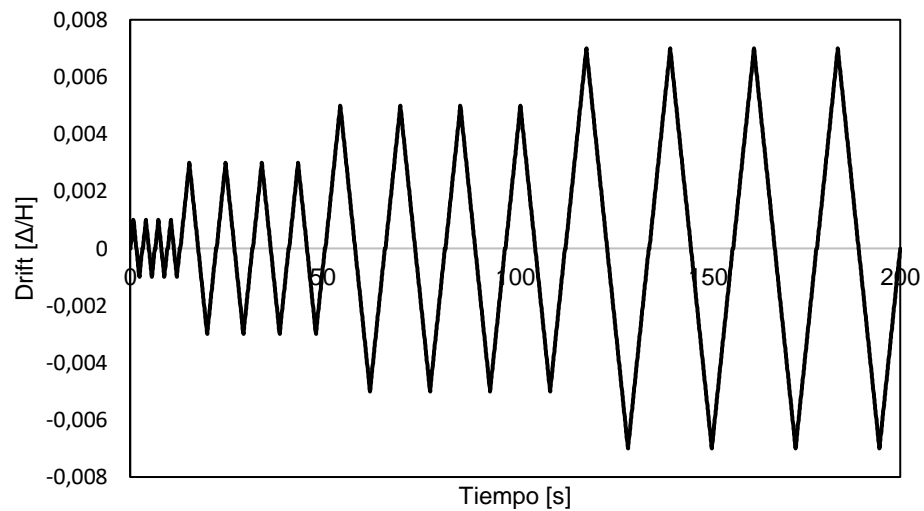


Figura 5.3.3: Protocolo de desplazamiento para edificio de 8 pisos sistema mixto.

5.3.1. Estructura de 4 pisos.

Mediante el protocolo de desplazamiento descrito se presentan los resultados asociados para los diferentes elementos en su respectivo sistema, los cuales son comparados con los esperados del AISC 341-16.

5.3.1.1. Sistema SCBF.

En la Figura 5.3.4 se presenta la histéresis de la riostra del primer piso alcanzando un *drift* del 2%, además se señala la resistencia máxima a compresión, la fluencia a tracción y la resistencia post-pandeo, valores presentados en la Tabla 5.3.1. También se observa la fractura del arriostramiento debido a la fatiga del material producto de los ciclos de tracción y compresión.

Tabla 5.3.1: Resultados de sistema SCBF.

Resistencia máxima a compresión	243 [tonf]
Fluencia a tracción	308 [tonf]
Resistencia post-pandeo	88 [tonf]

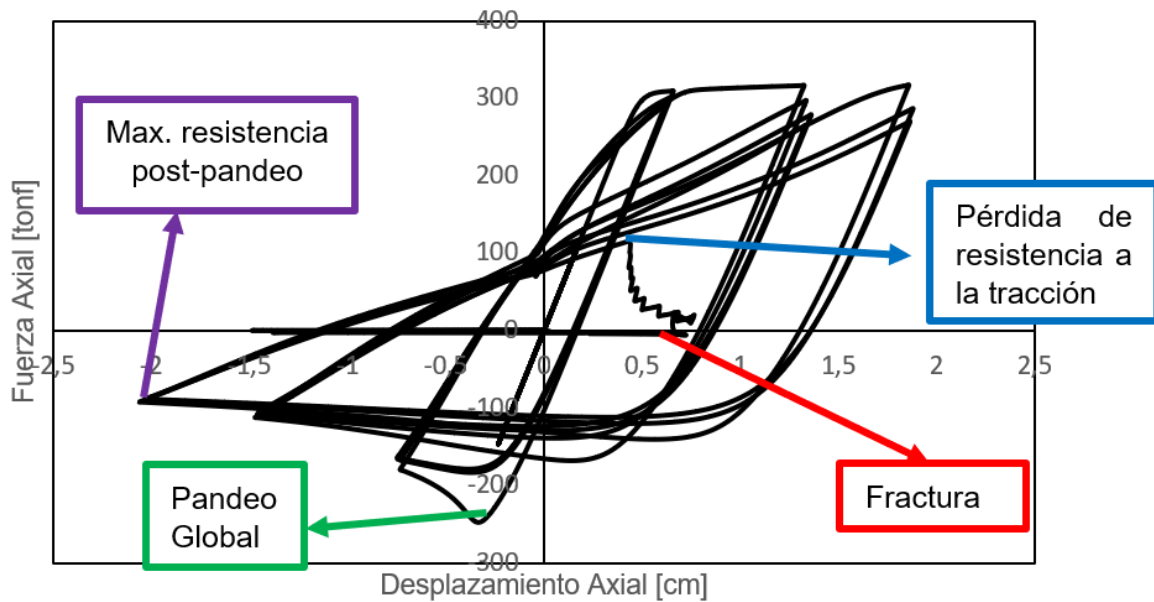


Figura 5.3.4: Histéresis de riostras SCBF.

5.3.1.2. Sistema mixto BRB - SCBF.

Con respecto a la modelación de los elementos *BRB* en el sistema mixto se utilizarán parámetros de ajustes presentados en la Tabla 5.3.2 para una fuerza de activación P_0 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 el análisis de los

modelos se asumirá una pendiente post-activación, r , equivalente a un 4% de la rigidez inicial, mientras que el factor de capacidad de disipación de energía β , Erochko [71] plantea que su valor oscila entre un 0.8 y un 0.95. Para esta ocasión se utilizará el valor utilizado por Tremblay [9] con un β igual a 0.95.

Tabla 5.3.2: Valores de parámetros del SC calibrados para el protocolo de desplazamiento.

Piso	K0 [tonf/cm]	Py [tonf]	r [%]	K ₂ [tonf/cm]	β
4	49,36	76,11	4	4,36	0,95
3	49,36	76,11	4	4,36	0,95
2	72,14	111,24	4	6,38	0,95
1	72,14	111,24	4	6,38	0,95

En la Figura 5.3.5 se observa la histéresis del *BRB* del primer piso al imponer el protocolo de desplazamiento. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.3.2 tanto para la deformación axial a tracción como a compresión con su respectiva fuerza resultante.

Tabla 5.3.3 Resultados de fuerzas resultantes para sistema *BRB*

	Tracción	Compresión	Fluencia a tracción
Deformación axial	2,7 [cm]	2,72 [cm]	0,68 [cm]
Fuerza alcanzada	101 [tonf]	108 [tonf]	72 [tonf]

Tabla 5.3.4: Resultados de fuerzas resultantes para sistema SCBF.

Resistencia máxima a compresión	274 [tonf]
Fluencia a tracción	317 [tonf]
Resistencia máxima a tracción	318 [tonf]

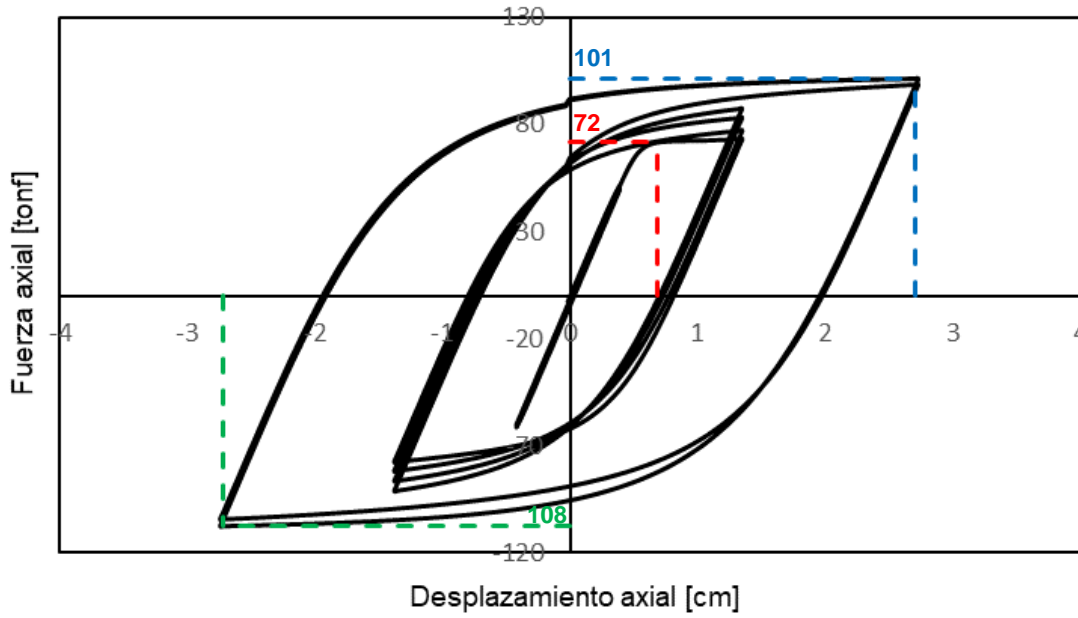


Figura 5.3.5: Histéresis de riostra BRB.

En la Figura 5.3.6 se presenta la histéresis de la riostra SCBF asociada al marco arriostrado interior del sistema, la cual demuestra el comportamiento de un sistema arriostrado solamente al centro de una viga, sin poseer una columna en dicho punto, mientras que en la Tabla 5.3.3 se presentan las fuerzas resultantes señalando el punto de fluencia, tracción y compresión máxima.

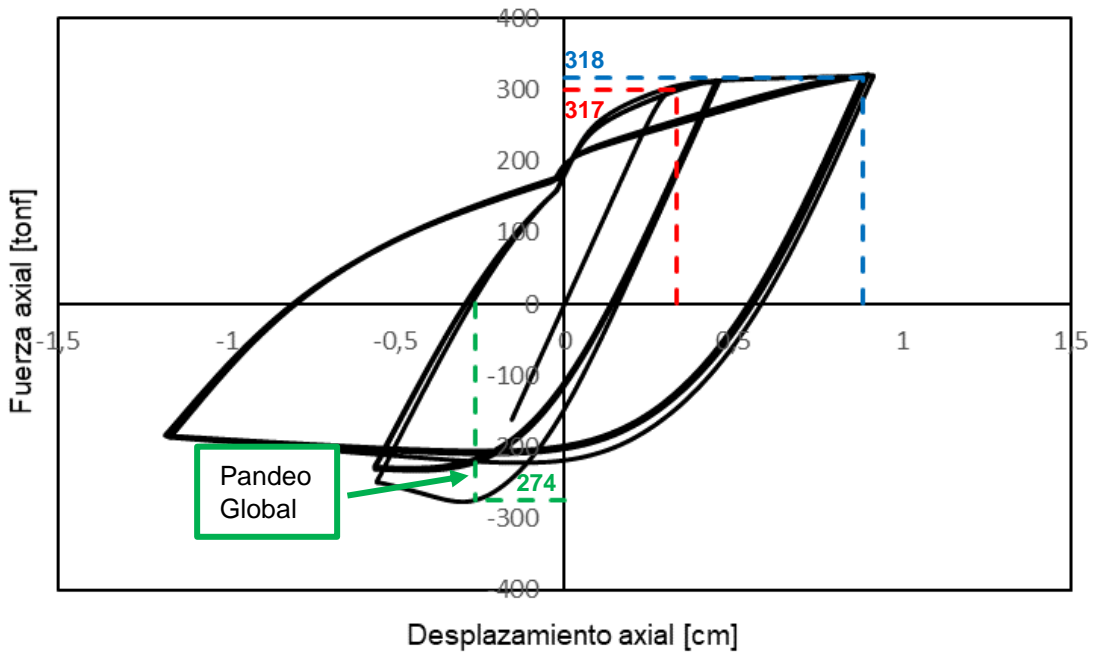


Figura 5.3.6: Histéresis de riostra SCBF.

5.3.1.3. Sistema mixto SC - SCBF.

En la Figura 5.3.7 se observa la histéresis del dispositivo SC del primer piso mediante el protocolo de desplazamiento. Los resultados obtenidos se muestran en la Tablas 5.3.4 y 5.3.5 para cada sistema de arriostramiento propuesto en el diseño de la estructura, contemplando que para los elementos SC el punto de activación ocurre a una carga de 72 [tonf] al igual que en el caso de los elementos BRB, esto es debido a que cumplen con las mismas características en su rango lineal. Señalando, que el protocolo de desplazamiento es utilizado el mismo propuesto en el caso del sistema mixto BRB – SCBF presentado en la Tabla 5.3.2.

Tabla 5.3.5: Resultados de fuerzas resultantes para sistema SC.

	Tracción	Compresión	Fluencia a tracción
Deformación axial	2,7 [cm]	2,72 [cm]	0,46 [cm]
Fuerza alcanzada	76,7 [Tonf]	76,7 [Tonf]	72 [tonf]

Tabla 5.3.6: Resultados de fuerzas resultantes para sistema SCBF.

Resistencia máxima a compresión	276 [tonf]
Fluencia a tracción	297 [tonf]
Resistencia máxima a tracción	316 [tonf]

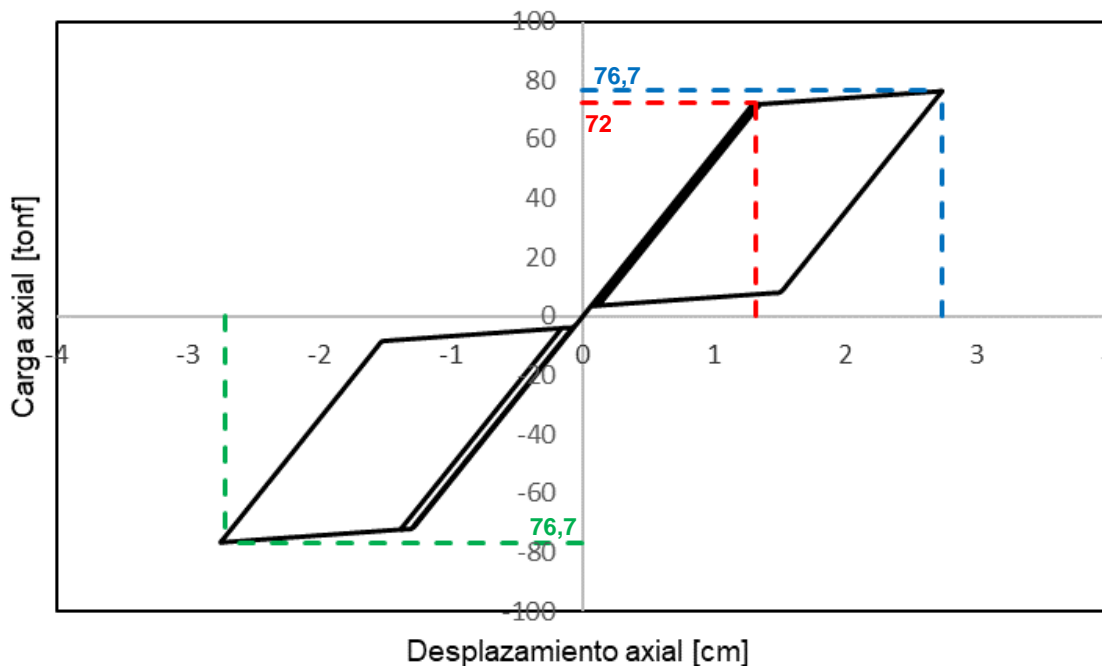


Figura 5.3.7: Histéresis de riorra SC.

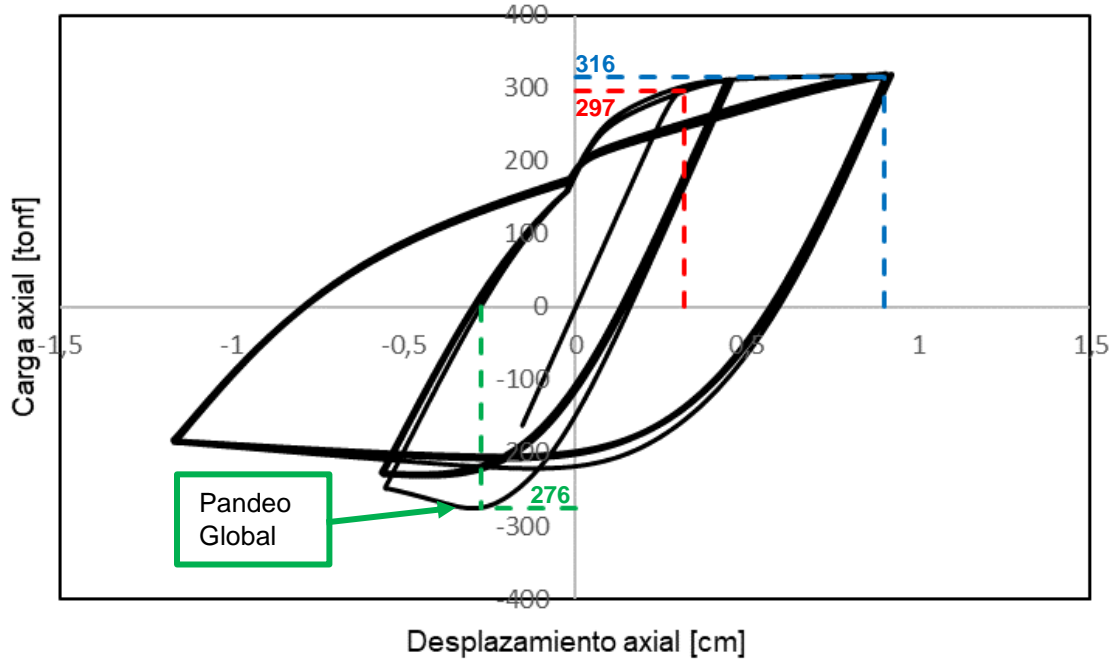


Figura 5.3.8 Histéresis de riostra SCBF.

La comparación de los resultados obtenidos por este análisis con los del AISC 341-16 se ilustran en la Tabla 5.3.6, demostrando que para los elementos *BRB* y *SC* no se alcanza su máxima capacidad a tracción ni a compresión debido a que son utilizados en sistemas mixtos, recalcando un aumento considerable en las fuerzas resultantes obtenidas tanto en tracción como en compresión para los elementos *BRB* en comparación con los sistemas *SC* imponiendo un mismo desplazamiento en ambos casos.

Tabla 5.3.7: Comparación de fuerzas máximas entre norma AISC 341-16 y OpenSees para estructura de 4 pisos.

	Análisis	Sistema	Tmax [tonf]	Cmax [tonf]
Estructura de 4 pisos	AISC341-16	<i>SCBF</i>	302	295
		<i>BRB - SC</i>	103	110
		<i>SCBF interna</i>	302	295
	OpenSees	<i>SCBF</i>	308	243
		<i>BRB</i>	101	108
		<i>SC</i>	76,7	76,7
		<i>SCBF interna</i>	316	276

Mediante el análisis cíclico realizado se confirma que los elementos ingresados al *software OpenSees* mantienen un comportamiento similar en la respuesta de la histéresis, propuestos por diversos estudios para los diferentes elementos utilizados en los arriostramientos de las estructuras. Cabe señalar, que los arriostramientos convencionales se diseñan al 30% de su capacidad por lo que ciertos valores pueden variar en comparación a los obtenidos.

5.3.2. Estructura de 8 pisos.

Para la estructura de 8 pisos se presentaron dos protocolos de desplazamientos según la edificación estudiada con el fin de exigir la respuesta máxima posible, a continuación, se presentan los resultados asociados para los diferentes elementos propuestos en su diseño.

5.3.2.1. Sistema SCBF.

En las Figuras 5.3.9 y 5.3.10 se contemplan las curvas de histéresis para las riostras del primer piso asociada a cada uno de los ejes que fueron analizados, mientras que en la Tabla 5.3.7 se señalan los resultados obtenidos para los arriostramientos externos e interno de la estructura.

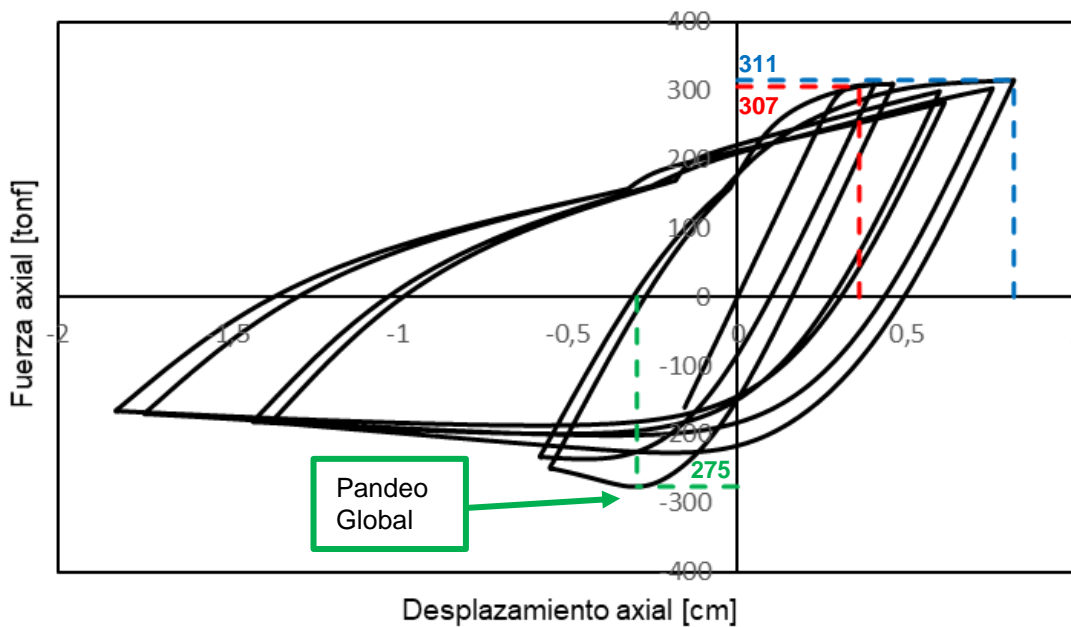


Figura 5.3.9 Histéresis de riostra SCBF.

Para este caso los arriostramientos internos asociados al eje 2 con el eje 3 modelados en el software *OpenSees* tienen el mismo comportamiento debido a la similitud de sus dimensiones y ubicación en el edificio.

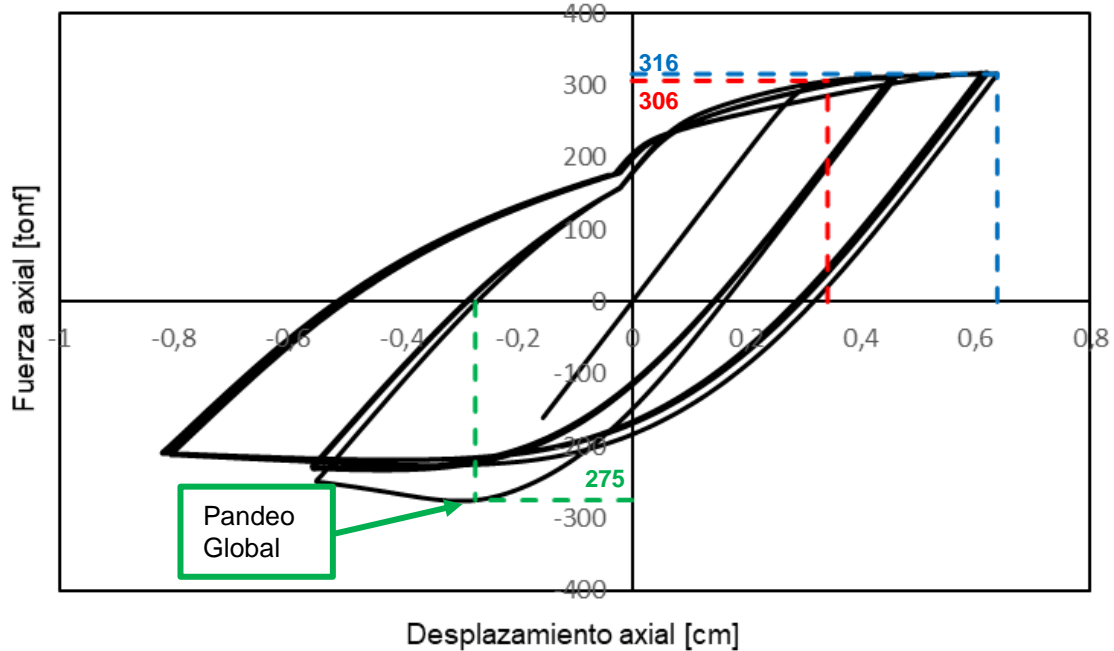


Figura 5.3.10 Histéresis de ríostra SCBF.

Tabla 5.3.8: Resultados de fuerzas resultantes para sistema SCBF.

Arriostramiento externo	
Resistencia máxima a compresión	275 [tonf]
Fluencia a tracción	307 [tonf]
Resistencia máxima a tracción	311 [tonf]
Arriostramiento interno	
Resistencia máxima a compresión	275 [tonf]
Fluencia a tracción	306 [tonf]
Resistencia máxima a tracción	316 [tonf]

5.3.2.2. Sistema mixto BRB - SCBF.

De la misma forma que en caso de la estructura de 4 pisos, para la modelación de los elementos *BRB* en el sistema mixto se utilizaron parámetros de ajustes los cuales se presentan en la Tabla 5.3.9 para la fuerza de activación P_0 equivalente a la fluencia del núcleo del *BRB*. Para este análisis se asumió la misma pendiente post-activación, r , equivalente a un 4% de la rigidez inicial, mientras

que el factor de capacidad de disipación de energía β , el recomendado por Tremblay [9] con un β igual a 0.95.

Tabla 5.3.9: Valores de parámetros del SC calibrados para el protocolo de desplazamiento.

Piso	K_0 [tonf/cm]	P_y [tonf]	r [%]	K_2 [tonf/cm]	β
8	72,14	111,24	4	6,38	0,95
7	72,14	111,24	4	6,38	0,95
6	72,14	111,24	4	6,38	0,95
5	72,14	111,24	4	6,38	0,95
4	121,49	187,35	4	10,74	0,95
3	121,49	187,35	4	10,74	0,95
2	121,49	187,35	4	10,74	0,95
1	121,49	187,35	4	10,74	0,95

Así en la Figura 5.3.11 se observa la histéresis del *BRB* mientras que la Figura 5.3.12 se presenta la histéresis de los arriostramientos internos con elementos *SCBF*. Mientras que en las Tablas 5.3.8 y 5.3.9 se presentan con mayor detalle los valores obtenidos para las fuerzas resultantes en tracción y compresión.

Tabla 5.3.10 Resultados de fuerzas resultantes para sistema *BRB*

	Tracción	Compresión	Fluencia a tracción
Deformación axial	3,28 [cm]	3,22 [cm]	0,65 [cm]
Fuerza alcanzada	171 [tonf]	183 [tonf]	122 [tonf]

Tabla 5.3.11: Resultados de fuerzas resultantes para sistema *SCBF*.

Resistencia máxima a compresión	276 [tonf]
Fluencia a tracción	306 [tonf]
Resistencia máxima a tracción	315 [tonf]

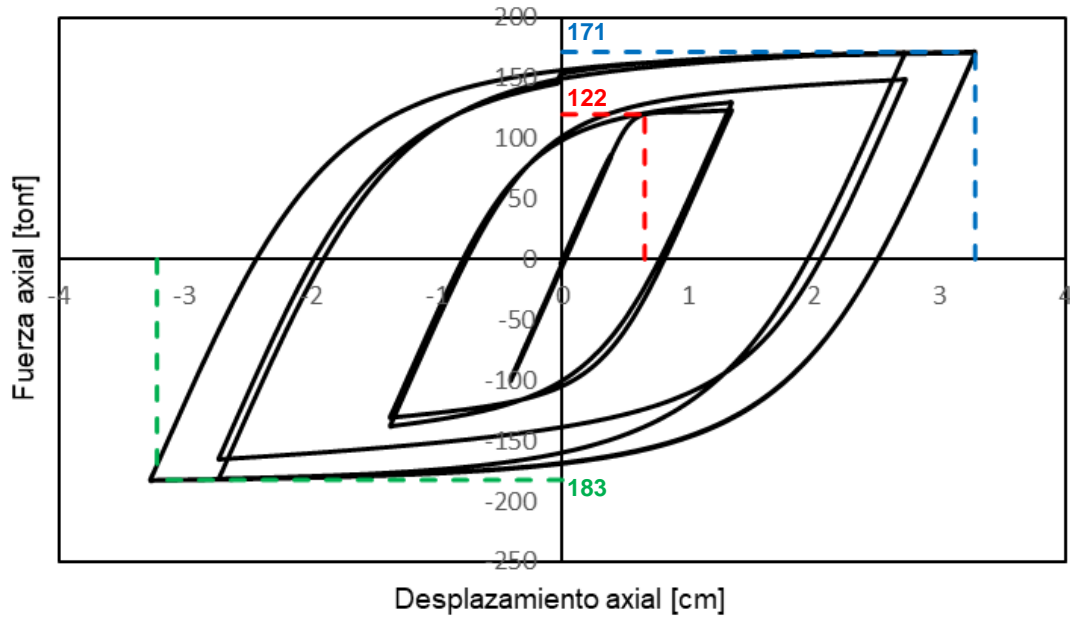


Figura 5.3.11 Histéresis de riostra BRB.

De igual forma que en el caso de la estructura con arriostramientos convencionales los sistemas que se encuentran en el interior al tener las mismas dimensiones su curva de histéresis no varían tanto al igual que valores obtenidos en la Tabla 5.3.9.

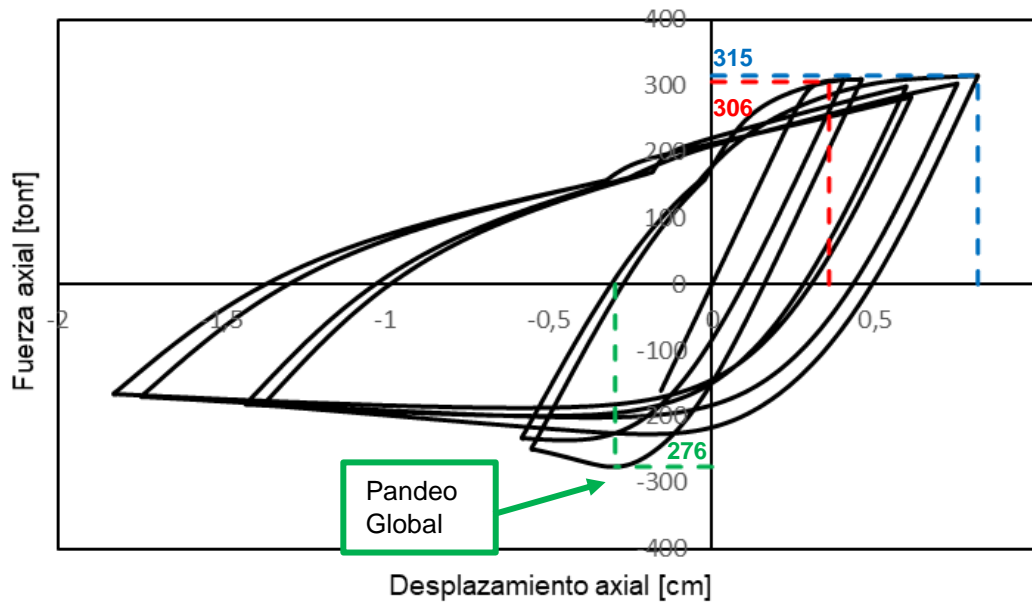


Figura 5.3.12 Histéresis de riostra SCBF.

5.3.2.3. Sistema mixto SC - SCBF.

Con respecto a las estructuras que contienen sistemas autocentrantes y convencional se demuestra mediante la Figura 5.3.13 y 5.3.14 que ambos elementos mantienen respectivamente un comportamiento como se presenta en la literatura. En las Tablas 5.3.10 y 5.3.11 se presentan los resultados para el caso de tracción y compresión.

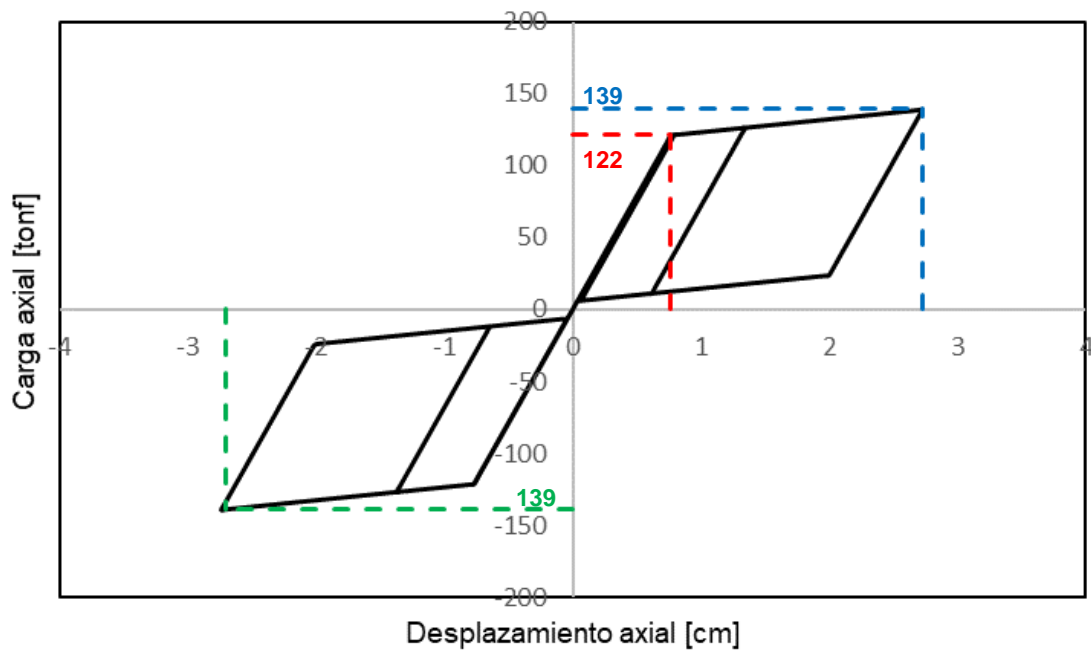


Figura 5.3.13 Histéresis de riostra SC.

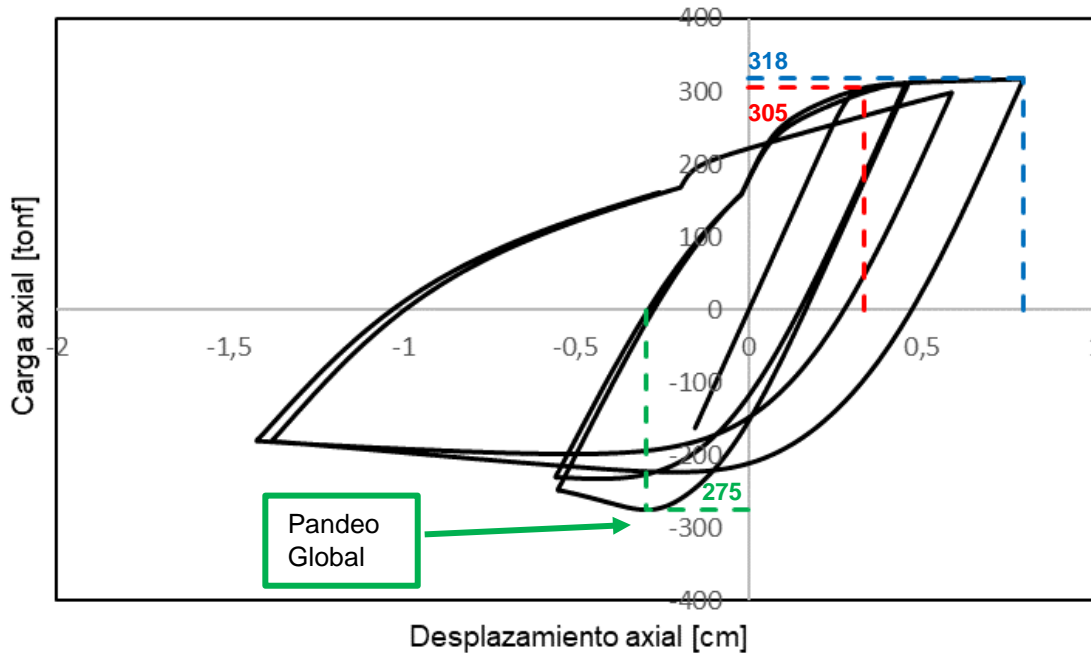


Figura 5.3.14 Histéresis de riostra SCBF.

Tabla 5.3.12 Resultados de fuerzas resultantes para sistema SC

	Tracción	Compresión	Fluencia a tracción
Deformación axial	2,73 [cm]	2,71 [cm]	0,77 [cm]
Fuerza alcanzada	139 [tonf]	139 [tonf]	122 [tonf]

Tabla 5.3.13: Resultados de fuerzas resultantes para sistema SCBF.

Resistencia máxima a compresión	275 [tonf]
Fluencia a tracción	305 [tonf]
Resistencia máxima a tracción	318 [tonf]

A continuación, se presenta la comparación de los resultados obtenidos por este análisis con los del AISC 341-16 los cuales se ilustran en la Tabla 5.3.12, en donde se aprecia que de igual modo que en el caso anterior los elementos BRB y SC no se alcanza su máxima capacidad a tracción ni a compresión debido al sistema mixto en que son empleados debido a la incorporación de elementos SCBF en los arriostramientos internos.

Tabla 5.3.14: Comparación de fuerzas máximas entre norma AISC 341-16 y *OpenSees* para estructura de 8 pisos.

	Análisis	Sistema	Tmax [tonf]	Cmax [tonf]
Estructura de 8 pisos	AISC341-16	<i>SCBF</i>	302	295
		<i>BRB - SC</i>	174	185
		<i>SCBF interna</i>	302	295
	<i>OpenSees</i>	<i>SCBF</i>	311	243
		<i>BRB</i>	171	183
		<i>SC</i>	139	139
		<i>SCBF interna</i>	318	275

En conclusión, este tipo de análisis facilitó la comparación de los elementos con lo que se aprecia en la literatura, observando que la forma de todas las curvas de histéresis es bastante parecida con lo señalado en el Capítulo 2.

5.4. Análisis no lineal estático (*Pushover*).

La práctica y normativa se acepta que las estructuras pueden presentar diferentes niveles de daño lo que requiere de análisis dinámicos paso a paso, como el análisis en el tiempo. Para obviar estos métodos complejos, se ha venido desarrollando procedimientos como el método del empujón (*pushover*) y la evolución del método de los espectros de capacidad, introducido por primera vez por Freeman y Blumen en los años 70 [72]. Es una de las tantas herramientas para el diseño sismorresistente, el cual ha sido incorporado recientemente en el código americano ASCE/SEI 41-06 y en el europeo EC8 (EN 1998-1:2004)

El análisis incremental o *pushover* es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la aproximación estática consiste en aplicar una fuerza lateral a un modelo que tiene en cuenta las no linealidades de una estructura ya diseñada, y en forma progresiva ir aumentando esa carga hasta que se obtenga el desplazamiento objetivo o se alcance el colapso bajo la combinación de las cargas pseudo-laterales [73]. De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza-desplazamiento conocida como curva de capacidad estructural o curva *pushover*, como se muestra en la Figura 5.4.1.

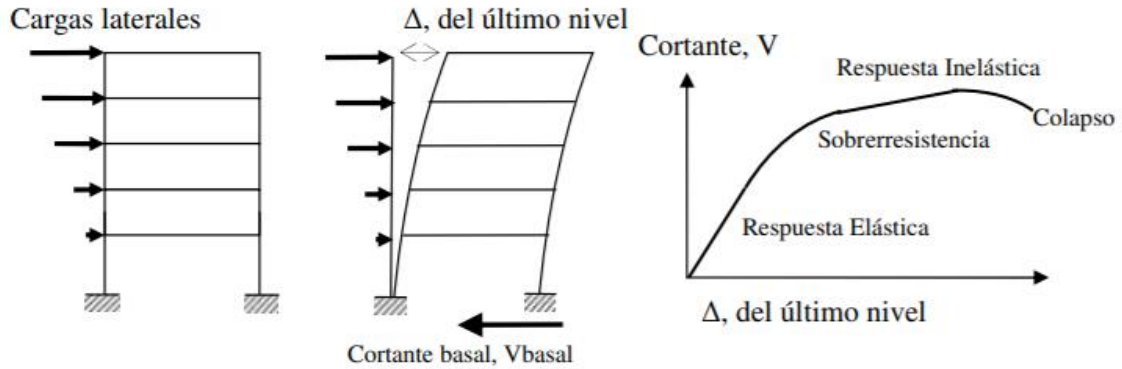


Figura 5.4.1: Secuencia del proceso de análisis *pushover* [73].

Al utilizar dicho método hace que se tenga de una forma más sencilla el comportamiento de la estructura debido a su simplicidad y capacidad gráfica ante cargas horizontales de origen sísmico.

Según el ASCE/SEI 41-06 la carga pseudo-lateral, aplicada en cada piso será determinada por la ecuación 5.4.1.

$$F_x = C_{xv} V \quad \text{Ec. 5.4.1}$$

Siendo

$$C_{xv} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \text{Ec. 5.4.2}$$

En donde

C_{xv} : factor de distribución vertical.

V : fuerza pseudo-lateral.

w_x y w_i : proporción del peso efectivo sísmico total de la estructura localizada o asignada al nivel i o x .

h_x y h_i : altura desde la base al nivel i o x .

k : exponente relativo al periodo de la estructura, en donde $k = 1$ para estructuras con periodo menores o igual a 0,5 segundos; $k = 2$ para estructuras con periodos igual o más a 2,5 segundos y para estructuras con periodos entre 0,5 y 2,5 se debe determinar por interpolación lineal entre 1 y 2, en la Tabla _ se presentan los factores anteriormente mencionados.

Tabla 5.4.1: Valores para factor K.

Periodo [s]	K
0,5	1
$0,5 < T < 2,5$	$0,75 + 0,5T$
2,5	2

A continuación, se presentan los diferentes resultados de curvas fuerza-deformación de las estructuras analizadas media el método *pushover*.

5.4.1. Estructura de 4 pisos.

5.4.1.1. Sistema *SCBF*.

En la Figura 5.4.2 se presenta la respuesta fuerza-deformación de la estructura de 4 pisos con arriostramiento convencionales en las zonas exteriores.

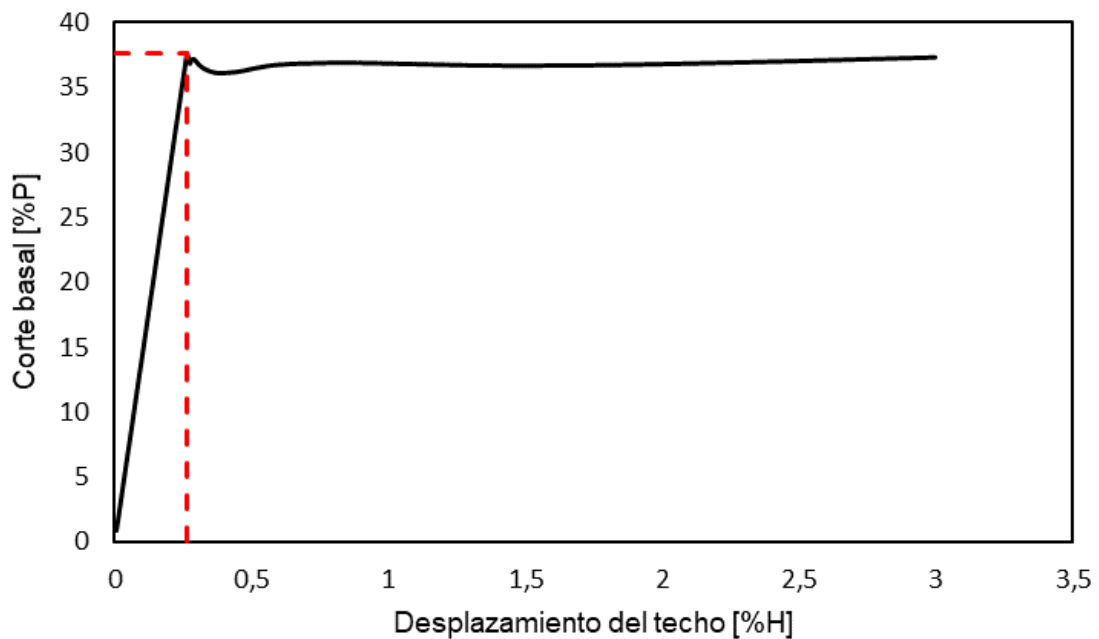


Figura 5.4.2: Análisis pushover para estructura con arriostramientos *SCBF*

Para este tipo de sistemas el modo de falla está influenciado por el pandeo y la fluencia de las riostras, a su vez se puede observar que la rigidez del sistema disminuye debido al pandeo del arriostramiento en compresión del primer piso al alcanzar un desplazamiento de techo del 0,26%. Posteriormente el sistema converge a un corte basal cercano al 40% del peso sísmico a un *drift* del 6%.

5.4.1.2. Sistema mixto *BRB* – *SCBF*.

En la Figura 5.4.3 se presenta la respuesta fuerza-deformación de la estructura de 4 pisos con arriostramiento *BRB* en las zonas exteriores y arriostramientos convencionales en su interior.

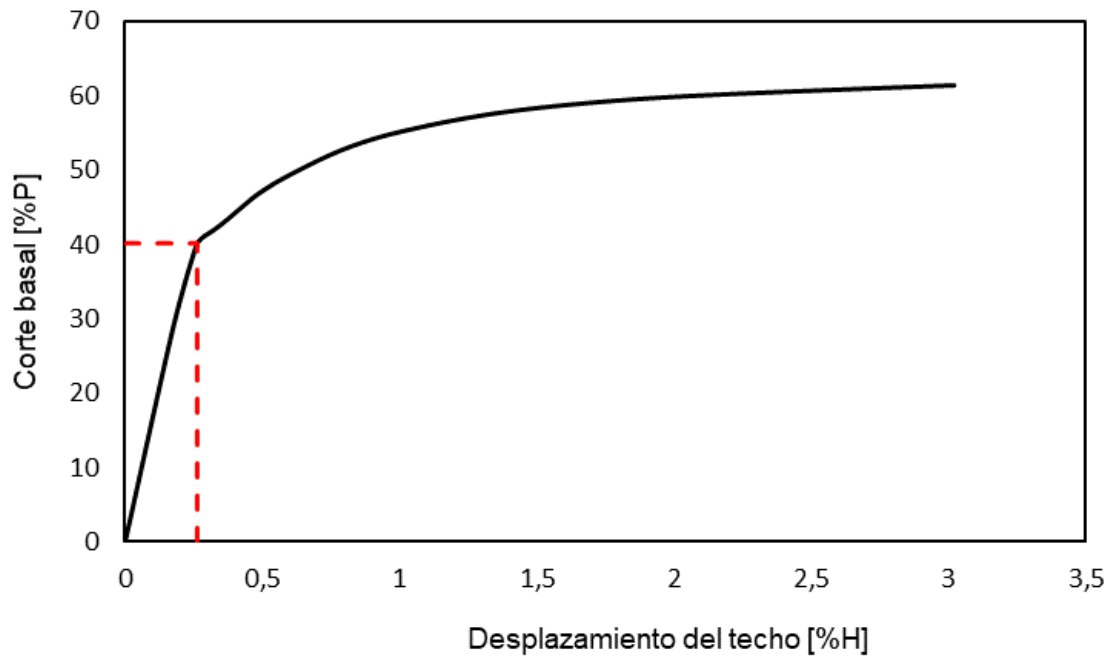


Figura 5.4.3: Análisis pushover para estructura con arriostramientos mixto *BRB* – *SCBF*.

Se puede observar un notorio cambio en el comportamiento de una estructura compuesta totalmente de arriostramientos convencionales debido a la incorporación de los elementos *BRB*. Además, se tiene que el primer punto de no linealidad está asociado a la falla, la cual, como se dijo con anterioridad, se encuentra influenciado por el pandeo y la fluencia de las riostras *SCBF* colocadas en el interior de la estructura siendo cercano al 41% del peso sísmico, mientras que la rigidez disminuye debido al pandeo de dicha riostra alcanzada a un desplazamiento del techo del 0.26%.

Más adelante se observa como el sistema mantiene un cambio de rigidez hasta un corte basal del 62% del peso sísmico a un *drift* del 3%.

5.4.1.3. Sistema mixto SC – SCBF.

En la Figura 5.4.4 se presenta la respuesta fuerza-deformación de la estructura de 4 pisos con arriostramiento SC en las zonas exteriores y arriostramientos convencionales en su interior.

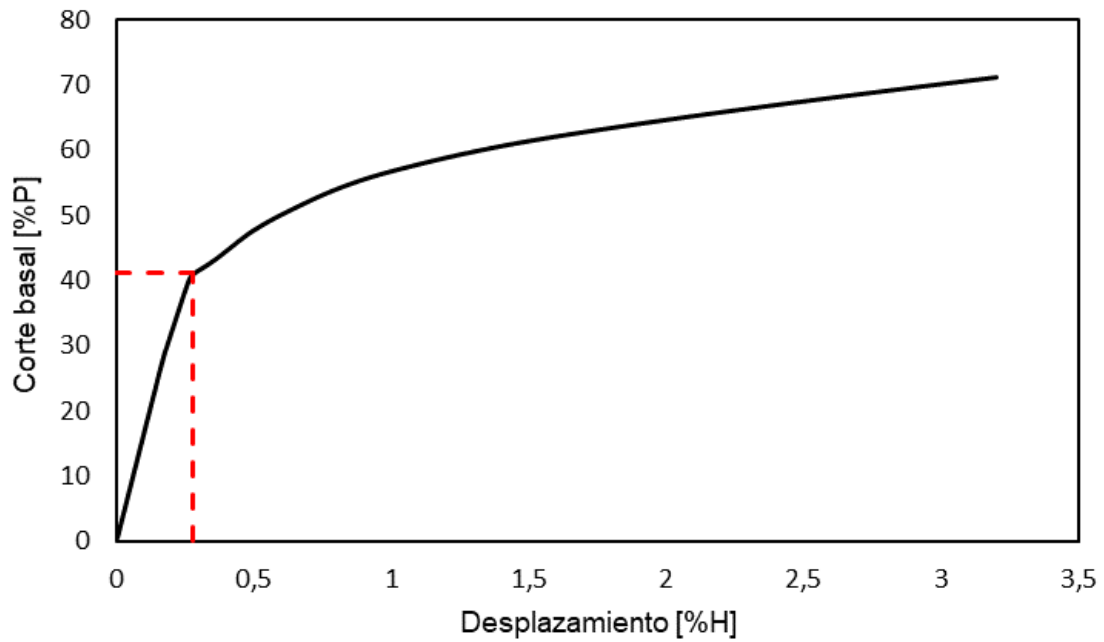


Figura 5.4.4: Análisis pushover para estructura con arriostramientos mixto SC – SCBF.

Para el caso con los elementos SC, al tener una rigidez inicial similar al de los *BRB*, el punto de fluencia también es de un 41% del peso sísmico con un *drift* similar del orden del 0,28%. Luego del primer punto de fluencia, el corte basal aumenta hasta a un 70% del peso sísmico con un *drift* del 3,5%.

5.4.2. Estructura de 8 pisos.

5.4.2.1. Sistema SCBF.

En la Figura 5.4.5 se presenta la respuesta fuerza-deformación de la estructura de 8 pisos con arriostramiento convencionales en las zonas exteriores e interiores.

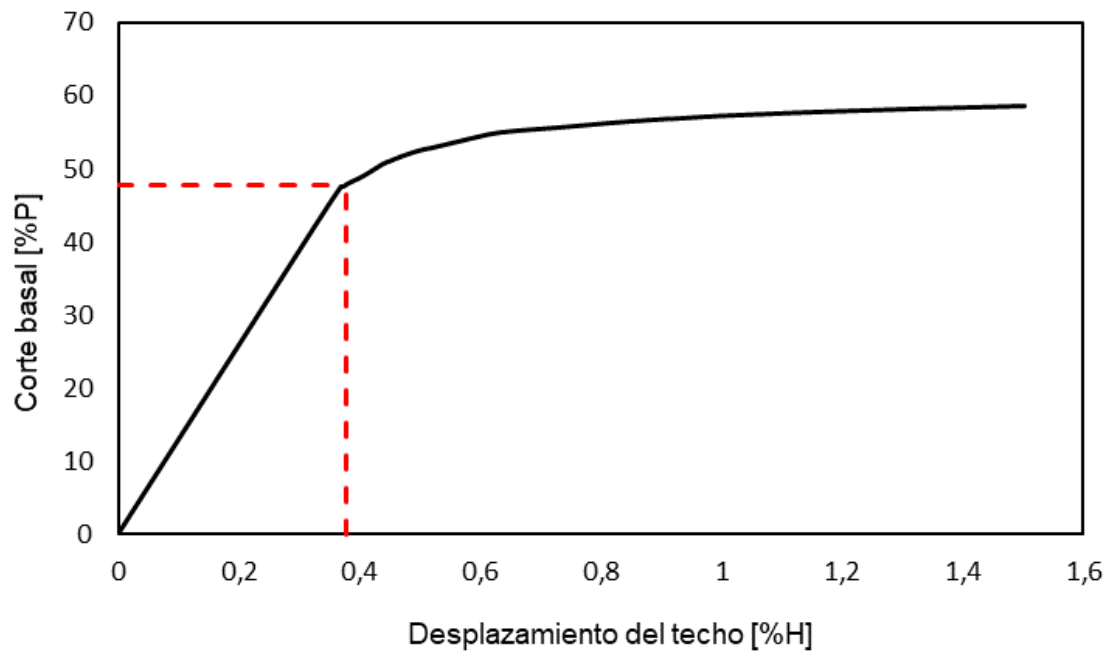


Figura 5.4.5: Análisis pushover para estructura con arriostramientos SCBF

Para este caso se observa que la degradación de la rigidez ocurre a un corte basal del 47,7% de peso sísmico y un *drift* del 0,37%, teniendo en cuenta que para esta estructura se encuentra un eje adicional de arriostramientos convencionales para controlar el *drift*, siendo una de las riostras internas la cual produce el pandeo a compresión y ese notorio cambio en la curva.

5.4.2.2. Sistema mixto *BRB* – *SCBF*.

En la Figura 5.4.6 se presenta la respuesta fuerza-deformación de la estructura de 8 pisos con arriostramiento *BRB* en las zonas exteriores y arriostramientos convencionales en su interior.

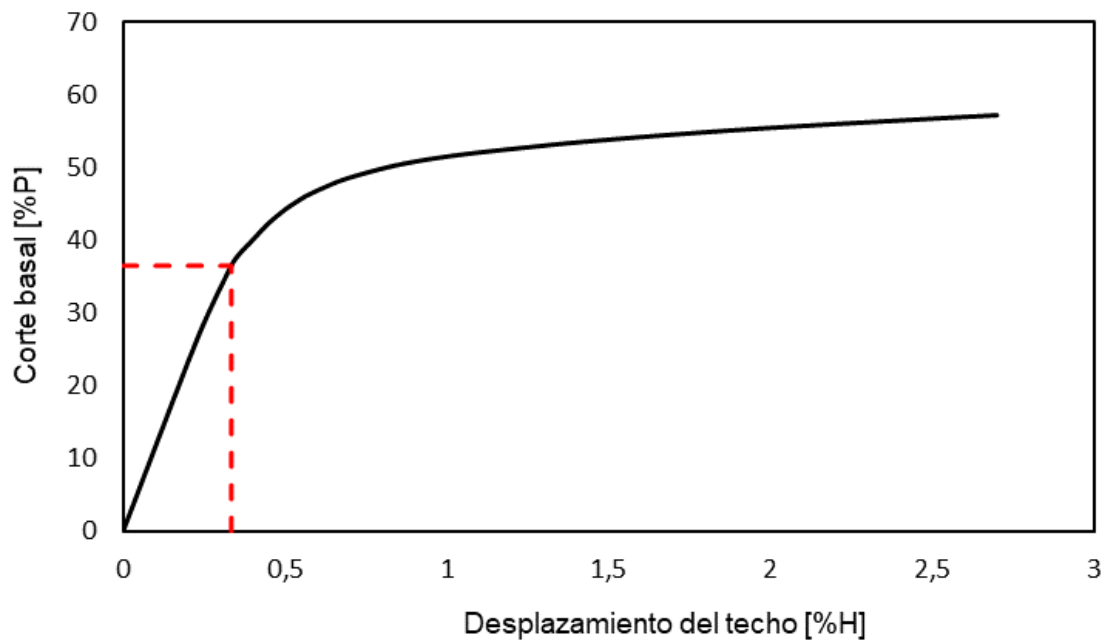


Figura 5.4.6: Análisis pushover para estructura con arriostramientos mixto *BRB* – *SCBF*.

Se contempla el cambio de la rigidez en el punto de fluencia cerca de un corte basal del 36,5% del peso sísmico, luego de pasar dicho punto el corte basal aumenta no linealmente hasta aproximadamente del 60% del peso sísmico y un *drift* del 2,6%.

5.4.2.3. Sistema mixto SC – SCBF.

En la Figura 5.4.7 se presenta la respuesta fuerza-deformación de la estructura de 8 pisos con arriostramiento SC en las zonas exteriores y arriostramientos convencionales en su interior.

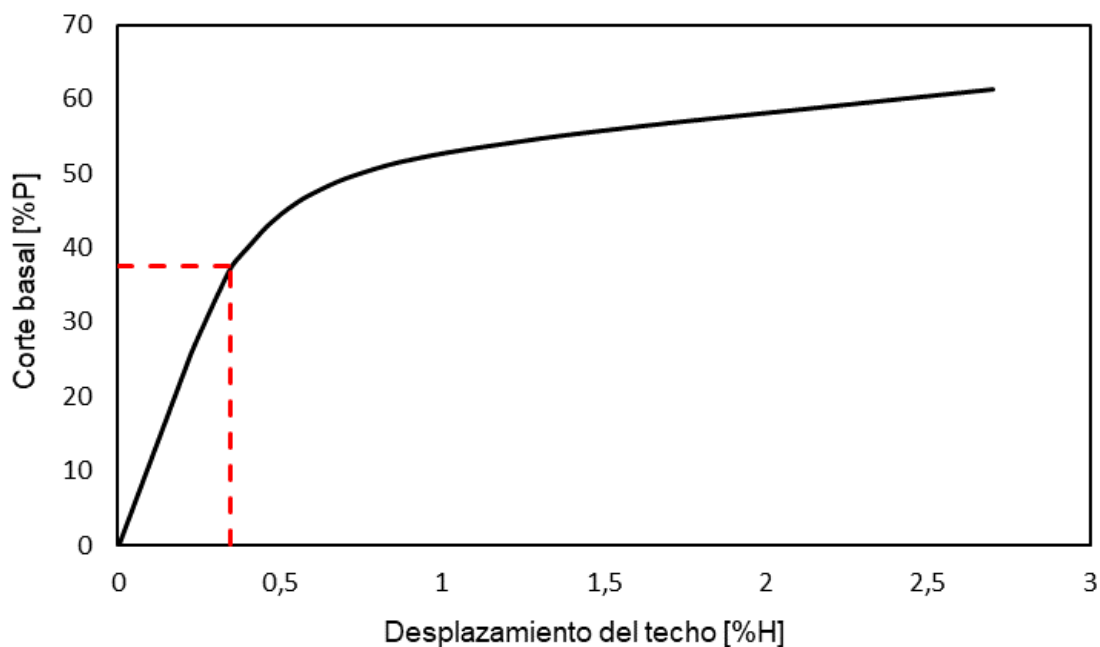


Figura 5.4.7: Análisis pushover para estructura con arriostramientos mixto SC – SCBF.

Recordando de que los elementos SC poseen una rigidez inicial similar a los BRB, se confirma que el punto de fluencia ocurre cerca de un corte basal del 37,5% del peso sísmico, el cual luego de pasar dicho punto aumenta considerablemente hasta un 60% del peso sísmico.

En conclusión, se puede apreciar que para un sistema SCBF la incorporación de elementos disipadores puede ayudar bastante en controlar el desplazamiento del techo, aun así, el diseño que predomina es los sistemas mixto SC – SCBF debido a que soporta una mayor cantidad de corte en la base en relación con los sistemas BRB – SCBF para un mismo desplazamiento del techo.

5.5. Análisis tiempo-historia.

Para realizar el análisis dinámico no lineal se utilizaron tres registros sísmicos que ocurrieron en diferentes sectores de Chile durante el terremoto del 27 de febrero del 2010. La ubicación de los registros escogidos es para simular que las estructuras analizadas se encuentren en el mismo tipo de suelo, siendo este un tipo D. Estos registros pertenecen a las ciudades de:

- Constitución.
- Concepción.
- Viña del Mar (Centro).

En las figuras 5.5.1, 5.5.2 y 5.5.3 se grafican las historias de aceleraciones de los registros, respectivamente.

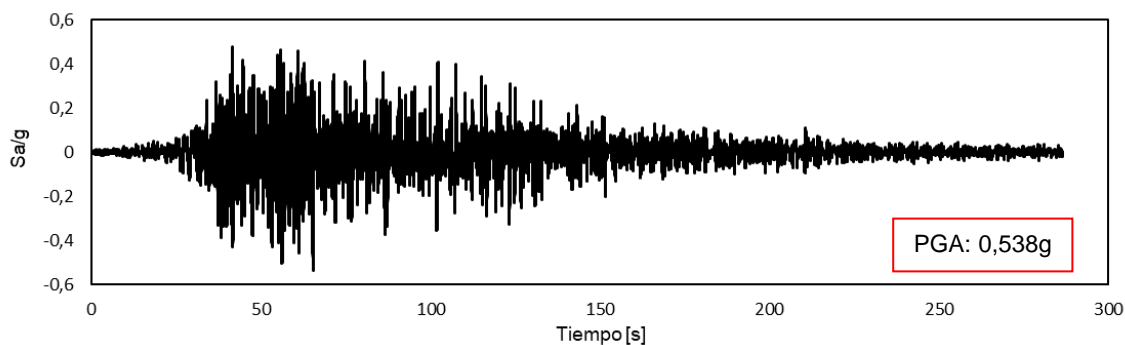


Figura 5.5.1: Registro de Constitución, Componente Longitudinal

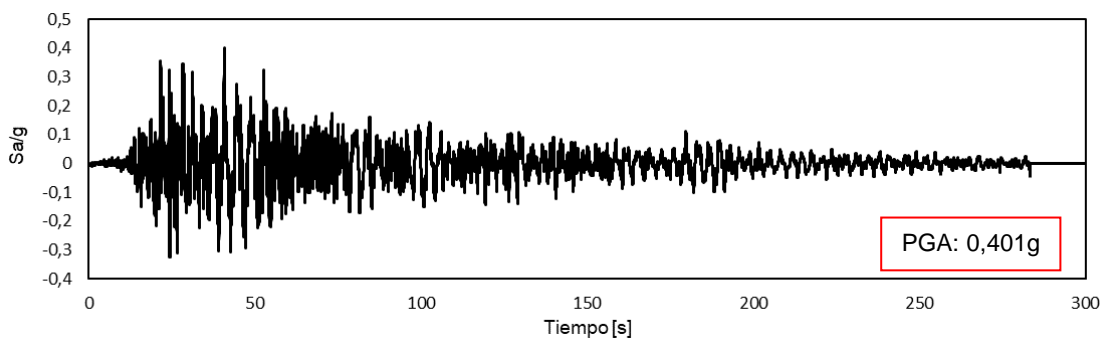


Figura 5.5.2: Registro de Concepción, Componente Longitudinal

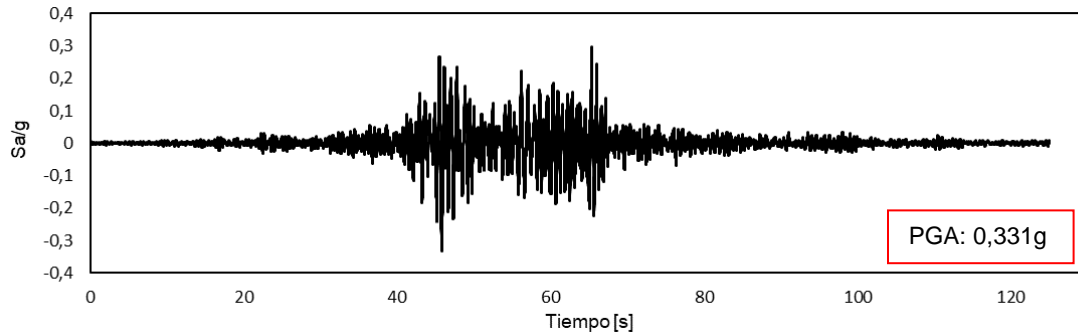


Figura 5.5.3: Registro de Viña del Mar (Centro), Componente Este-Oeste

5.5.1. Amortiguamiento.

Al incorporar el amortiguamiento en los diferentes elementos se utilizó el método de *Rayleigh*, el cual plantea una matriz de amortiguamiento como una combinación lineal entre la matriz de masa y rigidez, tal como se muestra en la ecuación 5.5.1.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \text{Ec. 5.5.1}$$

En donde:

[C]: Matriz de amortiguamiento.

[M]: Matriz de masa.

[K]: Matriz de rigidez.

α : coeficiente de proporcionalidad de la masa.

β : coeficiente de proporcionalidad de la rigidez.

Se debe mencionar que para ambos coeficientes se pueden obtener mediante la frecuencia de los dos primeros modos de vibrar, mediante las ecuaciones 5.5.2. para el coeficiente α y 5.5.3 para el coeficiente β .

$$\alpha = 2\xi \frac{w_1 w_2}{w_1 + w_2} \quad \text{Ec. 5.5.2}$$

$$\beta = \frac{2\xi}{w_1 + w_2} \quad \text{Ec. 5.5.3}$$

Siendo:

ξ : Razón de amortiguamiento crítico que para este caso se utilizará del 2%, valor utilizado normalmente en edificios de acero [74].

w_1 : Frecuencia del primer modo de vibrar.
 w_2 : Frecuencia del segundo modo de vibrar.

5.5.2. Histéresis de los arriostramientos.

5.5.2.1. Estructura de 4 pisos.

Para la presentación de la histéresis del arriostramiento proveniente de los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar se tomó en consideración la riostra señalada en la Figura 5.5.4 correspondiente al sistema SCBF, mientras que para las estructuras con sistemas mixtos al poseer dos ejes de arriostramientos con diferentes propiedades se optó por comprender el comportamiento tanto de la riostra externa igual que en el caso anterior, agregando además la riostra interna como se muestra en la Figura 5.5.5.

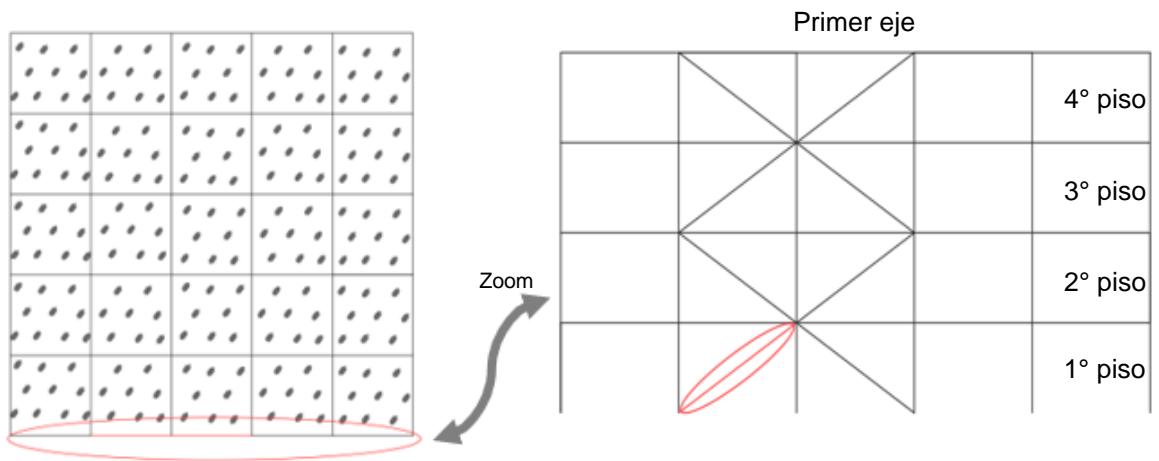


Figura 5.5.4: Arriostramiento analizado, primer eje.

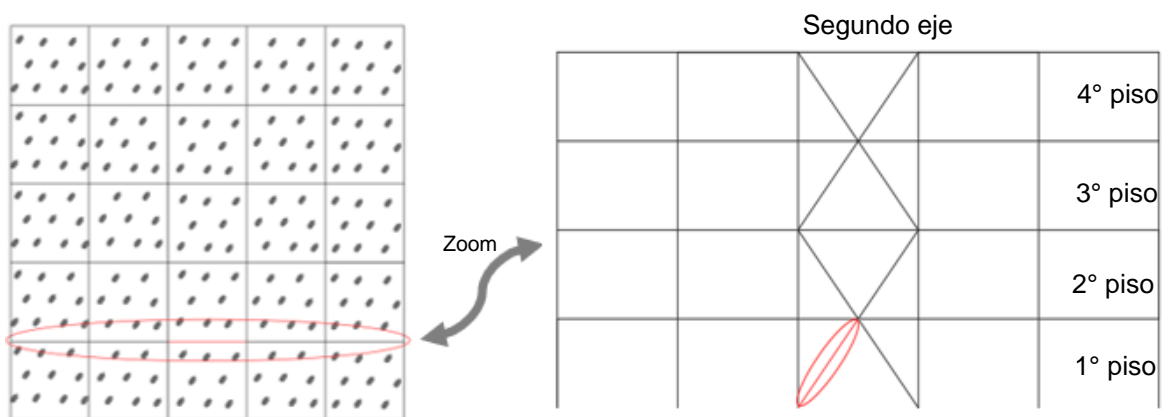


Figura 5.5.5: Arriostramiento analizado, segundo eje.

En la Figura 5.5.6, 5.5.7 y 5.5.8 se presentan las histéresis para la estructura compuesta solamente con sistema *SCBF* para los diferentes registros sísmicos. Se observa que en el caso de Constitución se muestra un comportamiento similar a la obtenida por el análisis cíclico cuasi-estático, con la única diferencia de que se observa la falla y rotura de ésta, tal como se presenta en la Figura 5.5.6. En el caso de Concepción, la riostra alcanza el valor máximo de compresión, 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. Mientras que en 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 puede deber a la lejanía del sector (Viña del Mar) con respecto al epicentro del terremoto.

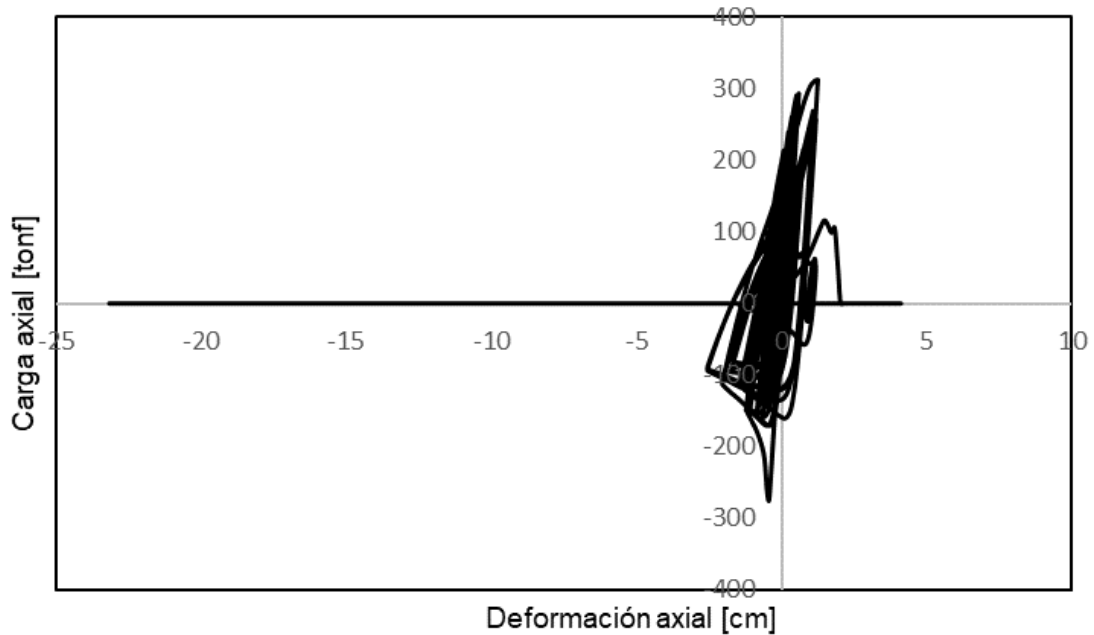


Figura 5.5.6: Histéresis riostra *SCBF* para registro de Constitución, edificio 4 pisos.

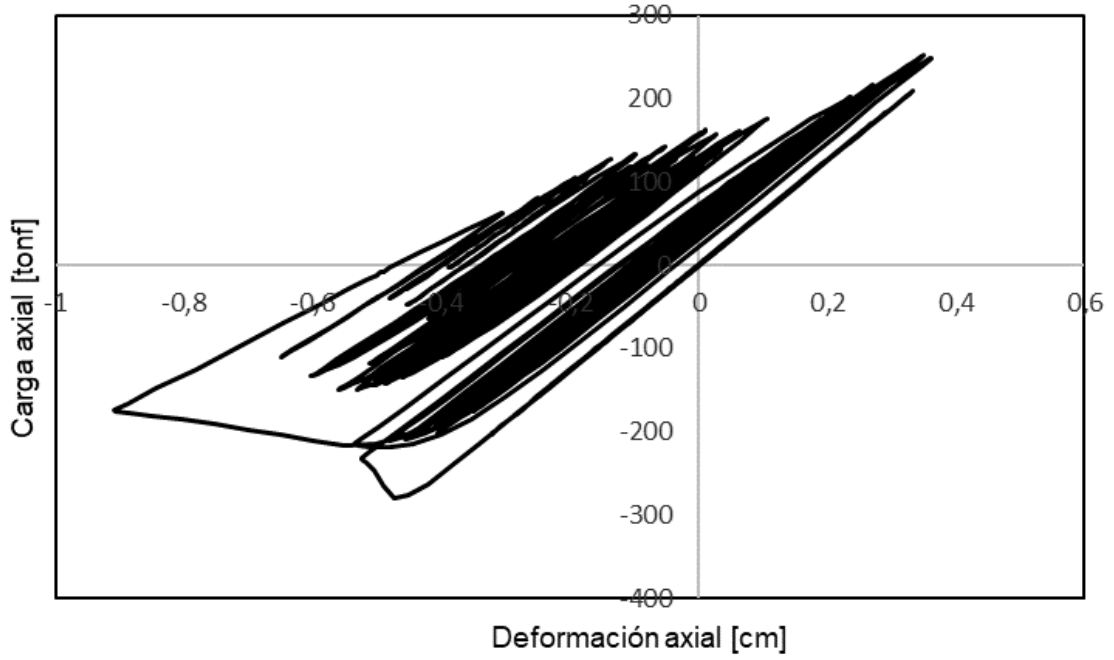


Figura 5.5.7: Histéresis riostra SCBF para registro de Concepción, edificio 4 pisos.

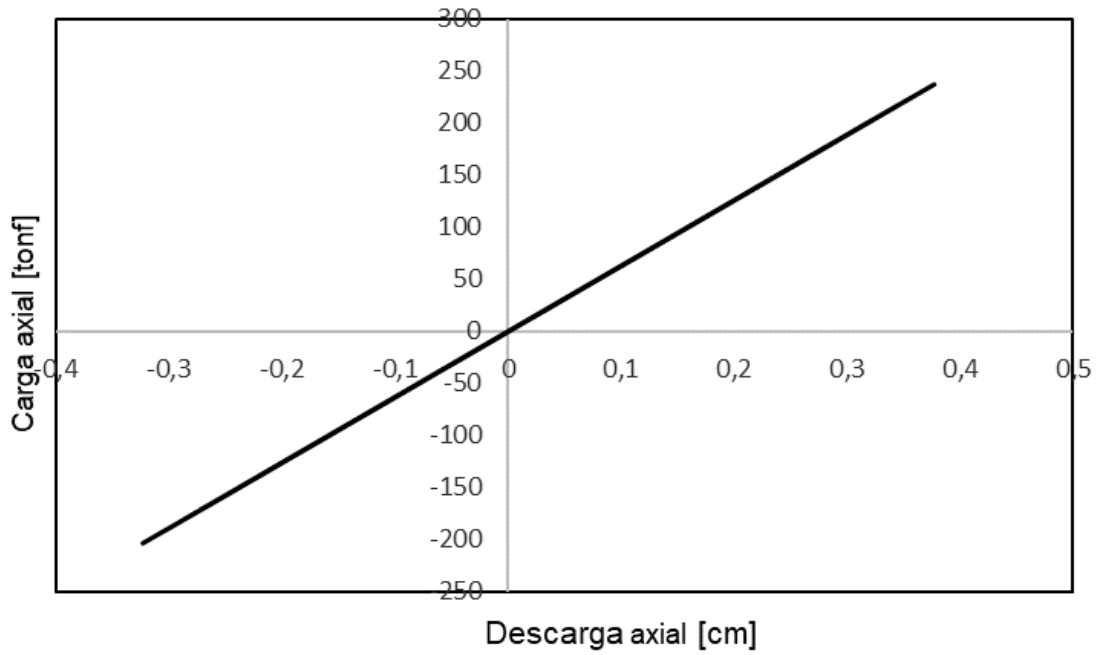


Figura 5.5.8: Histéresis riostra SCBF para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.

Para el sistema mixto *BRB* – *SCBF* en las Figuras 5.5.9, 5.5.10 y 5.5.11 se presentan las histéresis de los elementos *BRB* para los sismos de Constitución, Concepción y Viña del Mar. 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. 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.

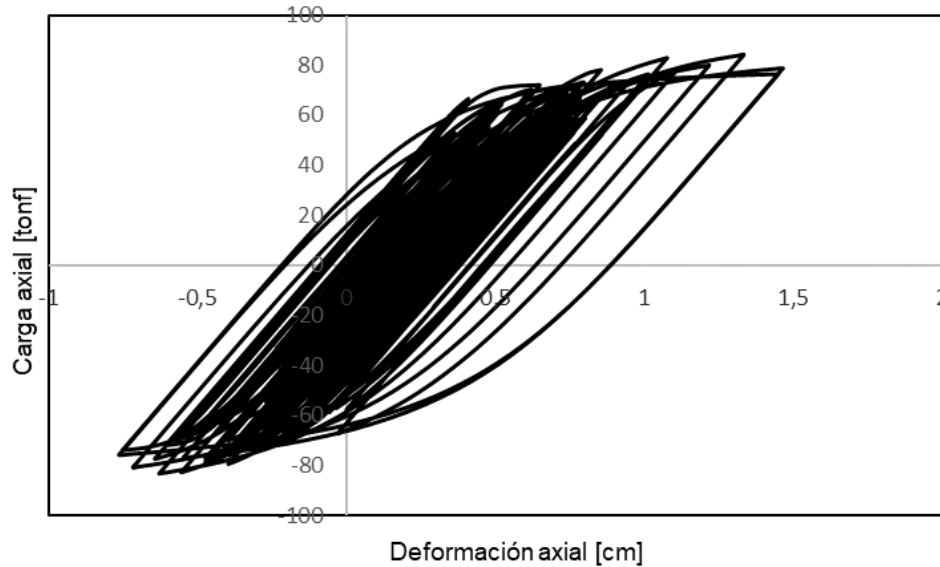


Figura 5.5.9: Histéresis riostra *BRB* para registro de Constitución, edificio 4 pisos.

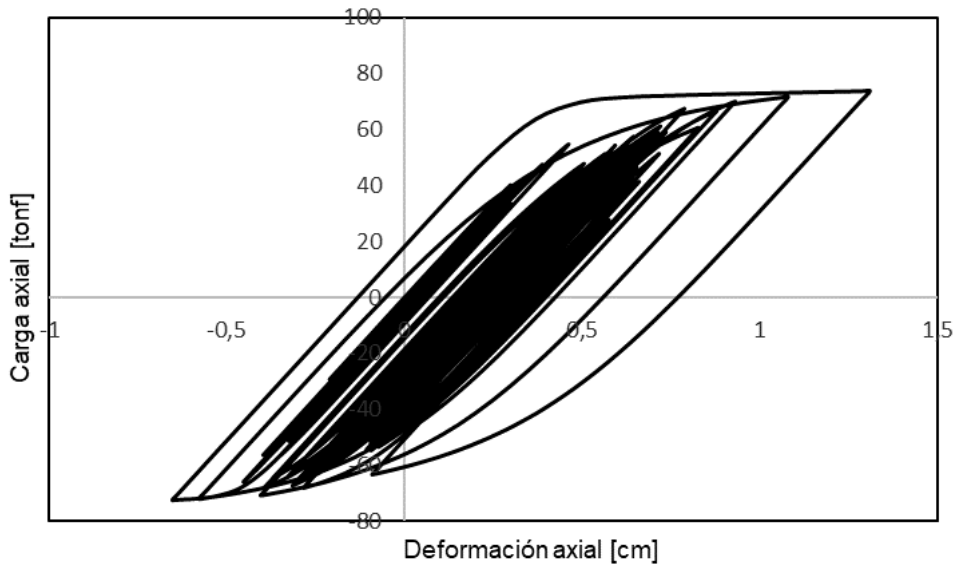


Figura 5.5.10: Histéresis riostra *BRB* para registro de Concepción, edificio 4 pisos.

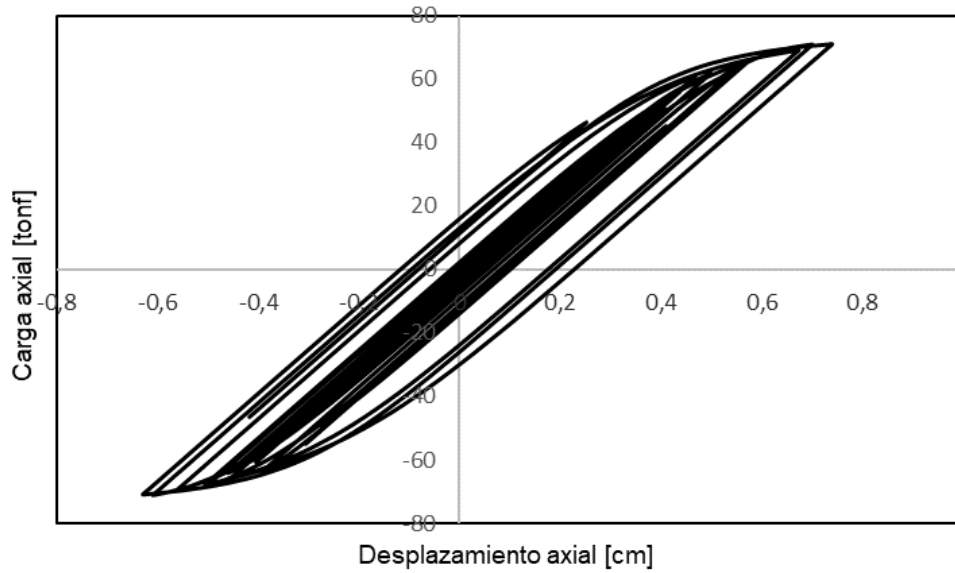


Figura 5.5.11: Histéresis riostra *BRB* para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.

Mientras que en las Figuras 5.5.12, 5.5.13 y 5.5.14 las histéresis de las riostras *SCBF* ubicadas en el interior. Se logra observar que para los registros de Constitución y Concepción los elementos sobrepasan la fluencia consiguiendo una deformación remanente, caso contrario para el registro de Viña del Mar en donde permanece dentro del rango elástico con deformaciones cercanas de 0,3 [cm].

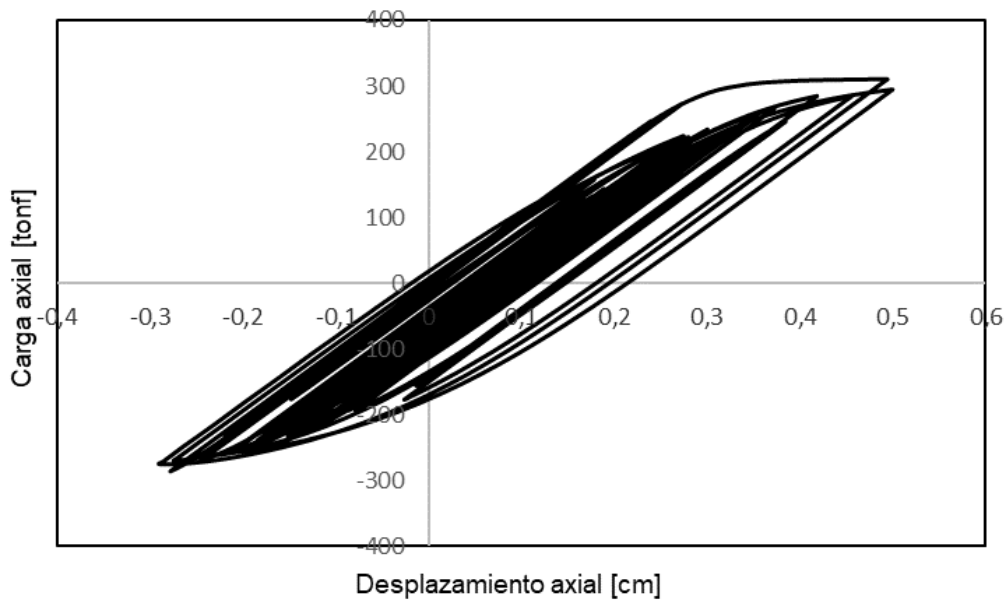


Figura 5.5.12: Histéresis riostra *SCBF* para registro de Constitución, edificio 4 pisos.

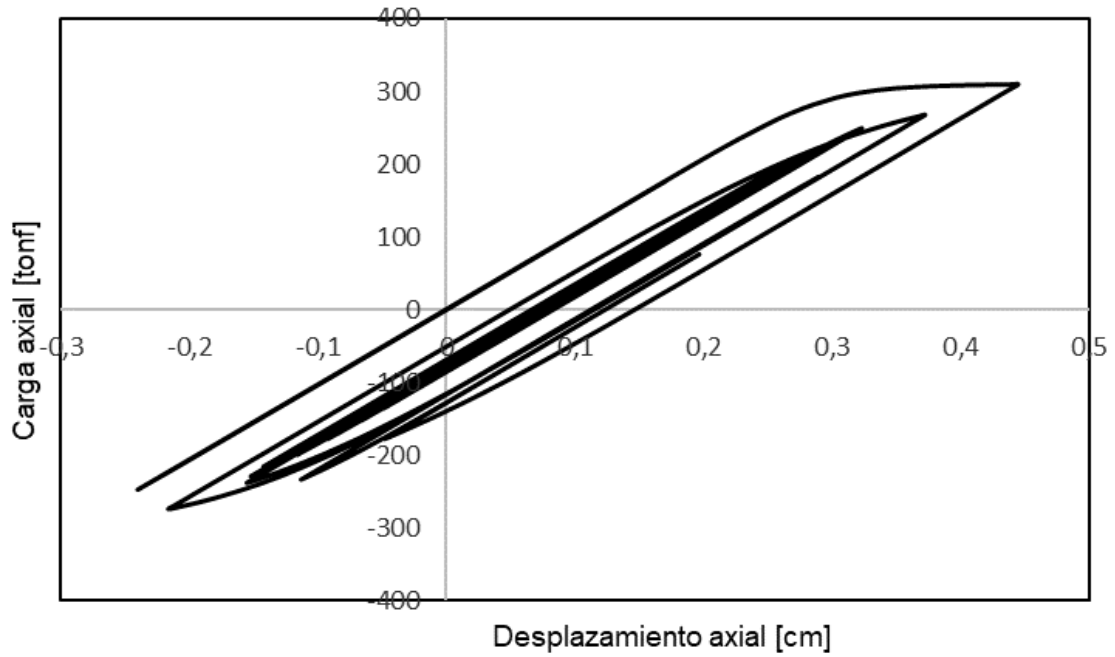


Figura 5.5.13: Histéresis ristra SCBF para registro de Concepción, edificio 4 pisos.

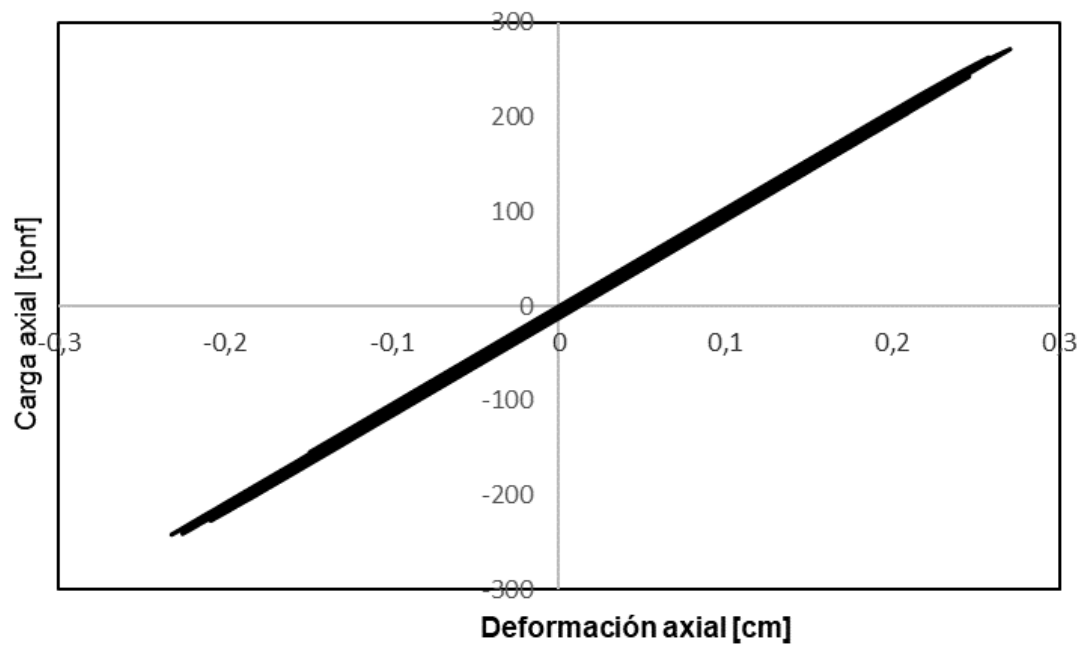


Figura 5.5.14: Histéresis ristra SCBF para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.

Por último, en las Figuras 5.5.15, 5.5.16 y 5.5.17 se presentan las histéresis de los elementos SC para la estructura diseñada con un sistema mixto de SC – SCBF. En donde se observa el 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. Se observa que para el registro de Viña del Mar el elemento se encuentra en todo momento en su rango lineal sin que éste se active debido a la baja demanda del sismo.

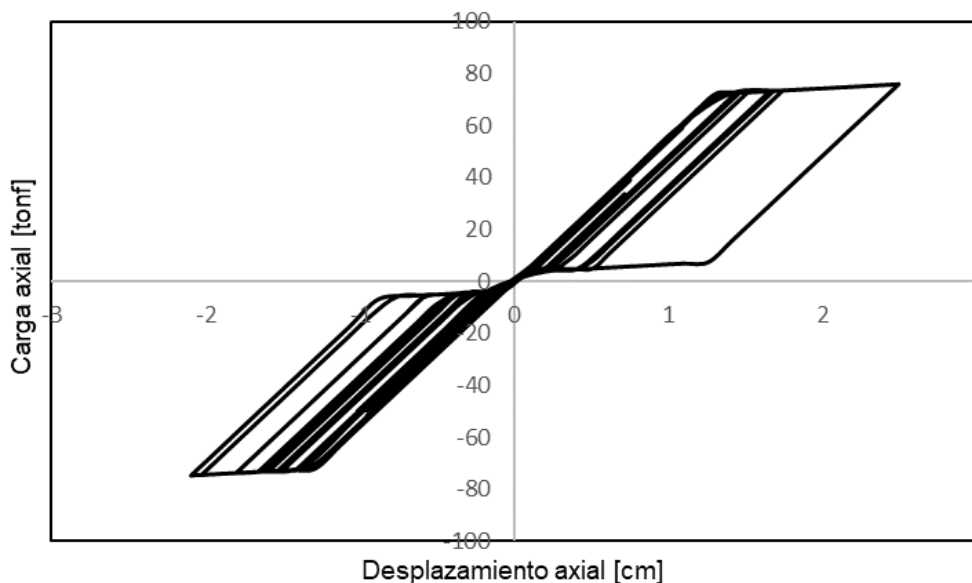


Figura 5.5.15: Histéresis riostra SC para registro de Constitución, edificio 4 pisos.

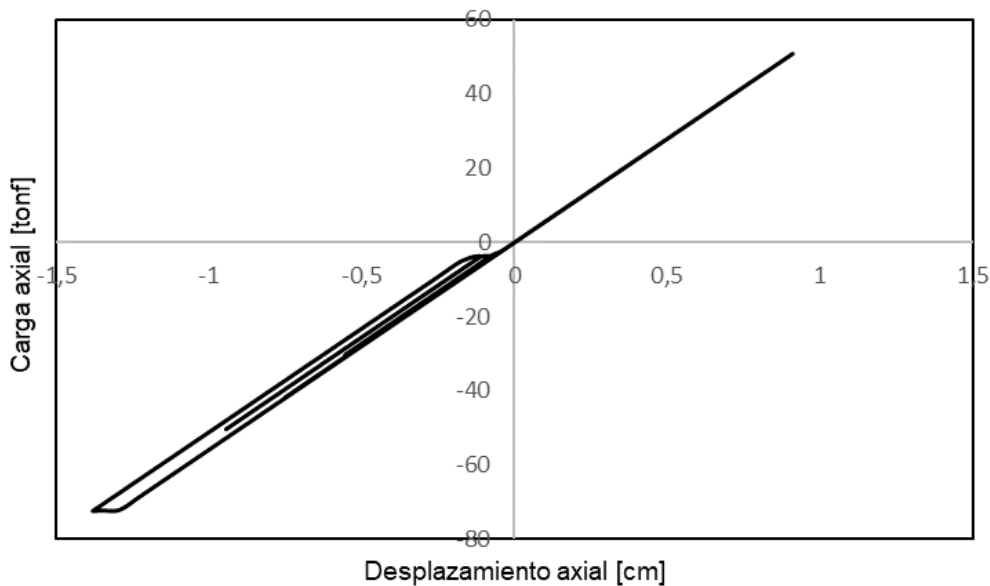


Figura 5.5.16: Histéresis riostra SC para registro de Cocepción, edificio 4 pisos.

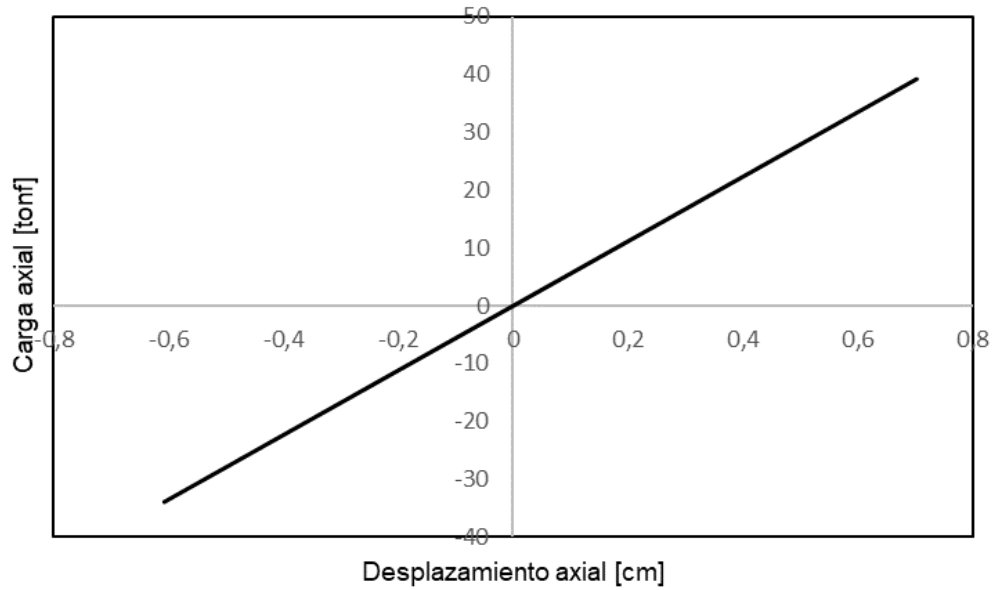


Figura 5.5.17: Histéresis ríostra SC para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.

Mientras que en las Figuras 5.5.18, 5.5.19 y 5.5.20 se presentan la histéresis del elemento SCBF del arriostramiento interno, en que igual que en el caso del sistema BRB – SCBF para los registros de Constitución y Concepción los elementos sobrepasan la fluencia consiguiendo una deformación remanente, caso contrario para el registro de Viña del Mar en donde permanece dentro del rango elástico con deformaciones cercanas de 0.3 [cm].

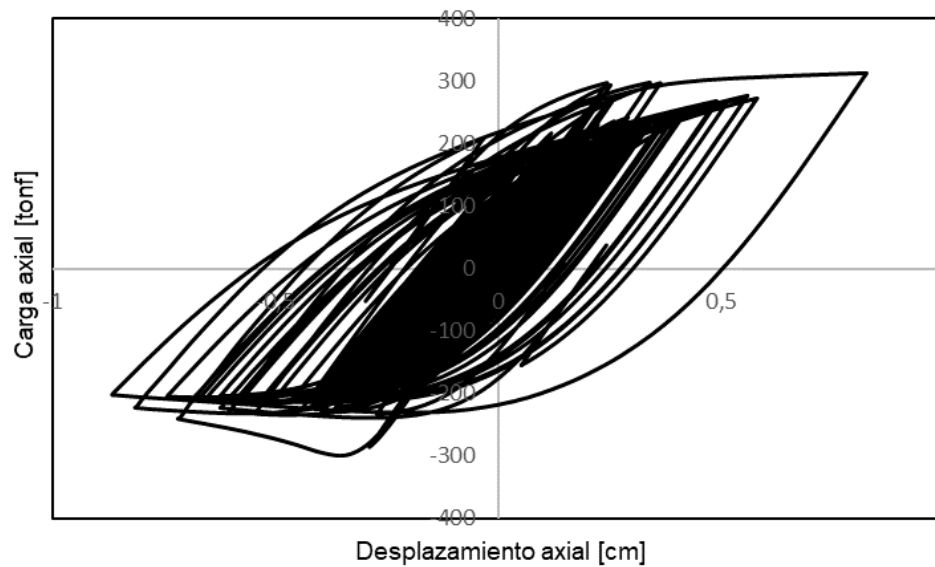


Figura 5.5.18: Histéresis ríostra SCBF para registro de Constitución, edificio 4 pisos.

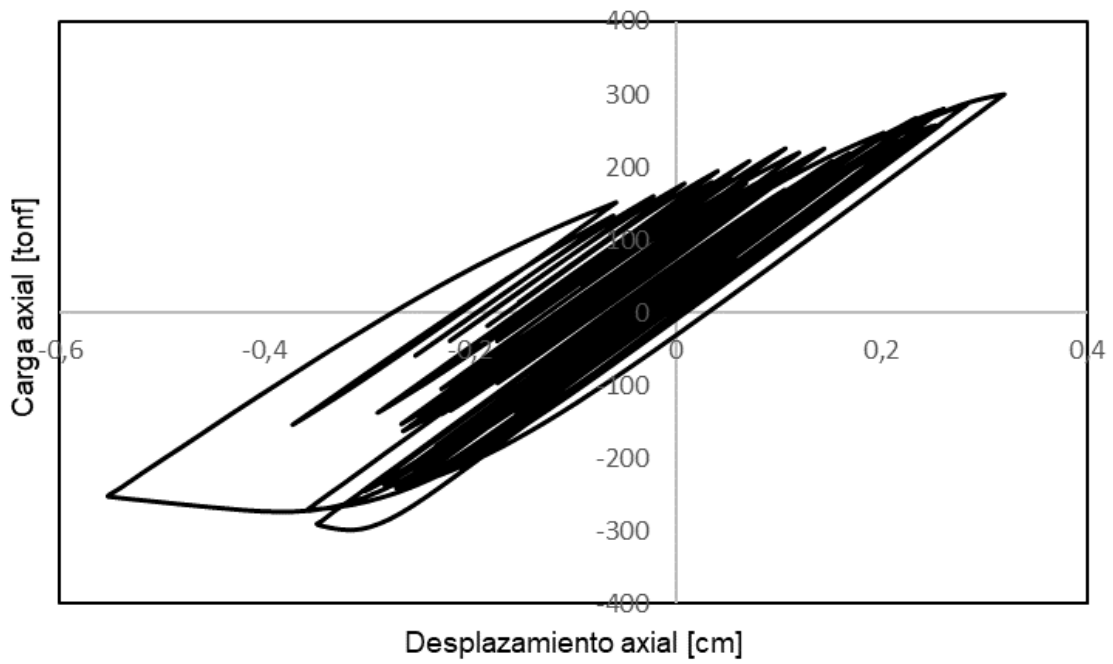


Figura 5.5.19: Histéresis riostra SCBF para registro de Concepción, edificio 4 pisos.

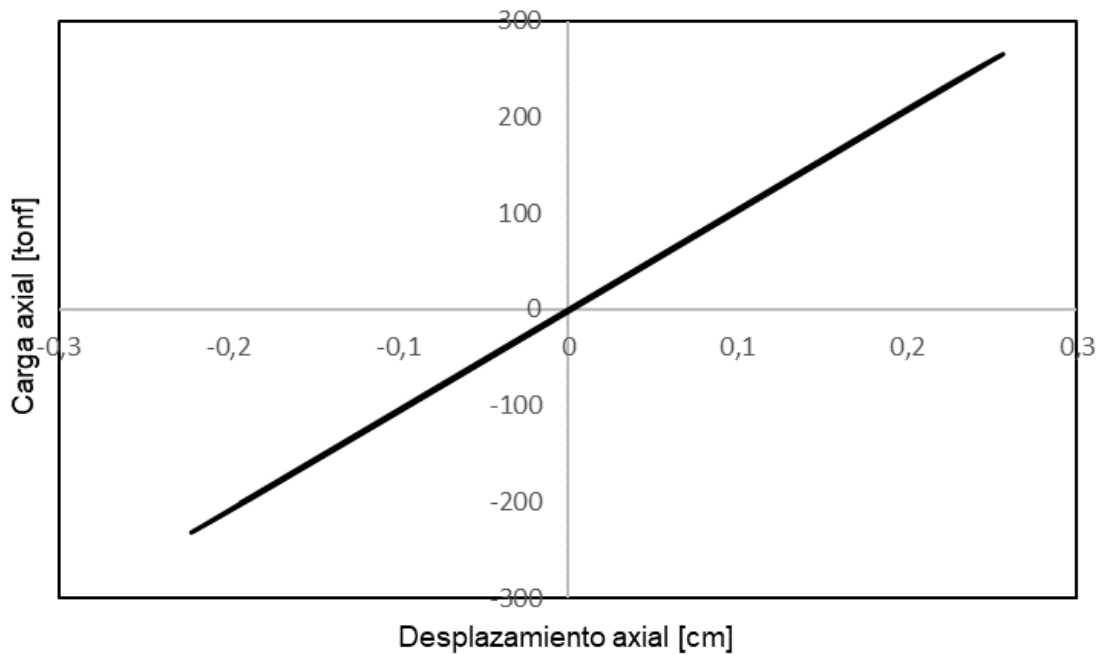


Figura 5.5.20: Histéresis riostra SCBF para registro de Viña del Mar, edificio 4 pisos.

6.1.1.1. Estructura de 8 pisos.

Para la presentación de la histéresis del arriostramiento para una estructura de 8 pisos proveniente de los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar se tomó en consideración la riostra señalada en la Figura 5.5.21 correspondiente al arriostramiento SCBF, BRB y SC de cada diseño descrito, mientras que para el eje interior formado por arriostramientos SCBF para cada sistema se analizó el elemento señalado en la Figura 5.5.22.

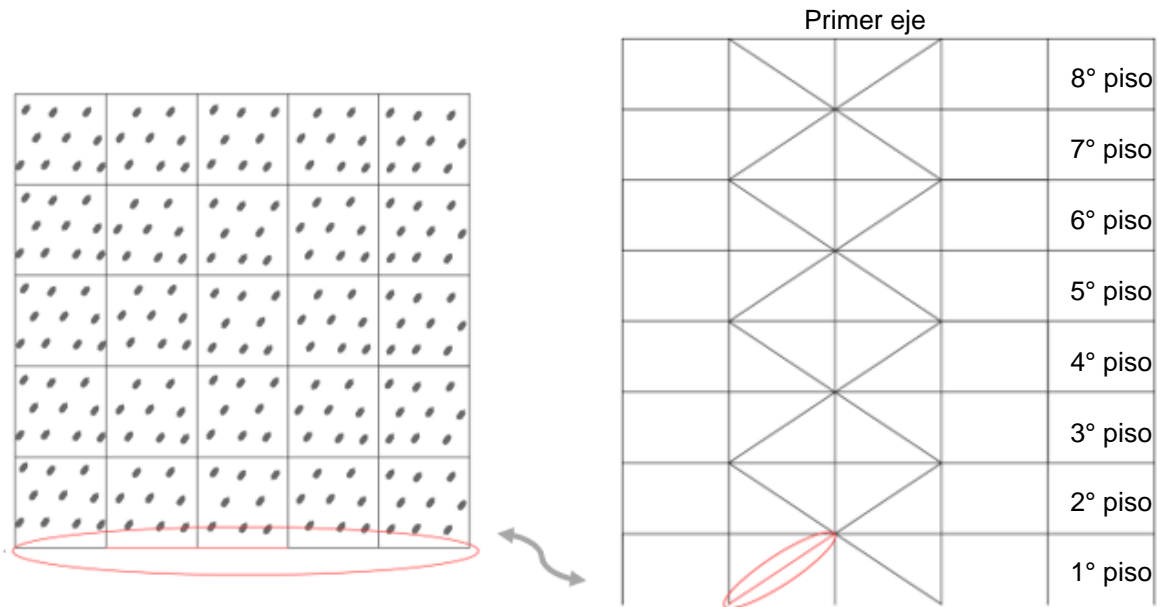


Figura 5.5.21: Arriostramiento analizado, primer eje

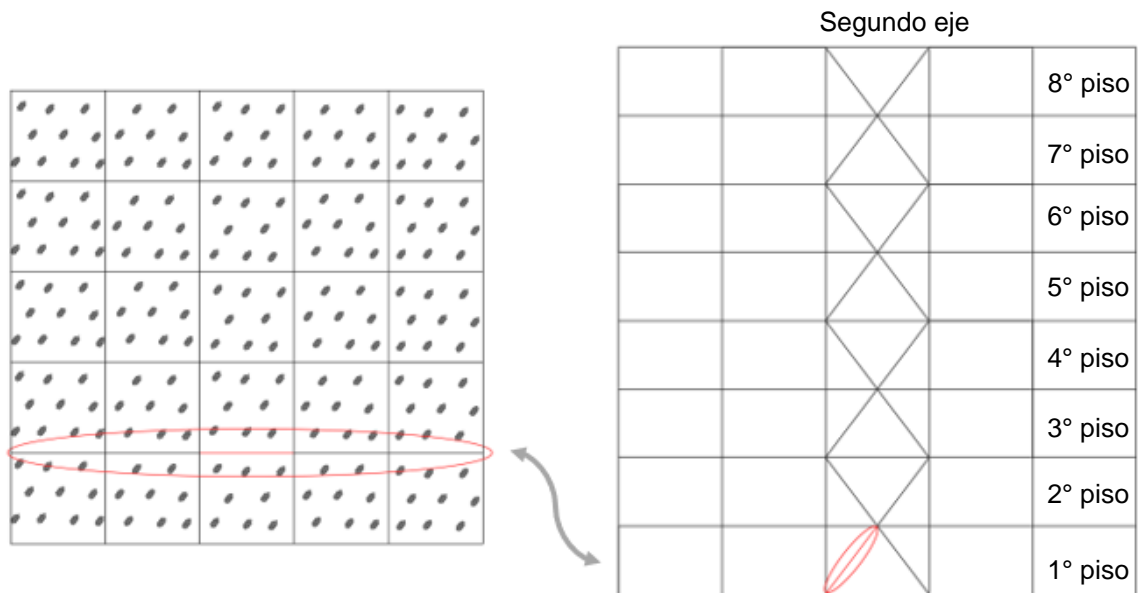


Figura 5.5.22: Arriostramiento analizado, segundo eje

En las Figuras 5.5.23, 5.5.24 y 5.5.25 se presentan las histéresis del arriostramiento convencional externo para cada registro asociado al primer piso, en donde se observa que para el registro de Constitución el arriostramiento tiene un comportamiento similar al análisis cuasi-estático, obteniendo su punto de fluencia y pos-pandeo. Mientras tanto para el registro sísmico de Viña del Mar se observa que la riostra incursa solamente el rango lineal.

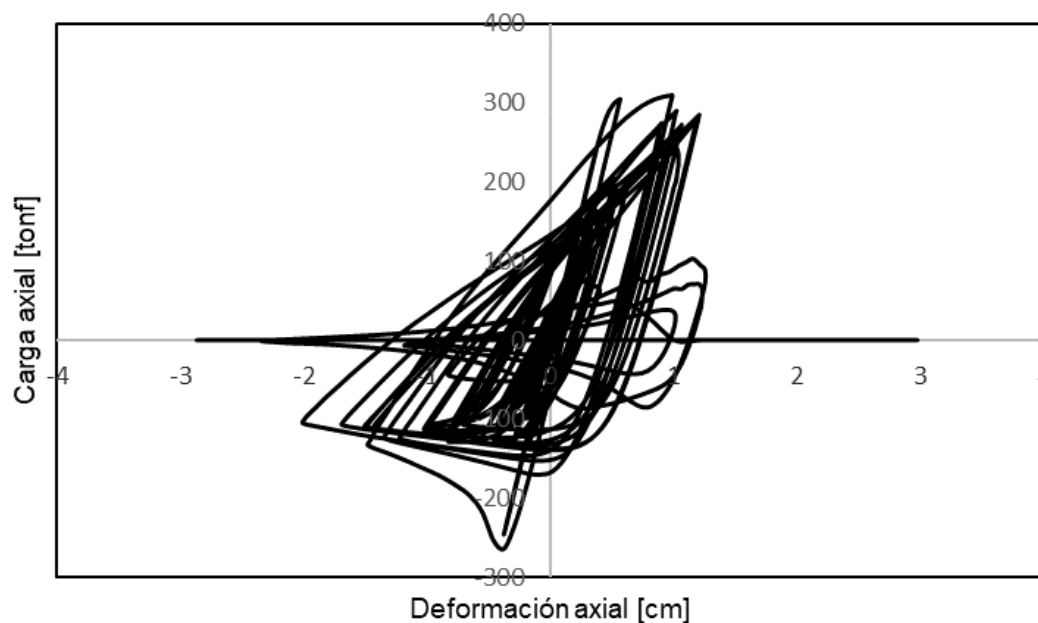


Figura 5.5.23: Histéresis riostra SCBF para registro de Constitución, primer eje, edificio 8 pisos.

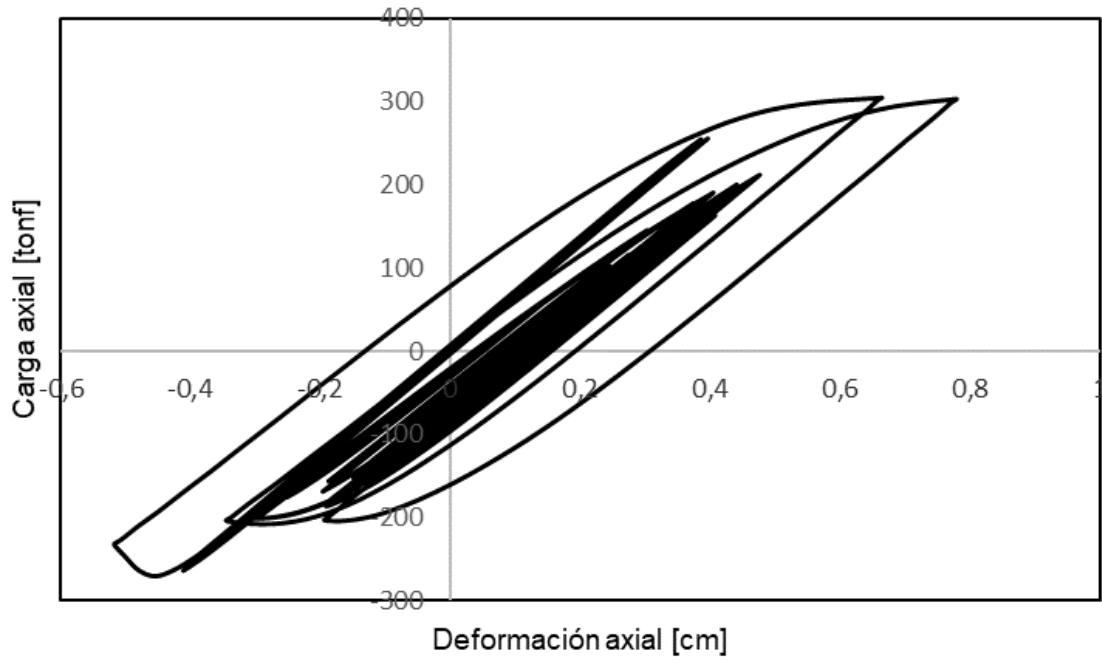


Figura 5.5.24: Histéresis riostra SCBF para registro de Concepción, primer eje, edificio 8 pisos.

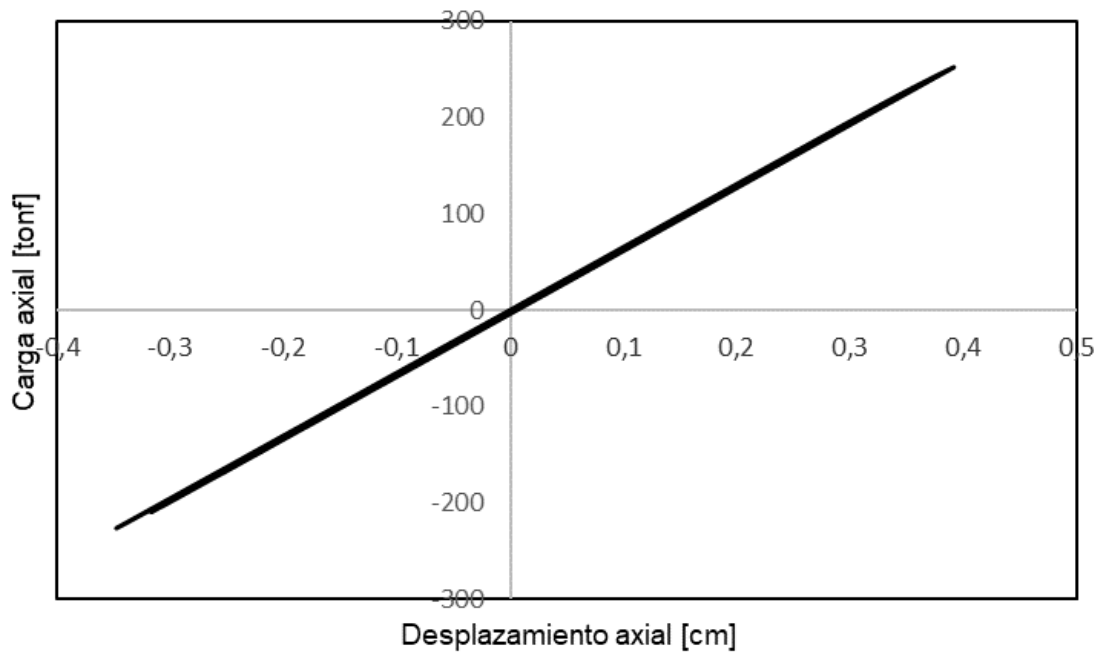


Figura 5.5.25: Histéresis riostra SCBF para registro de Viña del Mar, primer eje, edificio 8 pisos.

Mientras que en la Figura 5.5.26, 5.5.27 y 5.5.28 se presenta la histéresis del arriostramiento convencional interno, en donde se observa un comportamiento similar en comparación con la riostra externa.

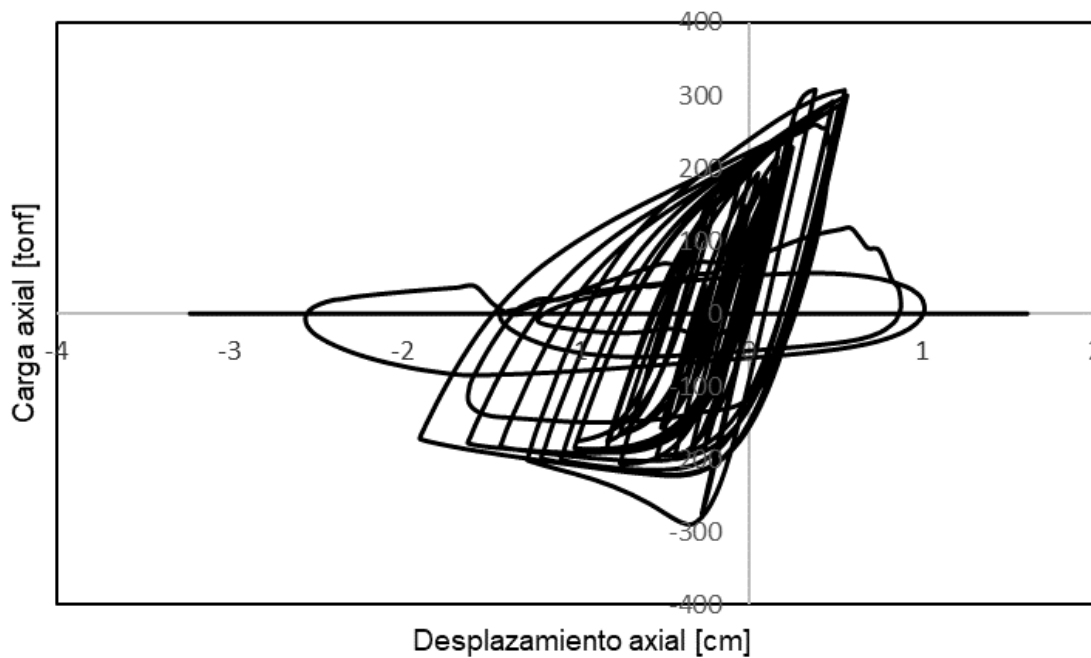


Figura 5.5.26: Histéresis riostra SCBF para registro de Constitución, segundo eje, edificio 8 pisos.

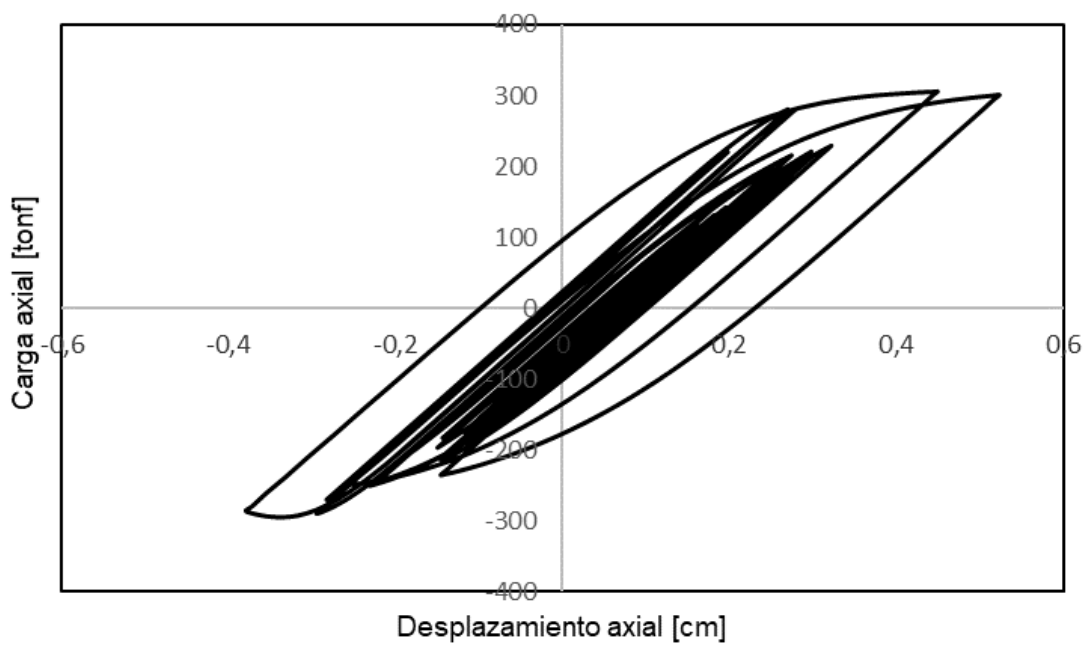


Figura 5.5.27: Histéresis riostra SCBF para registro de Concepción, segundo eje, edificio 8 pisos.

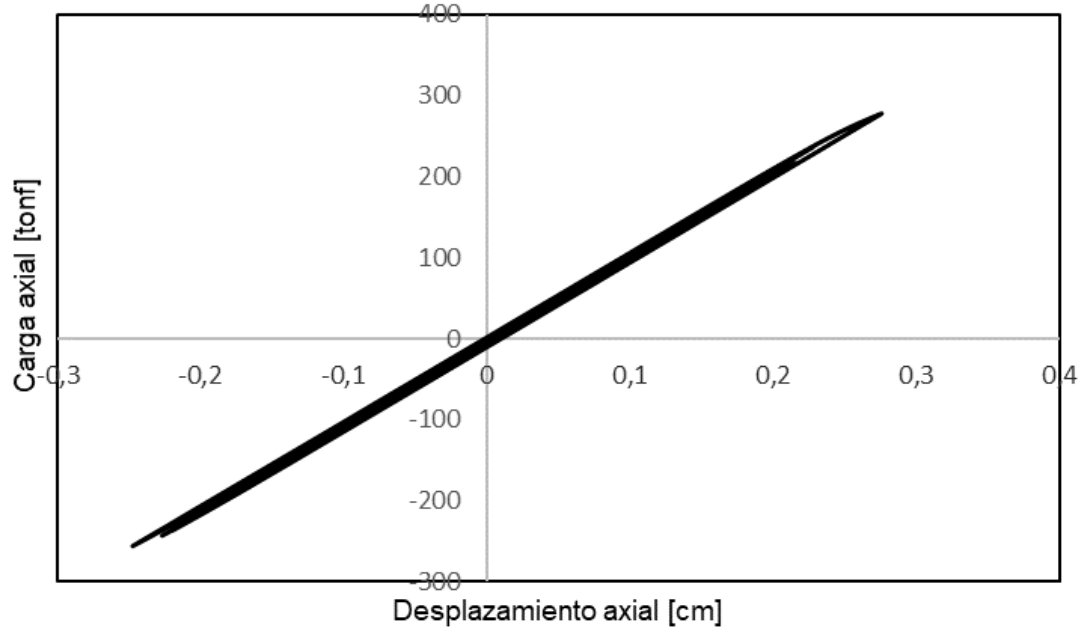


Figura 5.5.28: Histéresis riostra *SCBF* para registro de Viña del Mar, segundo eje, edificio 8 pisos.

Por otro lado, para los sistemas mixtos *BRB – SCBF* se tiene un comportamiento histérico para el elemento externo asociado al *BRB* con respecto los diferentes registros sísmicos como se presentan en las Figuras 5.5.29, 5.5.30 y 5.5.31. En donde se contempla que para el registro de Constitución el elemento alcanza una fuerza máxima a compresión de 182 [tonf] asociado a una deformación de 3,6 [cm] mientras que en su estado de tracción alcanza una fuerza de 172 [tonf] a una deformación de 4,6 [cm], fuerzas lo bastante cercanas a las fuerzas resultantes obtenidas mediante en análisis especificado por la AISC 341-16. Por el contrario, en los casos de los registros de Concepción y Viña del Mar, dichas fuerzas disminuyen considerablemente al igual que las deformaciones, las cuales no sobrepasan los 2 [cm] tanto en tracción como en compresión. Recalcando que los tres registros tienen la suficiente demanda como para que el elemento pase su punto de activación.

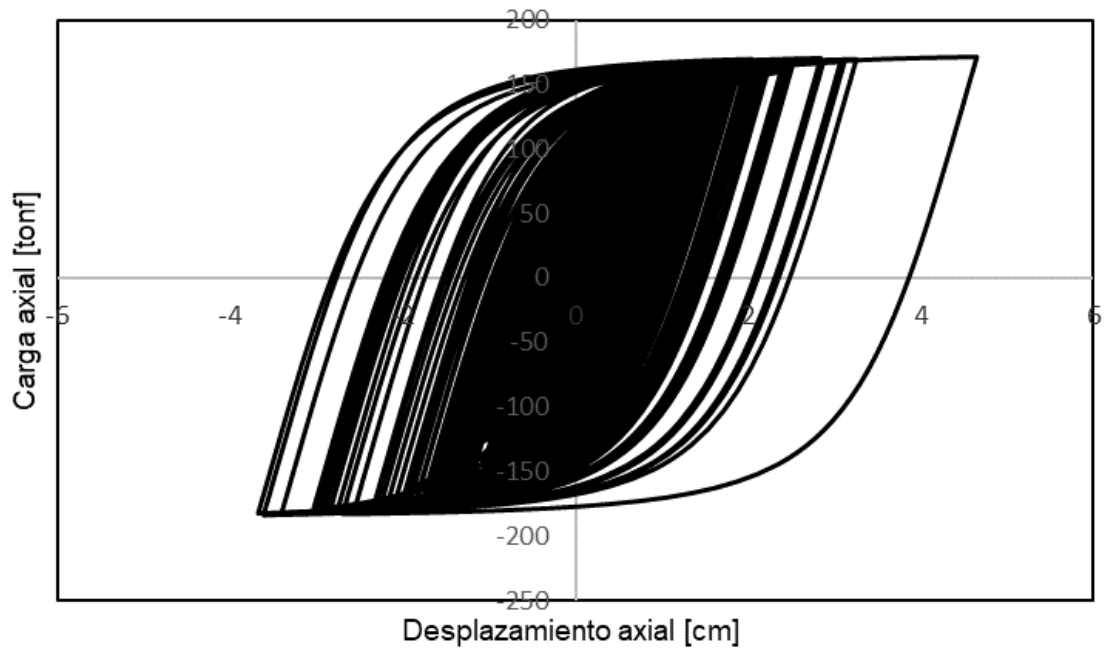


Figura 5.5.29: Histéresis riostra *BRB* para registro de Constitución, edificio 8 pisos.

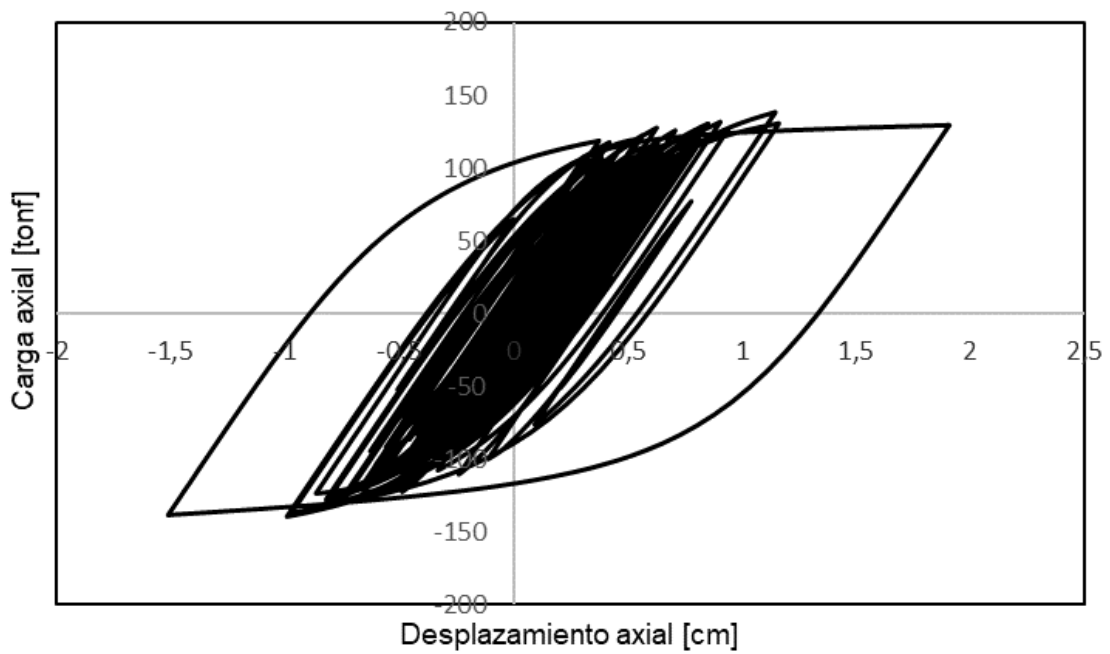


Figura 5.5.30: Histéresis riostra *BRB* para registro de Concepción, edificio 8 pisos.

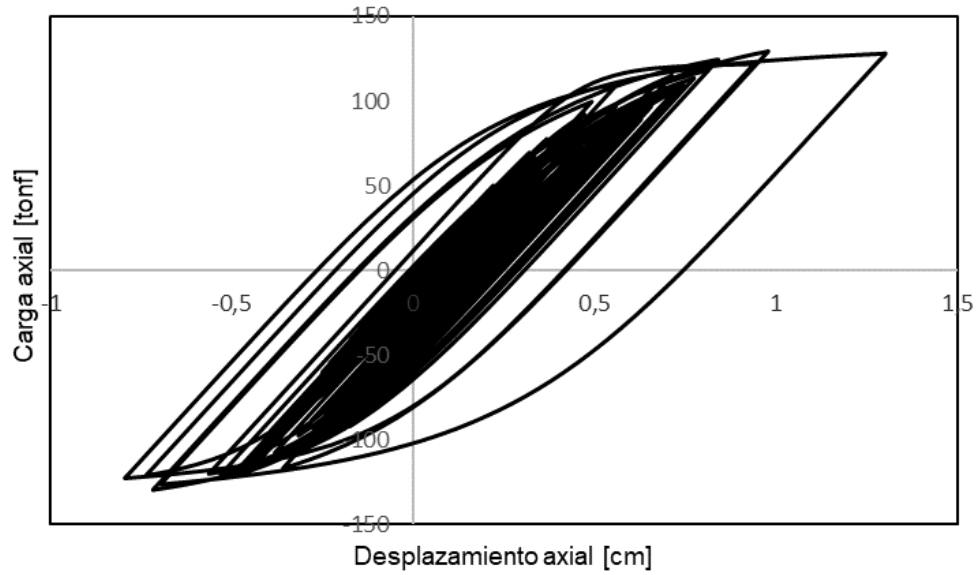


Figura 5.5.31: Histéresis riostra *BRB* para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.

Por otro lado, en las Figuras 5.5.32, 5.5.33 y 5.5.34 se presentan las histéresis del arriostamiento interno formado por riostras convencionales en el sistema mixto, en donde se contempla que, para el registro de Constitución, dicho arriostamiento llega a la fatiga, caso contrario en los registros de Concepción y Viña del Mar que presentan un comportamiento similar al presentado en el análisis cíclico cuasi-estático.

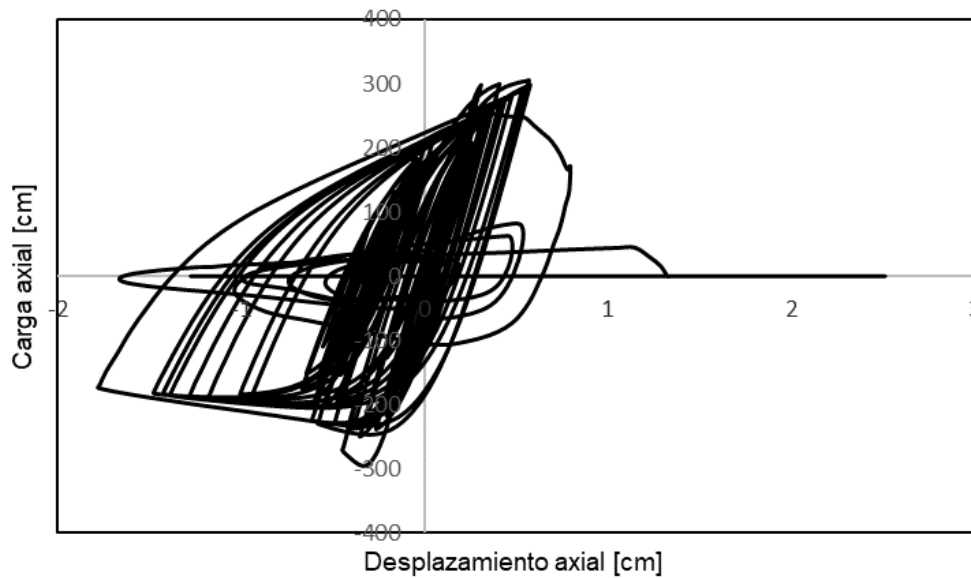


Figura 5.5.32: Histéresis riostra *SCBF* para registro de Constitución, edificio 8 pisos.

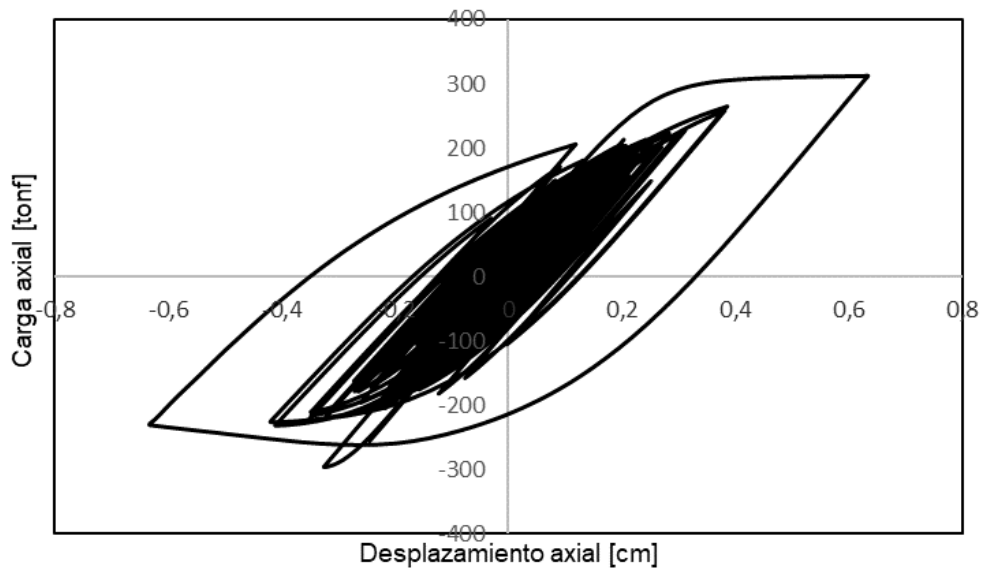


Figura 5.5.33: Histéresis riostra BRB para registro de Concepción, edificio 8 pisos.

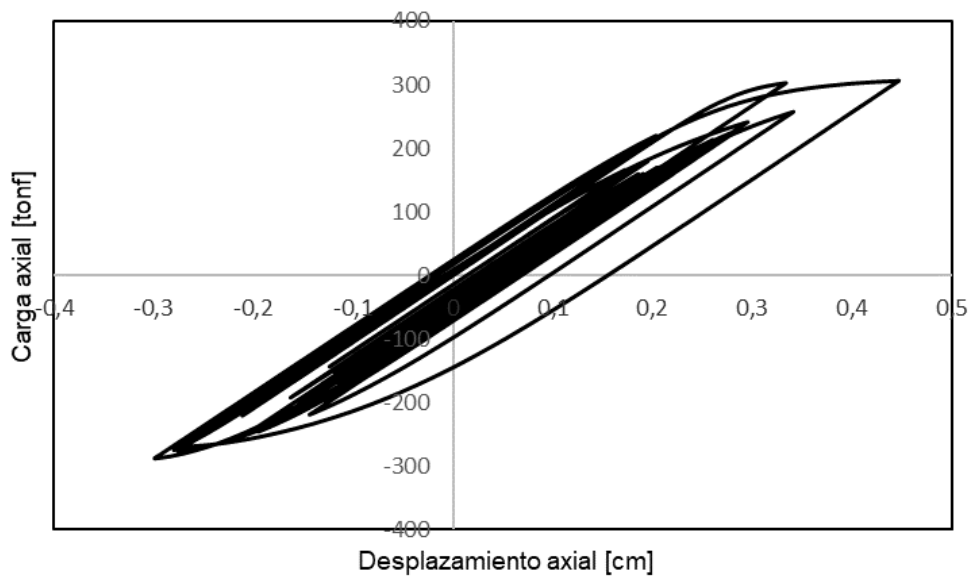


Figura 5.5.34: Histéresis riostra BRB para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.

Para los sistemas mixtos SC – SCBF se presenta en las Figuras 5.5.35. 5.5.36 y 5.5.37 la histéresis de los elementos SC ocupados en el eje exterior de la estructura para el registro de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Donde se observa que para el registro de Constitución el arriostamiento autocentrante se encuentra cerca de su punto de diseño a una deformación de 5,3 [cm] tanto en compresión como en tracción y una fuerza resultante de 164 y 163 [tonf] respectivamente.

Además, se observa que, en diferencia de la estructura de 4 pisos, para el registro de Viña del Mar el elemento autocentrante se activa consiguiendo una deformación máxima alrededor de 1,8 cm.

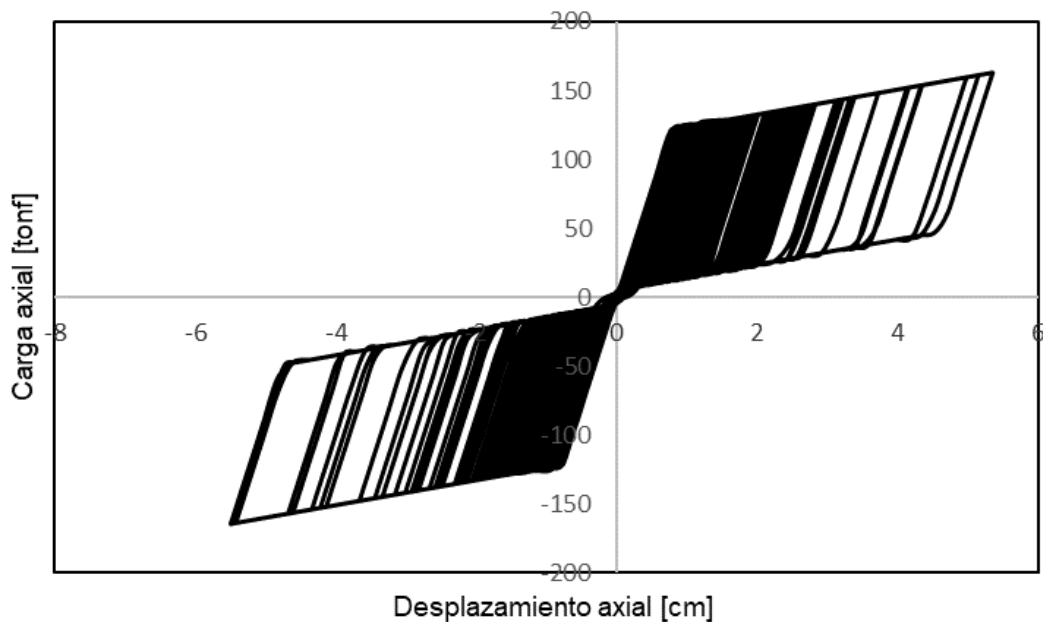


Figura 5.5.35: Histéresis ríostra SC para registro de Constitución, edificio 8 pisos.

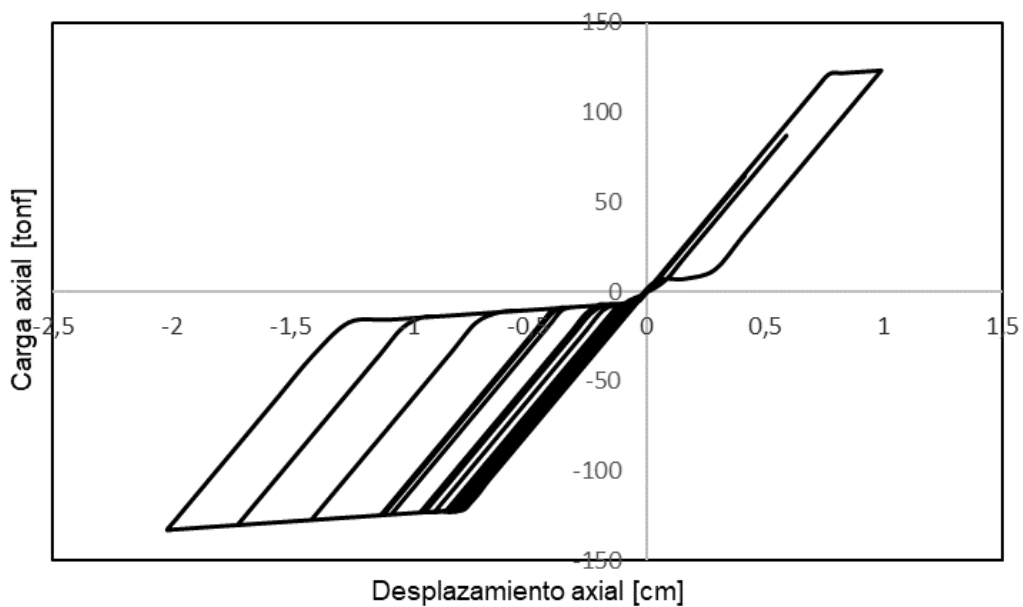


Figura 5.5.36: Histéresis ríostra SC para registro de Concepción, edificio 8 pisos.

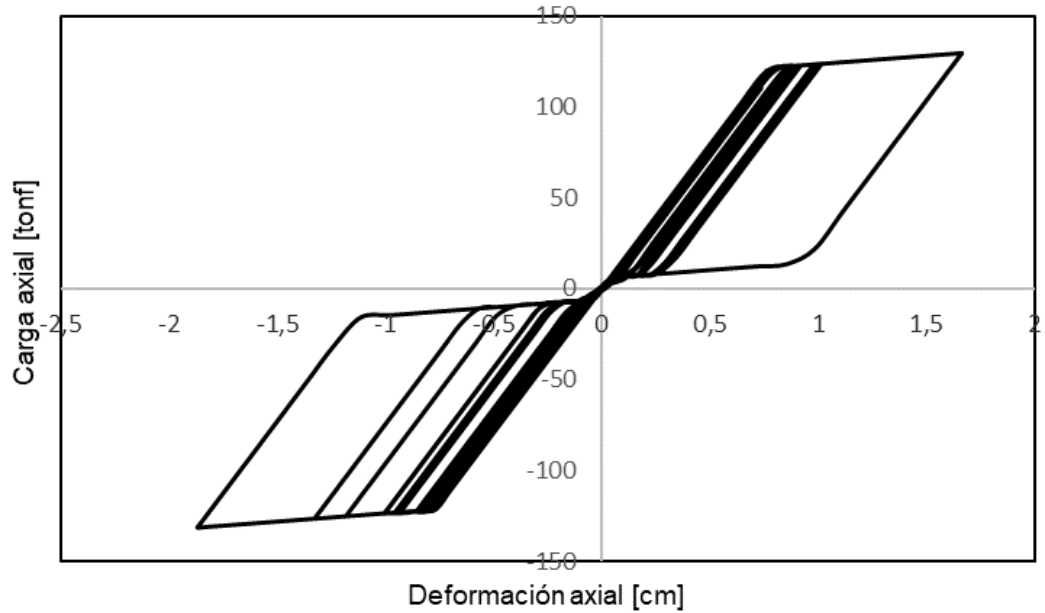


Figura 5.5.37: Histéresis riostra SC para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.

Finalmente, en las Figuras 5.5.38, 5.5.39 y 5.5.40 se presentan las curvas de histéresis de los arriostramientos convencionales propuestos para los ejes interiores que diseño de la estructura con sistemas mixtos SC – SCBF, obteniendo un comportamiento similar al caso anterior para cada registro sísmico utilizado en este estudio.

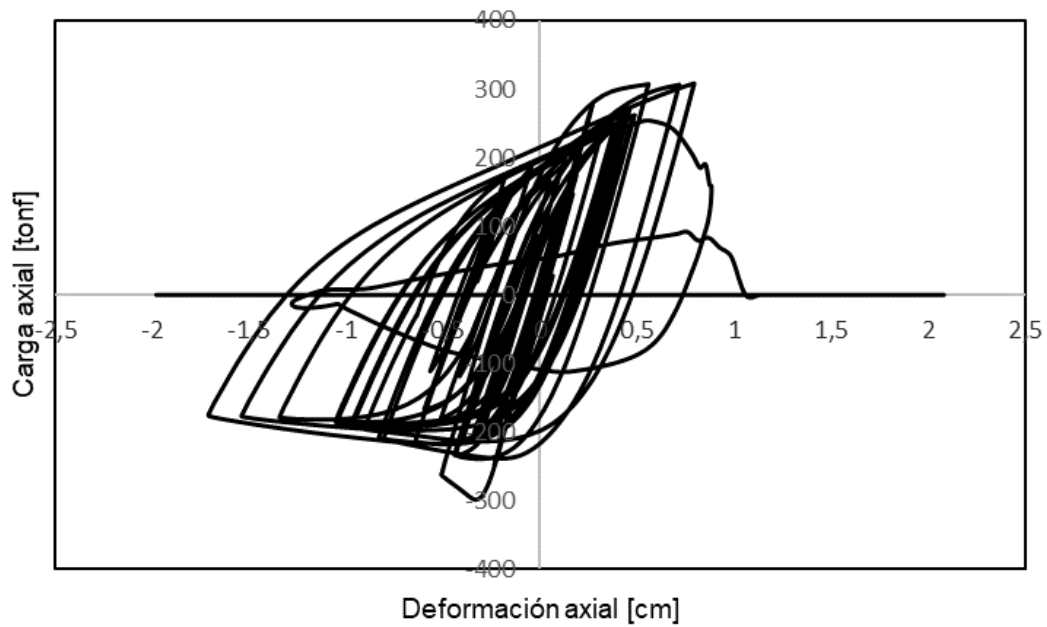


Figura 5.5.38: Histéresis riostra SCBF para registro de Contitución, edificio 8 pisos.

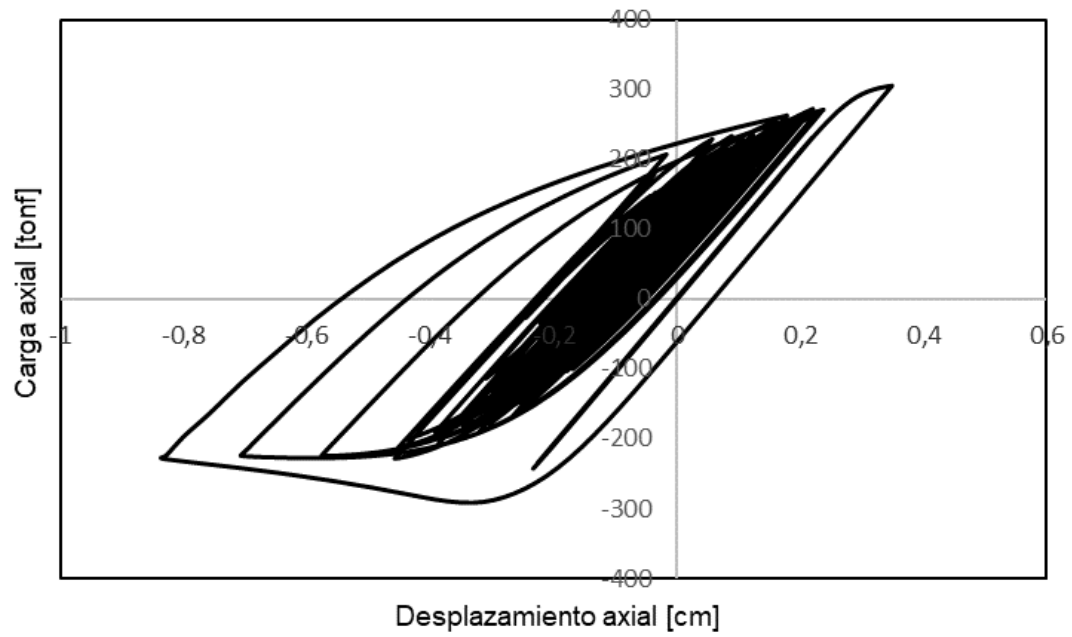


Figura 5.5.39: Histéresis riostra SCBF para registro de Concepción, edificio 8 pisos.

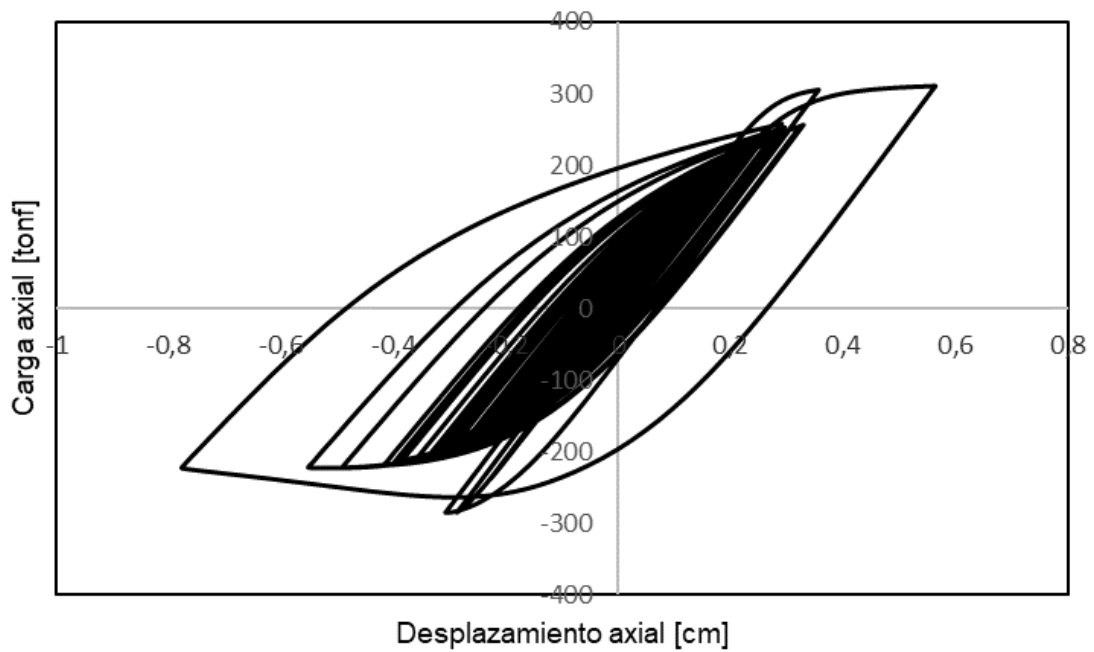


Figura 5.5.40: Histéresis riostra SCBF para registro de Viña del Mar, edificio 8 pisos.

6.1.2. Resultados para la estructura de 4 pisos

6.1.2.1. Deformación residual.

Para el caso del edificio de 4 pisos en las Figuras 5.5.41, 5.5.43 y 5.5.44 se presentan las deformaciones residuales asociado a los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar respectivamente. Los resultados presentados se obtuvieron añadiendo 60 segundos adicionales a cada registro, con el fin de que la estructura oscile con una vibración libre y así converge a una deformación remanente en cada piso.

Se contempla que el diseño de los edificios solamente con elementos convencionales se producen deformaciones remanentes considerables en presencia de los tres sismos, sufriendo el colapso con respecto al registro de Constitución tal como se muestra en la Figura 5.5.42. Caso contrario, para los edificios diseñados con elementos mixtos se demuestra que se consigue una estabilidad en la estructura ante la incorporación de dispositivos como el *BRB* y *SC* como se presenta en la Figura 5.5.38, aunque se contempla que un sistema *SC – SCBF* produce menos deformaciones remanentes que una combinación entre *BRB – SCBF*, esto es debido a la capacidad de recentrado que poseen los dispositivos autocentrantes (*SC*).

Otro punto que se puede señalar es que para el registro de Viña del Mar la estructura compuesta por un sistema mixto *SC – SCBF* tiende a tener un comportamiento similar a la estructura diseñada solamente con arriostramientos convencionales, esto se puede deber a que con tan baja demanda los elementos autocentrantes como se mostró con anterioridad no llegaron al su punto de activación como se mostró con anterioridad, haciendo que incurran en su rango elástico. Caso contrario, para el registro de Concepción, donde se tiene un comportamiento similar entre los sistemas con la diferencia de la activación del elemento *SC*, consiguiendo una menor deformación en la estructura.

En la Tabla 5.5.1 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.

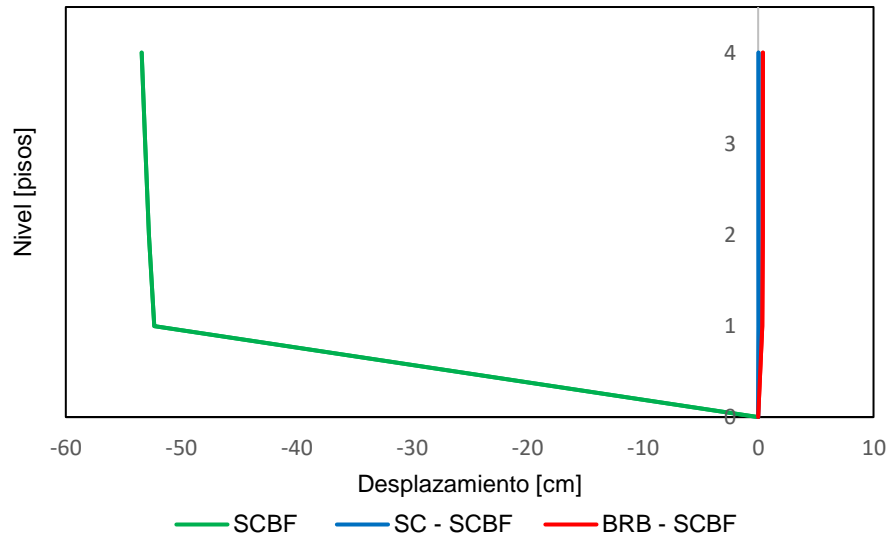


Figura 5.5.41: Deformaciones residuales edificio 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X

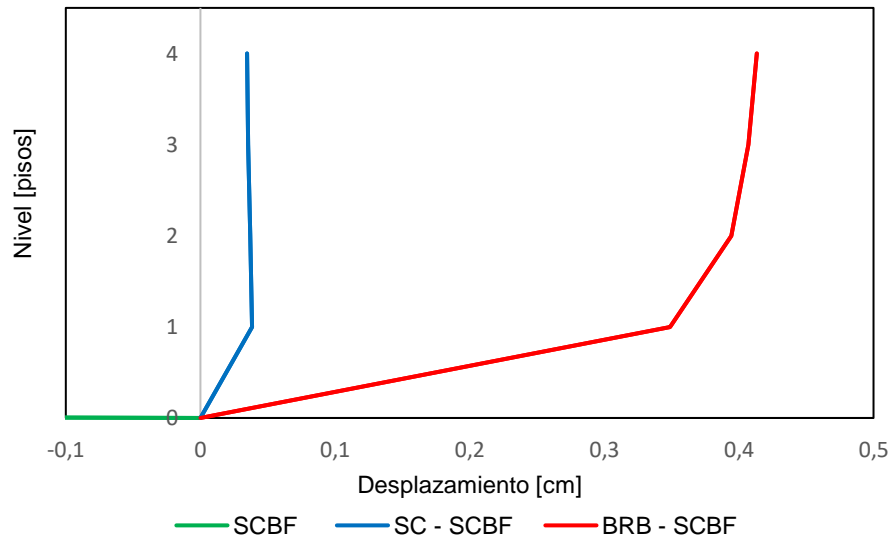


Figura 5.5.42: Deformaciones residuales arriostramientos mixto edificio 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X

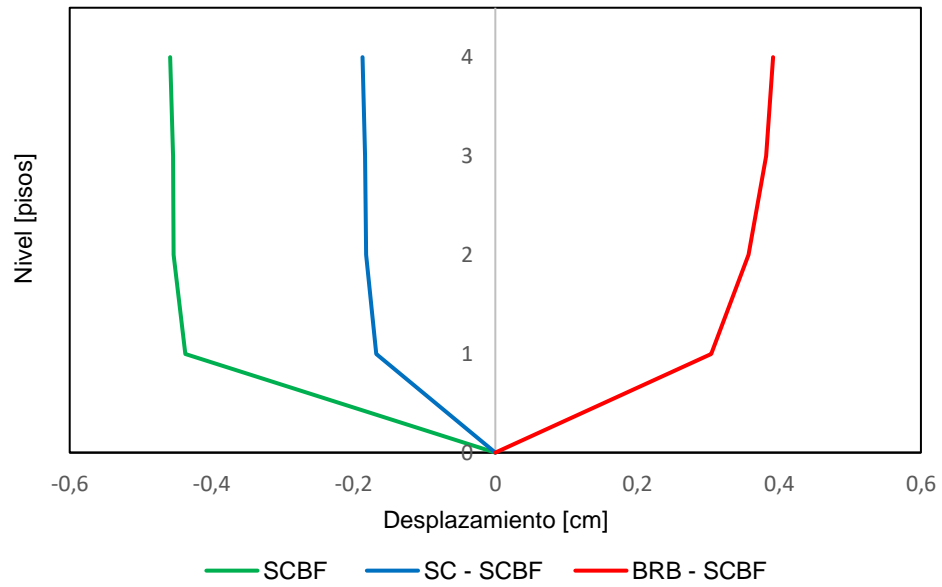


Figura 5.5.43: Deformaciones residuales edificio 4 pisos, Concepción, dirección de análisis X

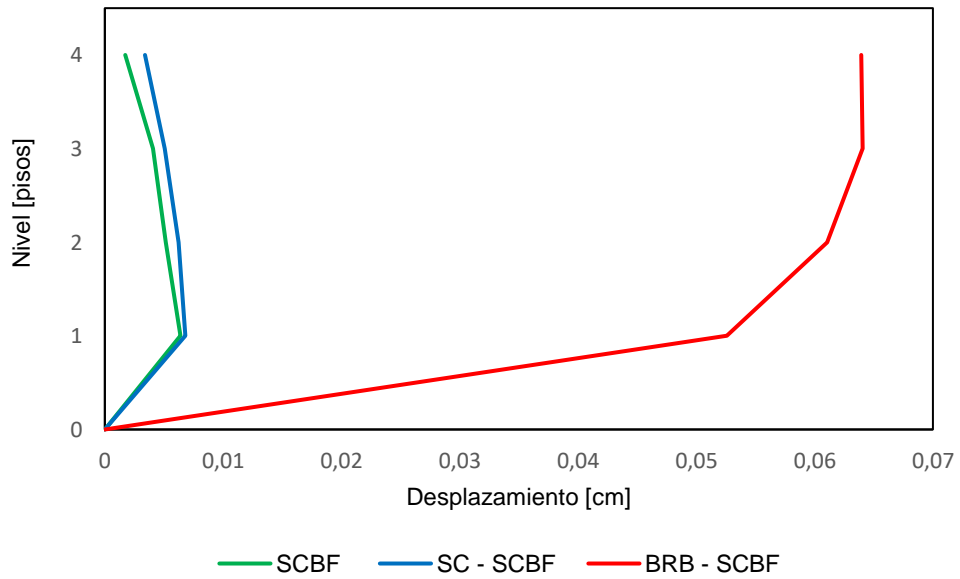


Figura 5.5.44: Deformaciones residuales edificio 4 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X

Tabla 5.5.1: Valores máximos de deformación residual para cada sistema.

Sistema	Registro	Deformación residual máxima [cm]	<i>Drift</i> residual máximo de techo [%]	<i>Drift</i> residual máximo de entrepiso [%]
SCBF	Constitución	-	-	-
	Concepción	0,46	0,03	0,14
	Viña del Mar	0,006	0,001	0,00
BRB - SCBF	Constitución	0,41	0,03	0,13
	Concepción	0,39	0,03	0,12
	Viña del Mar	0,06	0,005	0,02
SC - SCBF	Constitución	0,04	0,003	0,01
	Concepción	0,19	0,014	0,06
	Viña del Mar	0,01	0,001	0,002

Un punto importante que se puede observar es que para el diseño de esta estructura con arriostramientos *SCBF* ocurre lo que se podría llamar “piso blando” esto ocurrió debido a que las riostras del primer piso en algún momento para el registro de Constitución colapsaron teniendo en consideración un cambio de arriostramiento en los elementos convencionales.

Tal como se señala en diversos documentos [75], [76], [77] un piso blando se origina generalmente, cuando se cuenta con un entrepiso en el cual su rigidez es considerablemente menor a la de los niveles subyacentes y adyacentes, los modos de vibrar de la estructura, así como la respuesta general, en comparación con una estructura regular en altura, son diferentes. [76] Si la estructura cuenta con piso blando en la planta baja, y dependiendo de la magnitud del sismo y las propiedades del suelo, surgirá un exceso de esfuerzo provocando la rotura en cabeza de columna, lo que llevará a la edificación al colapso.

Si el sismo es de gran intensidad como en el caso del registro de Constitución, se produce en el piso blando un fuerte movimiento lateral, como se puede apreciar en la Figura 5.5.43, las fuerzas laterales incursionan en una estructura cuya rigidez, en el primer nivel, es menor con respecto a la rigidez de los pisos superiores, causando una presión sobre el primer piso, y a su vez, generando un momento *M* que debe ser equilibrado, de lo contrario colapsará la estructura.

Entonces, esta acción produce una rotación en la estructura hacia su parte más débil, consiguiendo la formación de una rótula plástica entre viga-columna producidas por el momento ejercido.

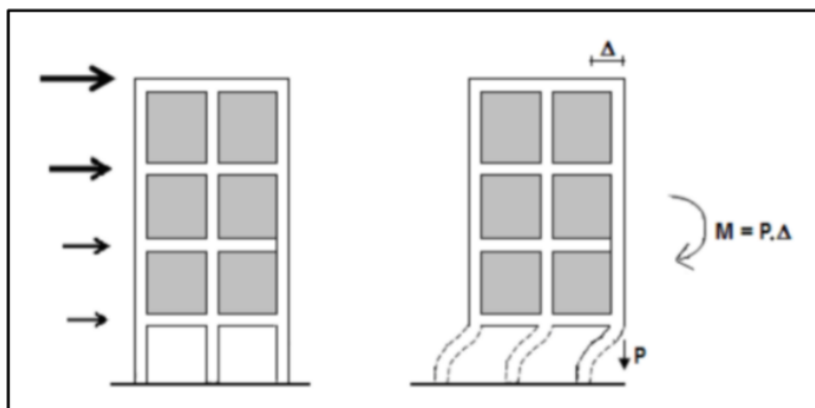


Figura 5.5.45: Efecto de piso blando. [76]

6.1.2.2. *Drift* máximo entre pisos

En las Figuras 5.5.46, 5.5.48 y 5.5.49 se presentan los *drift* máximo entre pisos obtenidos por medio de los registros sísmicos de Constitución, Concepción y Viña del Mar. Mediante este análisis se puede observar que el mayor valor se obtiene con el registro de Constitución para el sistema *SCBF* donde se alcanza un *drift* de 18,72% de la altura entre piso tal como se presenta en la Figura 5.5.47. Esto se puede deber a la deformación que ocurre en el primer piso posterior a la fractura de la riostra de dicho nivel, disminuyendo la rigidez lateral del sistema.

Por otra parte, en la Figura 5.5.43 se muestra con mayor claridad el comportamiento relacionado con las estructuras diseñadas con arriostramientos mixtos para el registro de Constitución, concluyendo que las estructuras con tal sistema obtienen deformaciones máximas entre pisos con valores por debajo del 1% para los tres registros.

Los valores máximos de los *drifts* máximos por piso se muestran en la Tabla 5.5.2.

Tabla 5.5.2: Valores máximos de *drifts* máximos por piso para cada sistema.

Sistema	Registro	Drift [%]
SCBF	Constitución	18,72
	Concepción	0,62
	Viña del Mar	0,28
BRB - SCBF	Constitución	0,54
	Concepción	0,49
	Viña del Mar	0,28
SC - SCBF	Constitución	0,91
	Concepción	0,50
	Viña del Mar	0,26

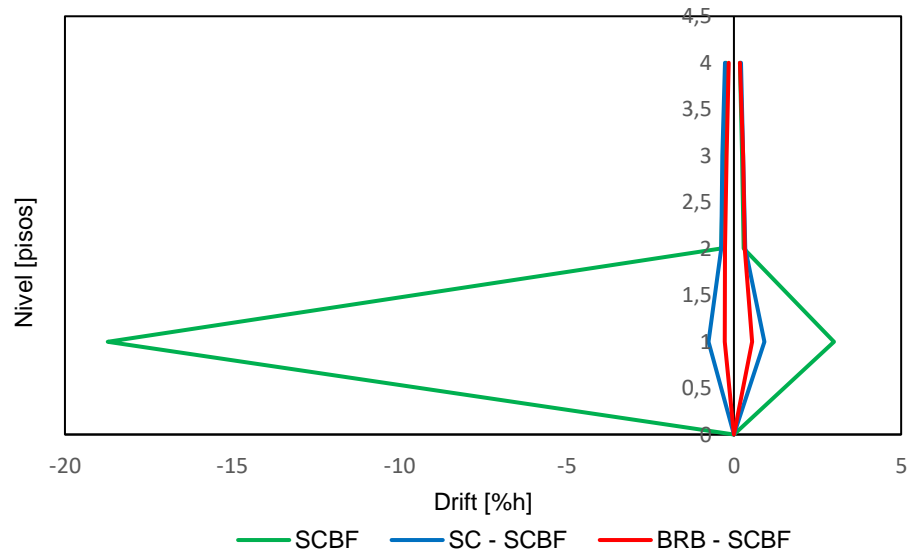


Figura 5.5.46: *Drifts* máximos por piso de edificio de 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X.

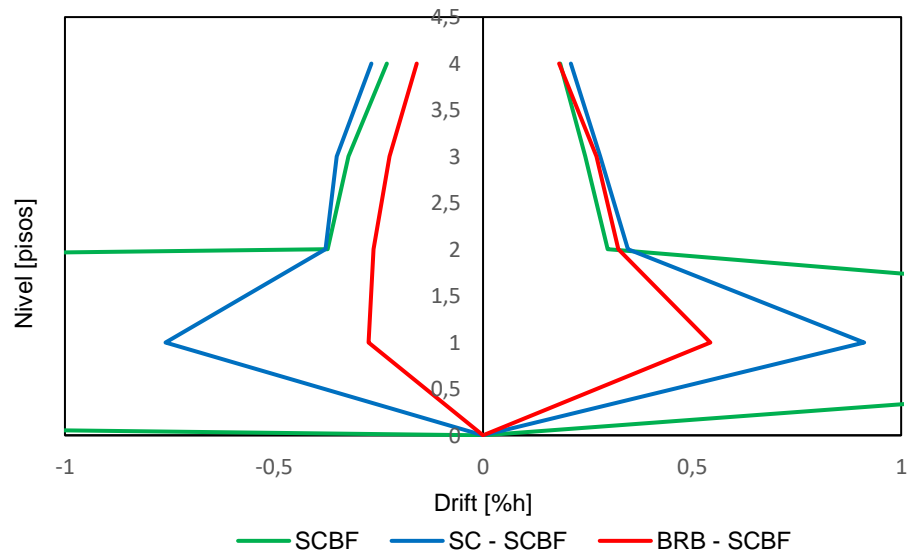


Figura 5.5.47: *Drifts* máximos por piso de edificio arriostramiento mixto de 4 pisos, Constitución, dirección de análisis X.

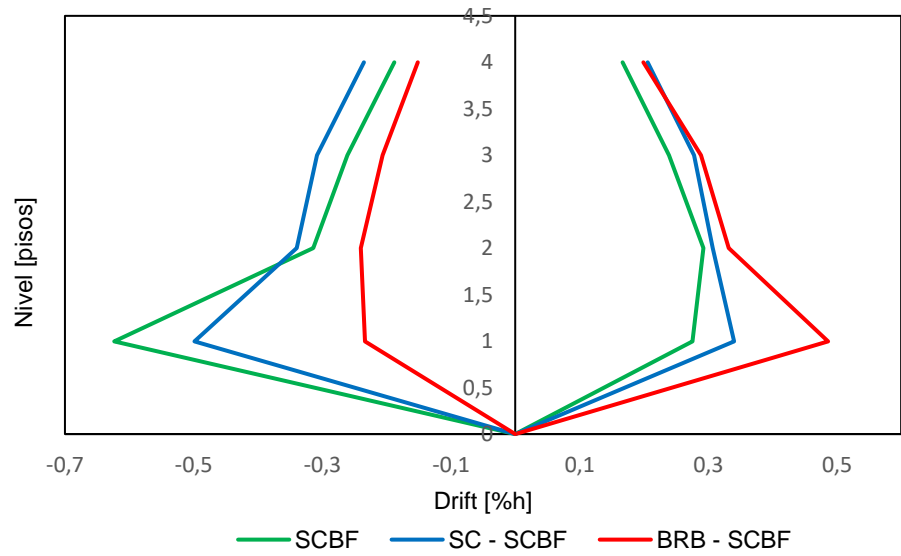


Figura 5.5.48: Drifts máximos por piso de edificio de 4 pisos, Concepción, dirección de análisis X.

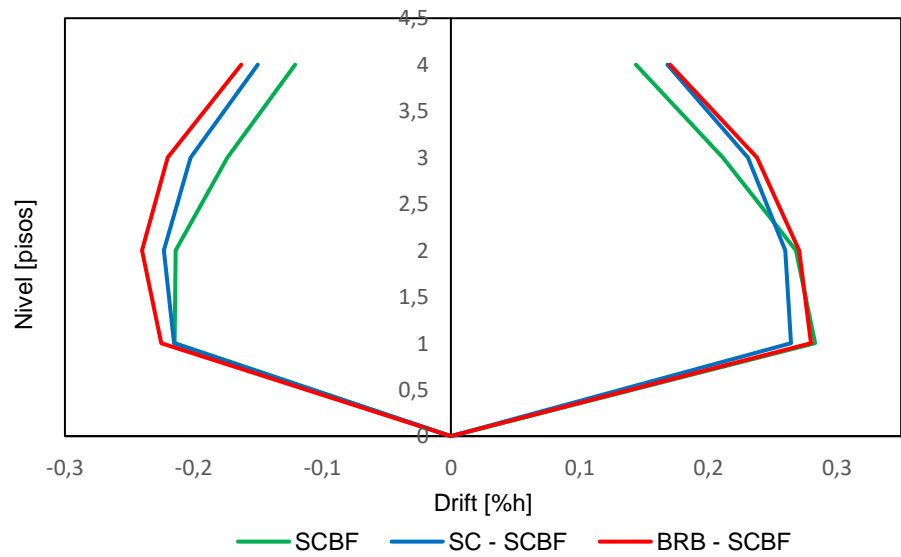


Figura 5.5.49: Drifts máximos por piso de edificio de 4 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X.

6.1.2.3. Deformación máxima.

En las Figuras 5.5.50, 5.5.52 y 5.5.53 se presentan la envolvente de las deformaciones máxima para cada registro sísmico utilizado, en los cuales se aprecia que el mayor desplazamiento de techo ocurre en un sistema diseñado con arriostramientos *SCBF*, cuyo valor es de 4,8% el cual se encuentra asociado al sismo registrado en Constitución. Mientras que en la figura 5.5.51 se presentan con mayor claridad la deformación máxima de la estructura diseñada con arriostramientos mixtos.

Otro punto que se puede demostrar que para demandas altas como lo es el registro de Constitución, los sistemas mixtos debido a la presencia de *BRB* y *SC* poseen una menor deformación máxima de piso, en cambio, para demandas más bajas como en el caso del registro de Viña del Mar el sistema con arriostramientos convencionales mantiene una deformación similar a los sistemas mixtos.

Los valores máximos de la envolvente se muestran en la Tabla 5.5.3 para cada sistema.

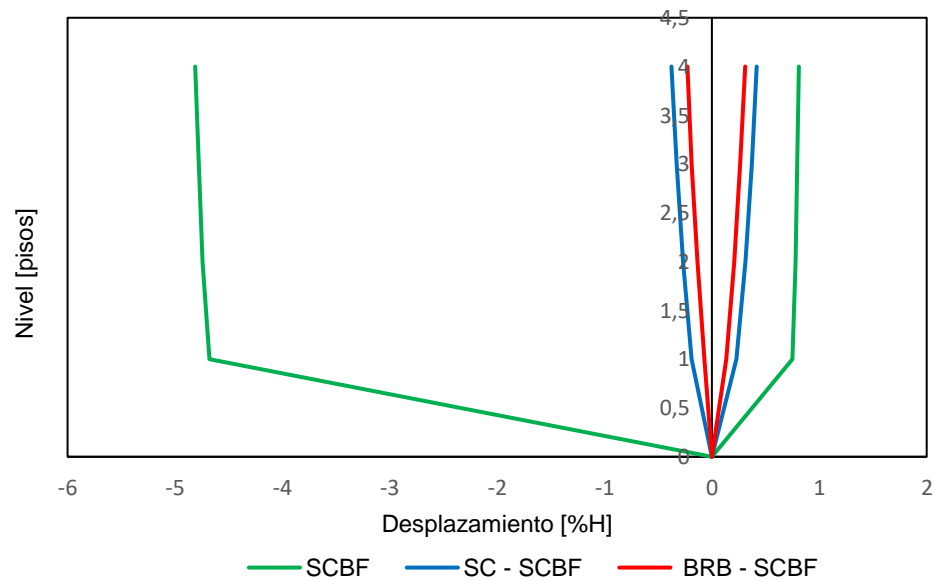


Figura 5.5.50: Envolvente de deformaciones máximas, Constitución, dirección de análisis X.

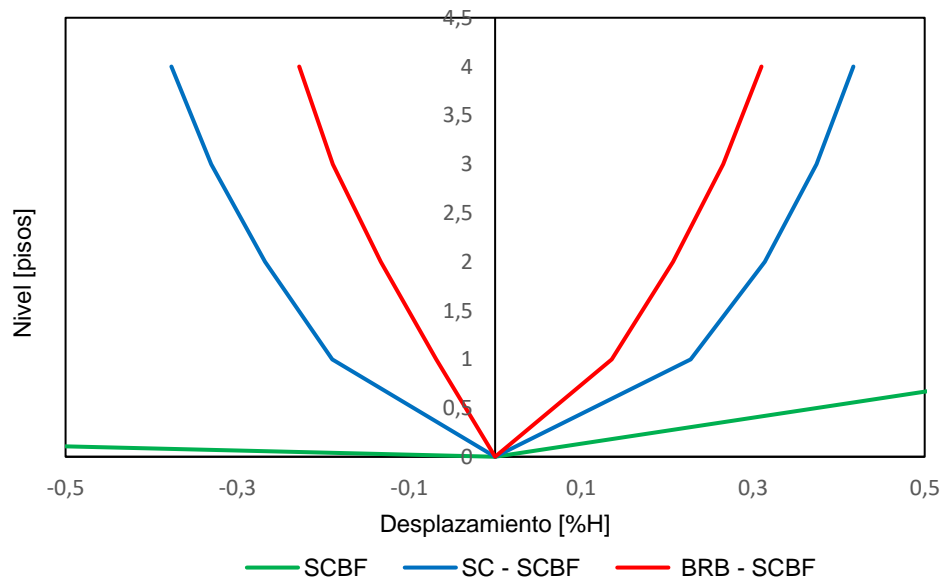


Figura 5.5.51: Envoltorio de deformaciones máximas, arriostramientos mixtos Constitución, dirección de análisis X.

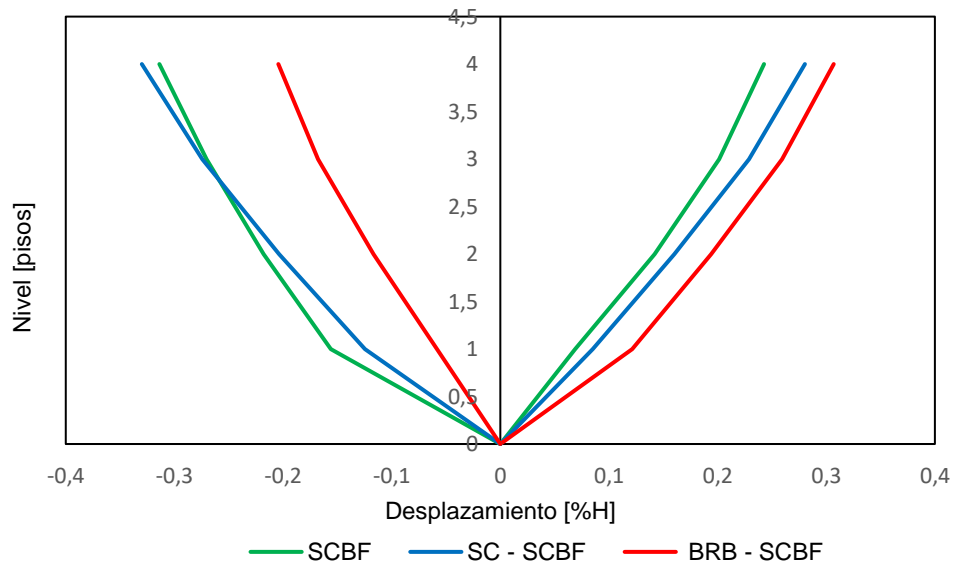


Figura 5.5.52: Envoltorio de deformaciones máximas, Concepción, dirección de análisis X.

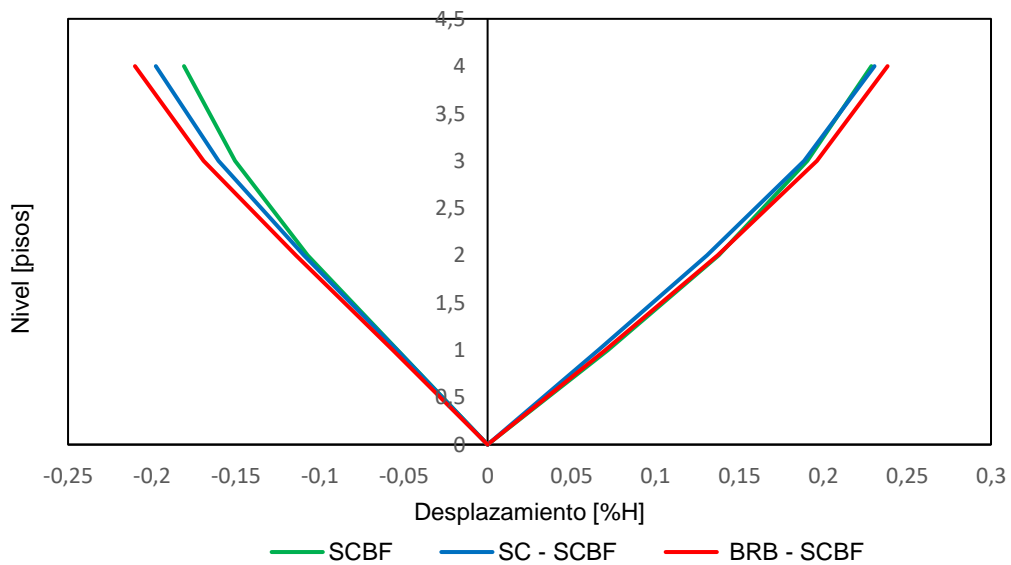


Figura 5.5.53: Envolvente de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis X.

Tabla 5.5.3: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema.

Sistema	Registro	Desplazamiento de techo [%H]
SCBF	Constitución	4,811
	Concepción	0,314
	Viña del Mar	0,229
BRB - SCBF	Constitución	0,310
	Concepción	0,307
	Viña del Mar	0,238
SC - SCBF	Constitución	0,417
	Concepción	0,330
	Viña del Mar	0,231

6.1.2.4. Aceleración máxima por piso.

Las aceleraciones máximas absolutas por piso se presentan en las Figuras 5.5.54, 5.5.55 y 5.5.56 para los diferentes registros utilizados en el análisis en donde se contempla que para cada caso la aceleración máxima absoluta aumenta con respecto a la base. Se puede observar que para demandas altas como en el caso del registro de Constitución, la incorporación de elementos *BRB* puede disminuir la aceleración, ya que, esto puede deberse a la alta capacidad de disipación de energía que tienen estos dispositivos en comparación con el modelo convencional y el autocentrante. Mientras que el sistema de elementos autocentrantes proporciona una mayor aceleración debido a que se plantea que poseen una baja capacidad de disipación de energía con respecto a otros dispositivos que trabajan a fluencia como los marcos *BRB* o las riostras convencionales, obteniendo así aceleraciones similares a la estructura diseñada simplemente por elementos convencionales (*SCBF*).

Por otra parte, se observa que para registros con demandas bajas como Viña del Mar y Constitución las aceleraciones en estructuras diseñadas con elementos convencionales son considerablemente menores.

En la Tabla 5.5.4 se presentan las máximas aceleraciones absoluta por piso.

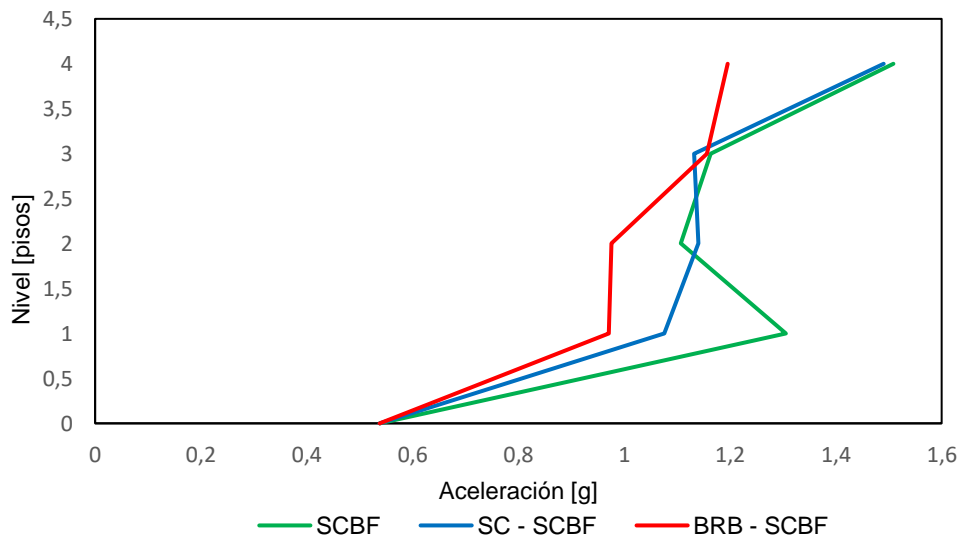


Figura 5.5.54: Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis X.

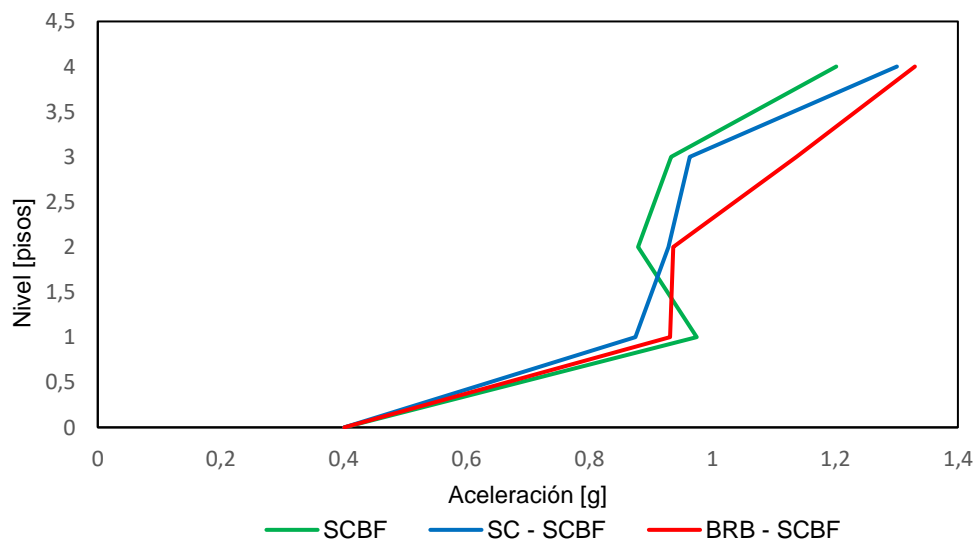


Figura 5.5.55: Aceleración máxima por piso, Concepción, dirección de análisis X.

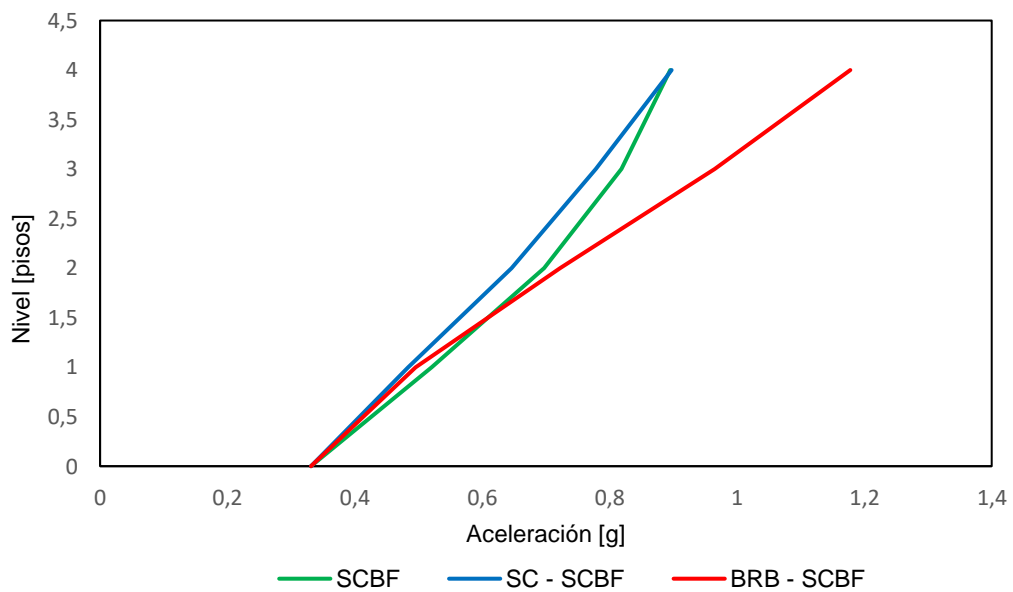


Figura 5.5.56: Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X.

Tabla 5.5.4: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Piso
SCBF	Constitución	1,509	4
	Concepción	1,202	4
	Viña del Mar	0,897	4
BRB - SCBF	Constitución	1,196	4
	Concepción	1,330	4
	Viña del Mar	1,178	4
SC - SCBF	Constitución	1,490	4
	Concepción	1,301	4
	Viña del Mar	0,897	4

6.1.3. Resultados para la estructura de 8 pisos.

6.1.3.1. Deformación residual.

Utilizando los mismos sismos registrados en Constitución, Concepción y Viña del Mar se presentan las deformaciones residuales para un edificio de 8 pisos en las Figuras 5.5.57, 5.5.58 y 5.5.59 respectivamente, mientras que en la Tabla 5.5.5 se muestran 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. Donde se observa que para los tres casos existen diferentes comportamientos.

Además, se observa que para el registro de Constitución la estructura con sistemas mixto de SC – SCBF tiende a volver al origen debido a la activación de los elementos autocentrantes. Lo mismo se contempla con el registro de Viña del Mar.

Otro punto importante que se puede considerar mediante las curvas presentadas en la Figura 5.5.57 es que para los sistemas SCBF y mixto BRB – SCBF predomina el segundo modo de vibrar.

Tabla 5.5.5: Valores máximos de deformación residual para cada sistema.

Sistema	Registro	Deformación residual máxima [cm]	<i>Drift</i> residual máximo de techo [%]	<i>Drift</i> residual máximo de entrepiso [%]
SCBF	Constitución	0,099	0,004	0,03
	Concepción	0,361	0,01	0,11
	Viña del Mar	0,033	0,001	0,01
BRB - SCBF	Constitución	0,444	0,02	0,13
	Concepción	0,349	0,01	0,11
	Viña del Mar	0,373	0,01	0,11
SC - SCBF	Constitución	0,025	0,0009	0,01
	Concepción	0,345	0,013	0,10
	Viña del Mar	0,063	0,002	0,02

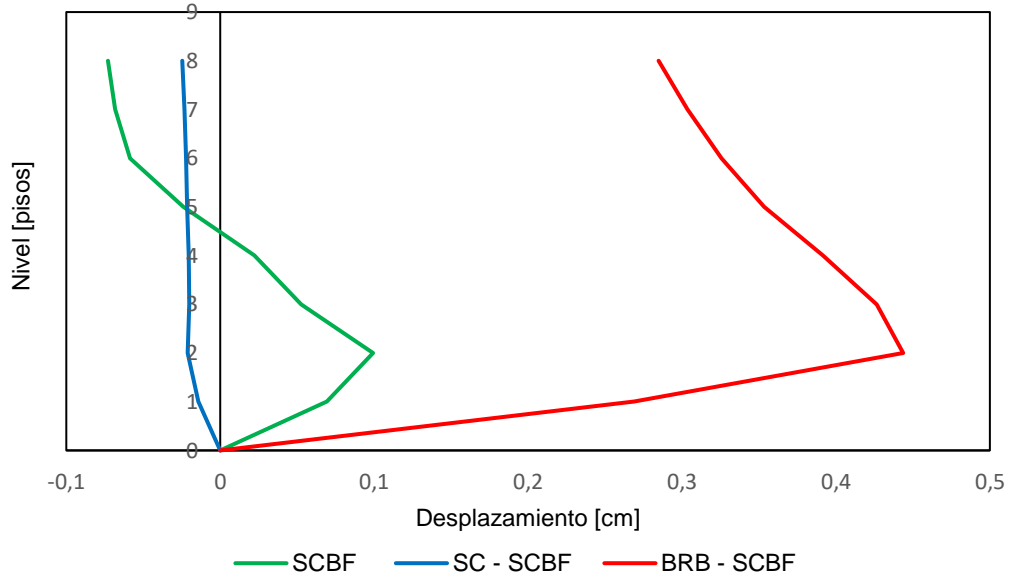


Figura 5.5.57: Deformaciones residuales edificio 8 pisos, Constitución, dirección de análisis X.

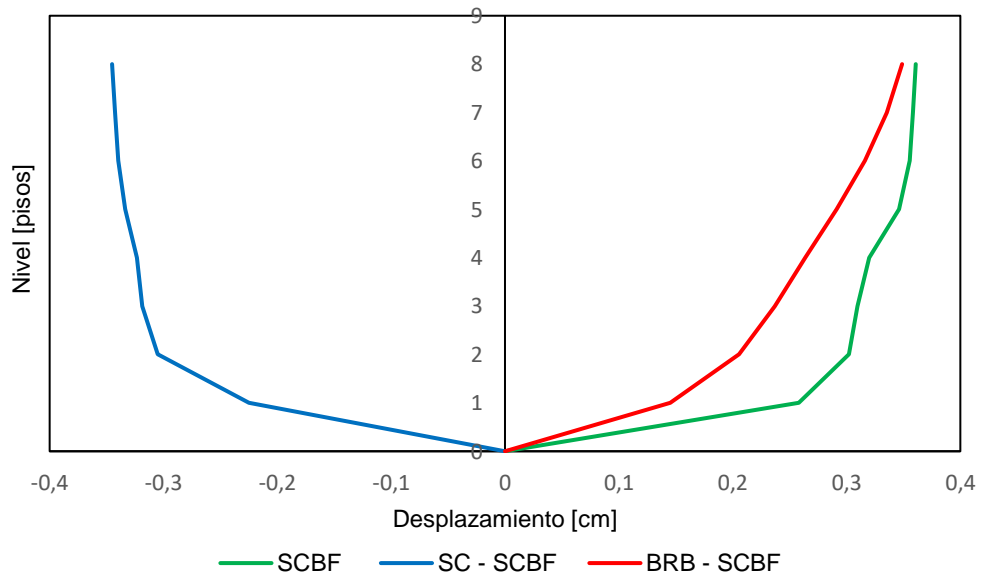


Figura 5.5.58: Deformaciones residuales edificio 8 pisos, Concepción, dirección de análisis X.

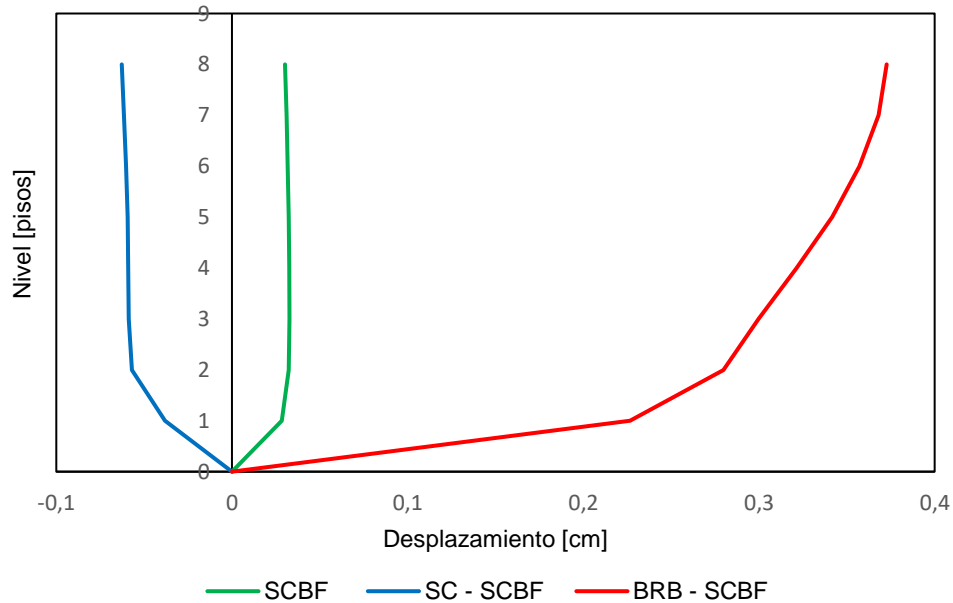


Figura 5.5.59: Deformaciones residuales edificio 8 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X.

6.1.3.2. *Drift* máximo entre pisos.

El *Drift* para una estructura de 8 pisos se presentan en las Figuras 5.5.60, 5.5.61 y 5.5.62 asociado a los diferentes registros sísmicos utilizados para este estudio, en donde se demuestra como en el registro de Constitución por su alta demanda tienen un mayor *drift* en el primer piso. Además, se observa en los tres casos un aumento de *drift* en el 4 piso con respecto al piso anterior debido al cambio de sección que se realizó en los arriostramientos con el fin de optimizar los elementos. En la Tabla 5.5.6 se presentan los valores máximos de *drift* por piso.

Un punto importante que se observa es el comportamiento de los dispositivos *BRB* y *SC*, ya que al momento de ser diseñados se tomó en consideración un desplazamiento lateral de 2% con respecto a la altura, lo cual demuestra el buen comportamiento de los dispositivos. Aunque se puede apreciar que para el caso del sistema mixto SC – SCBF expuesto al registro de Constitución el *drift* se encuentra lo bastante cercado a dicho valor.

Tabla 5.5.6: Valores máximos de *drifts* máximos por piso para cada sistema.

Sistema	Registro	Drift [%]
SCBF	Constitución	2,24
	Concepción	0,57
	Viña del Mar	0,39
BRB - SCBF	Constitución	1,69
	Concepción	0,70
	Viña del Mar	0,48
SC - SCBF	Constitución	2,02
	Concepción	0,74
	Viña del Mar	0,68

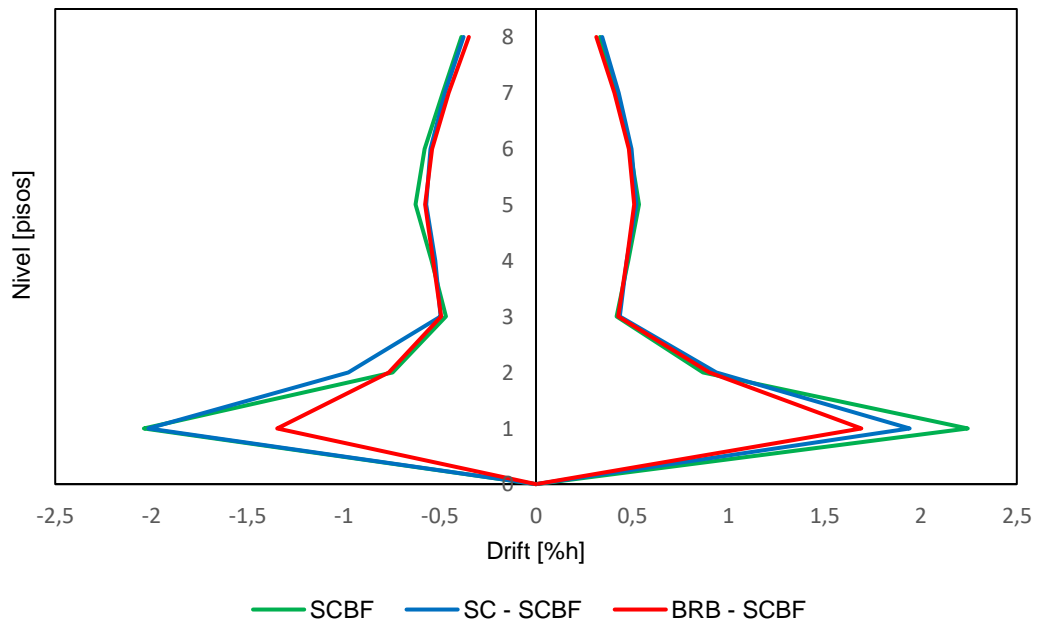


Figura 5.5.60: *Drifts* máximos por piso de edificio de 8 pisos, Constitución, dirección de análisis X.

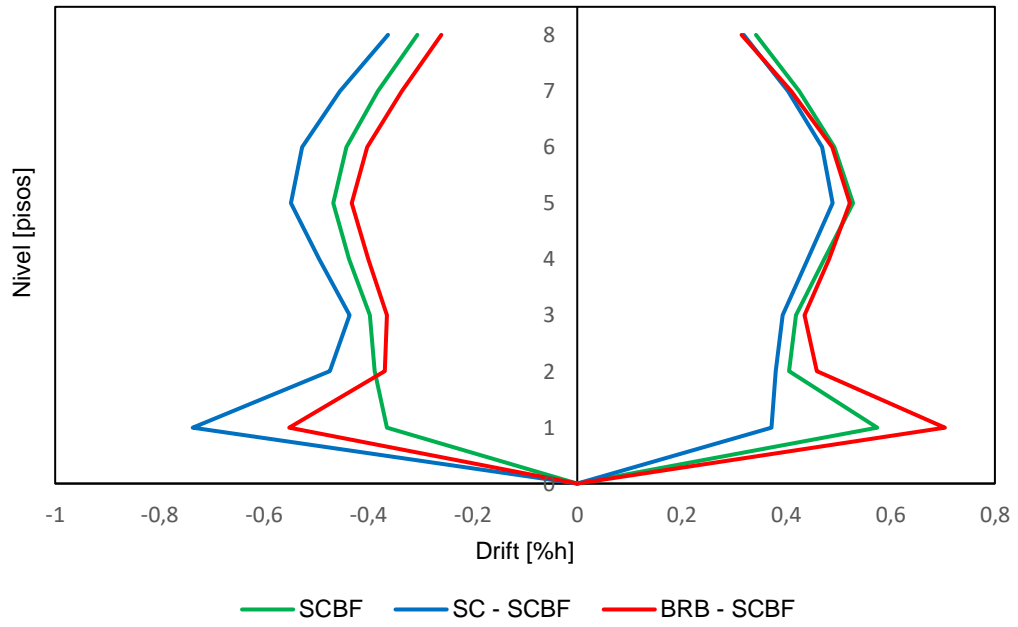


Figura 5.5.61: *Drifts* máximos por piso de edificio de 8 pisos, Concepción, dirección de análisis X.

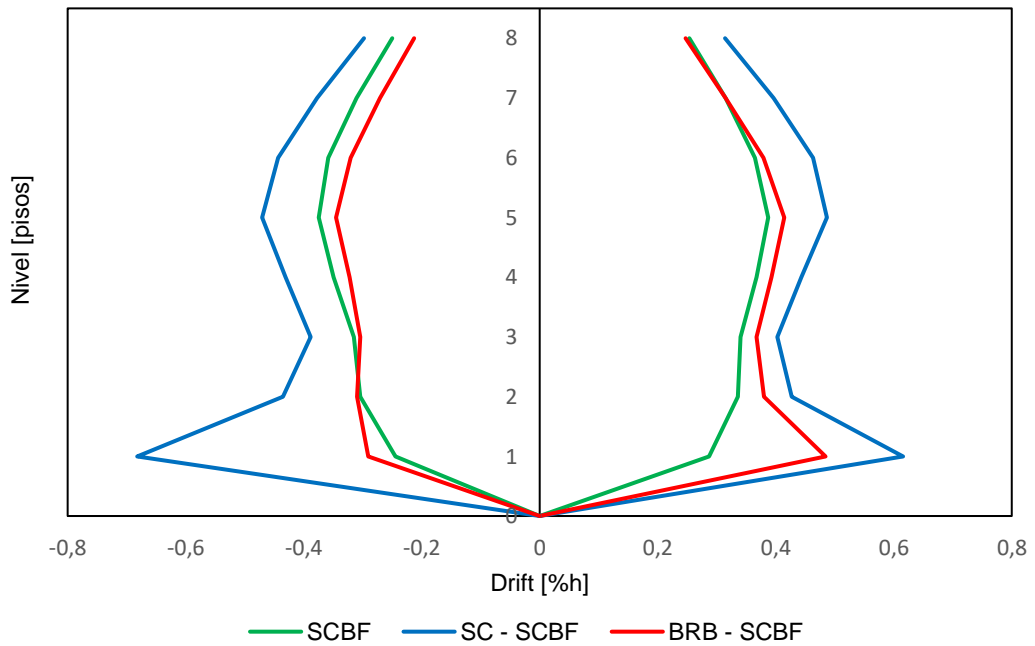


Figura 5.5.62: *Drifts* máximos por piso de edificio de 8 pisos, Viña del Mar, dirección de análisis X.

6.1.3.3. Deformación máxima.

En las Figuras 5.5.63, 5.5.64 y 5.5.65 se presentan las deformaciones máximas obtenidas para cada registro sísmico, se contempla un comportamiento similar que en el caso de la estructura de 4 pisos en donde se contempla que para registros con mayor demanda la incorporación de elementos *BRB* a altura de los primeros pisos se obtiene una menor deformación remanente.

En la Tabla 5.5.7 se presentan los valores de la deformación máxima obtenido por los tres registros, donde se tiene que para el sismo de constitución los desplazamientos de techo son mayores.

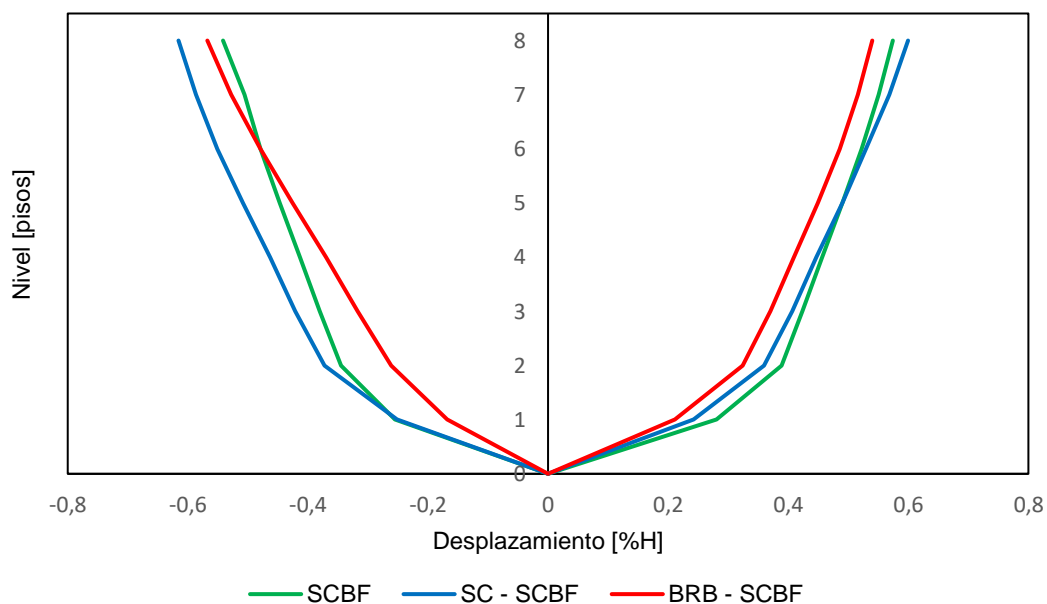


Figura 5.5.63: Envolvente de deformaciones máximas, Constitución, dirección de análisis X.

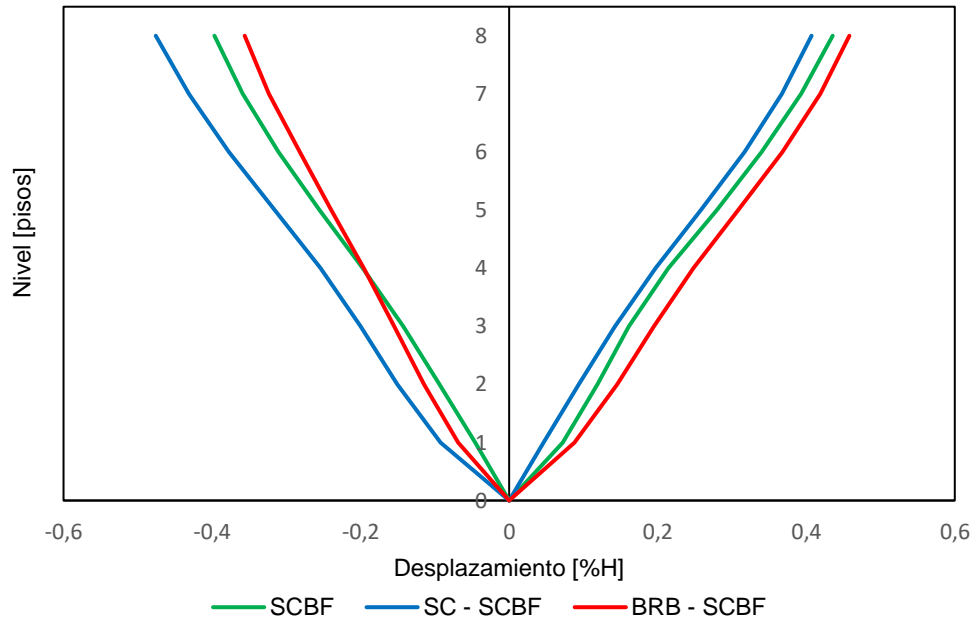


Figura 5.5.64: Envoltura de deformaciones máximas, Concepción, dirección de análisis X.

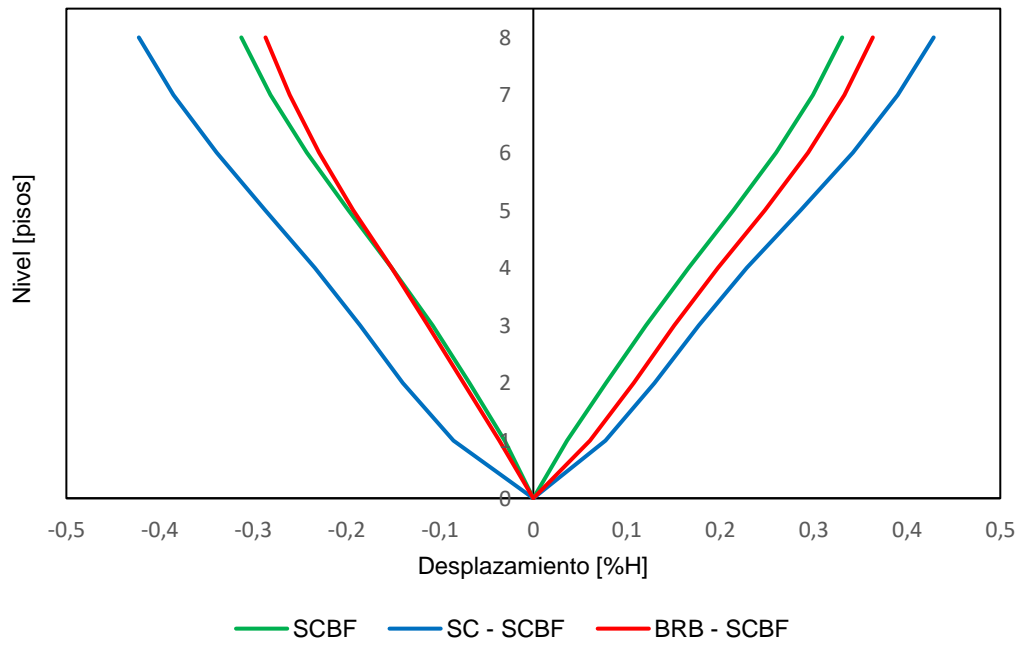


Figura 5.5.65: Envoltura de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis X.

Tabla 5.5.7: Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema.

Sistema	Registro	Desplazamiento de techo [%H]
SCBF	Constitución	0,574
	Concepción	0,436
	Viña del Mar	0,331
BRB - SCBF	Constitución	0,567
	Concepción	0,458
	Viña del Mar	0,364
SC - SCBF	Constitución	0,615
	Concepción	0,476
	Viña del Mar	0,429

6.1.3.4. Aceración máxima por piso.

Para una estructura de 8 pisos la aceleración por piso viene siendo representada en las Figuras 5.5.66, 5.5.67 y 2.2.68 para cada registro sísmico de estudio, en donde se contempla que igual que en el caso de 4 pisos la aceleración máxima absoluta aumenta con respecto a la base. Además, se muestra que las estructuras diseñadas con arriostramientos mixtos para los dos casos con mayor demanda tienen una menor aceleración absoluta que una estructura diseñada solamente de arriostramientos convencionales.

Por otra parte, además se resalta lo anteriormente dicho en el caso de la estructura de 4 pisos, ya que los sistemas con elementos *BRB* se aprecia que consiguen una menor aceleración absoluta, esto es debido a la alta capacidad de disipación de energía que poseen. En la Tabla 5.5.8 se presentan los valores máximos para la aceleración por piso.

Tabla 5.5.8: Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Piso
SCBF	Constitución	2,454	8
	Concepción	2,138	8
	Viña del Mar	1,507	8
BRB - SCBF	Constitución	1,828	8
	Concepción	1,693	8
	Viña del Mar	1,269	8
SC - SCBF	Constitución	1,875	8
	Concepción	1,848	8
	Viña del Mar	1,506	8

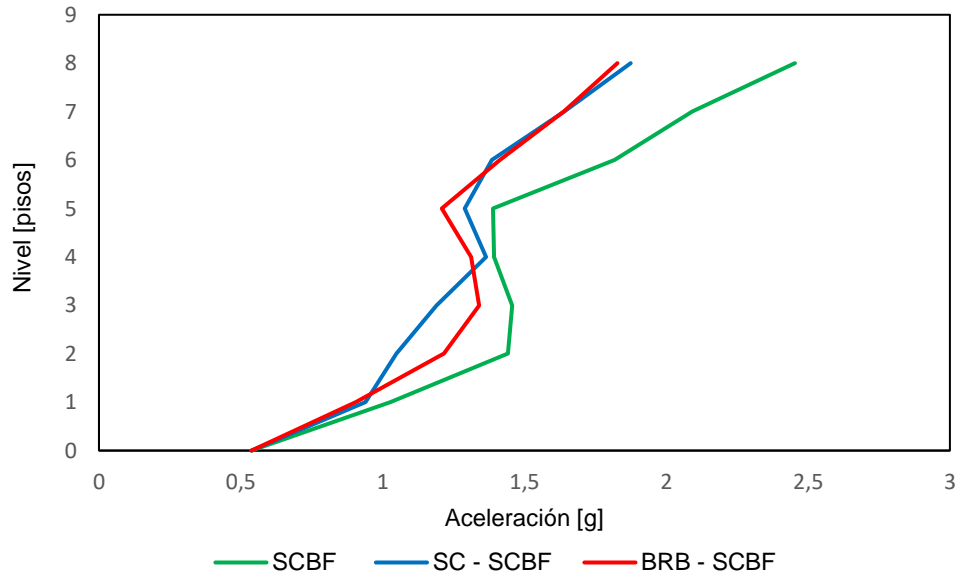


Figura 5.5.66: Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis X.

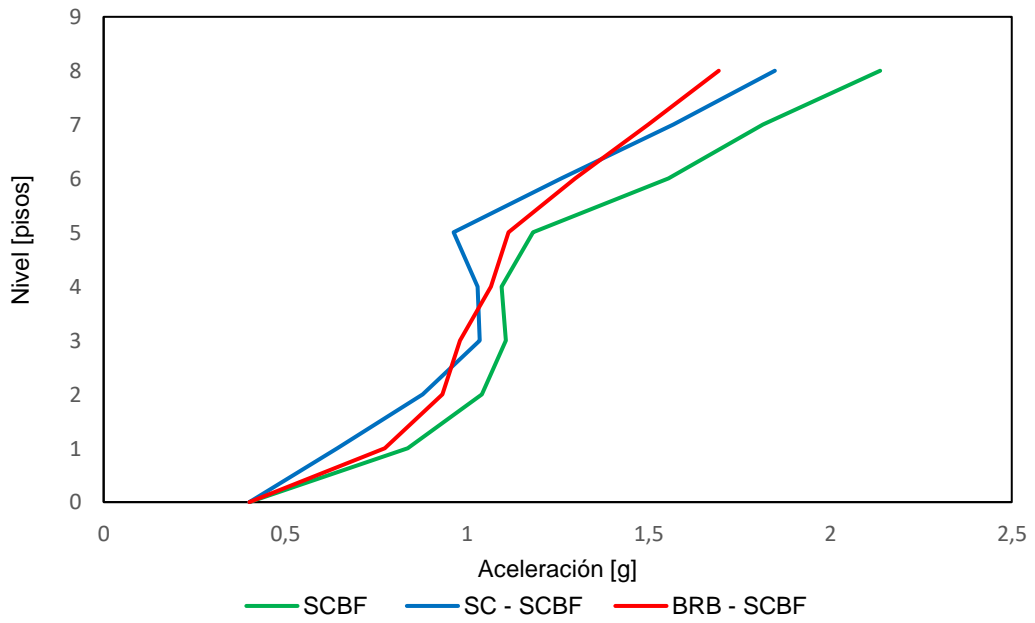


Figura 5.5.67: Aceleración máxima por piso, Concepción, dirección de análisis X.

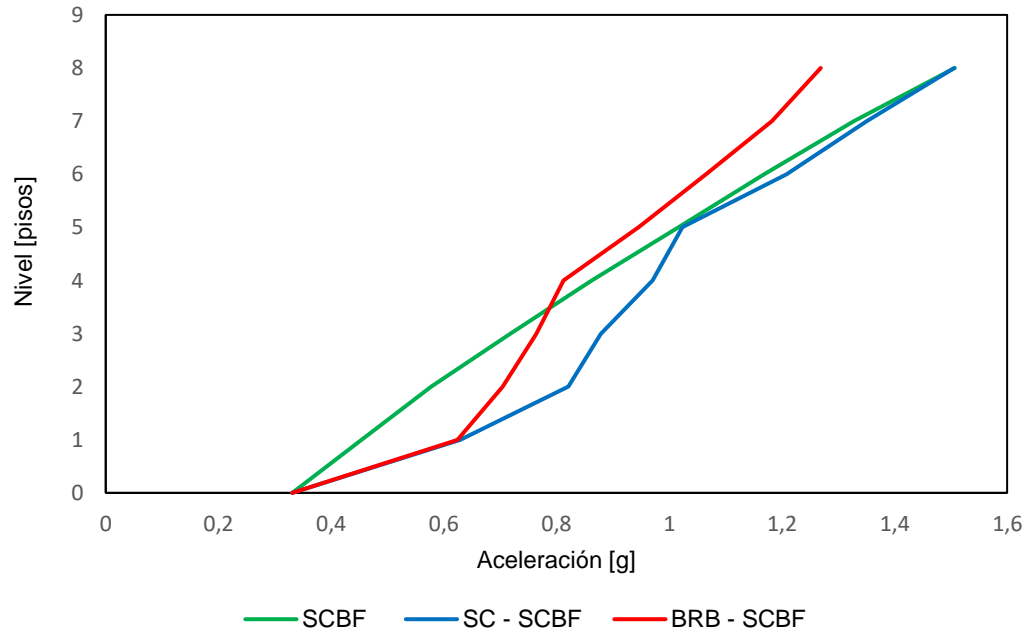


Figura 5.5.68 Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis X.

Capítulo VI

6. Diseño por desempeño.

6.1 Concepto.

Como se nombró en el Capítulo 2 – Diseño por desempeño, se utiliza este método para plantear ciertos criterios de aceptación, tanto para el análisis como el diseño de las estructuras que se estudian, teniendo en consideración un comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales, además de los niveles de seguridad establecidos. Esta metodología es aplicable para todo tipo de estructuras en todas las regiones sísmicas [3]

Si bien Chile se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica los registros utilizados para este Taller de Título, según la definición establecida por el Comité *VISION 2000* presentados en la Tabla 6.1.1 representan un nivel de movimiento sísmico raro debido a la intensidad que estos poseen.

Tabla 6.1.1: Parámetros de los sismos de análisis.

Nivel de movimiento sísmico	Periodo medio de retorno T [años]	Probabilidad de excedencia [p,t]
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	10% en 100 años

Fuente: Visión 2000 [3].

Otro punto importante es lo que establece la FEMA 273, en donde señala un tipo curva que representa el comportamiento dúctil. La Figura 6.1.1 se observa un rango elástico y un rango plástico. Seguido de una rápida y completa pérdida de resistencia. Si el rango plástico es suficientemente grande, este comportamiento se clasifica como controlado por la fuerza. Los criterios de aceptación de los elementos primarios y secundarios que presenten dicho comportamiento estarán dentro de los rangos elásticos o plásticos, dependiendo del nivel de rendimiento.

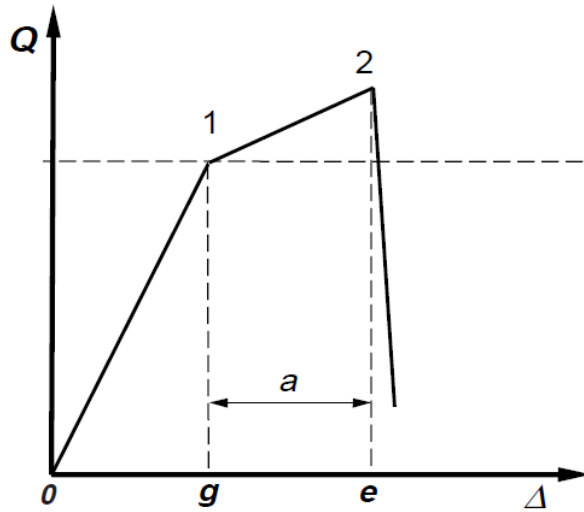


Figura 6.1.1: Curva representativa de un elemento con comportamiento dúctil.

Al mismo tiempo el FEMA 273 representa una curva idealizada de fuerza en función a la deformación como se ilustra en la Figura 6.1.2, la cual se utiliza para especificar los criterios de aceptación de los elementos controlados por la deformación para los cuatro tipos de materiales básicos.

En la curva se presenta la respuesta lineal entre el punto A (componente sin carga) y un punto de fluencia efectiva, pasando a la pendiente del punto B a C la cual suele tener un pequeño porcentaje de la pendiente elástica, la cual se incluye para el fenómeno del enfurecimiento por deformación. El punto C representa la resistencia del elemento al mismo tiempo que una deformación en la que comienza la degradación de dicha resistencia (del punto C al D). Además, se debe señalar que las deformaciones se expresan directamente usando términos como deformación, curvatura, rotación o elongación.

Todas las variables a, b, c para formar el diagrama se encuentran en el ASCE/SE 41 para elementos de hormigón armado y acero

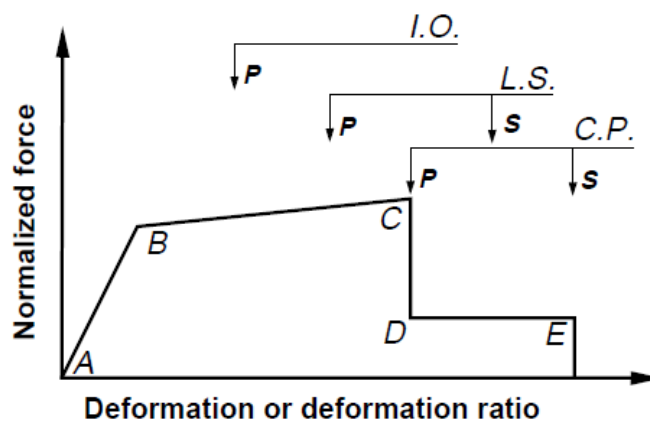


Figura 6.1.2: Curva representativa de un elemento.

En donde:

- I.O. (Ocupación inmediata): el elemento se encuentra sin daños haciendo que la estructura sea segura de habitar.
- L.S. (Seguridad): el elemento se mantiene estable y posee una reserva de resistencia.
- CP (Prevención del colapso): el elemento ya se encuentra en colapso, pero la estructura se puede mantener estable, pero con dificultad.

6.2. Estimación del punto de desempeño.

Según, el Applied Technology Council (ATC-40, 1996) [13]. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (volume 1). Los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método de capacidad-espectro para la determinación del punto de desempeño de una estructura, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño. Cabe señalar, que dicho documento se basa en estructuras de hormigón armado por lo que los resultados obtenidos mediante el método no entregarán una respuesta exacta con respecto a la información del comportamiento real. La ATC-40 señala lo siguiente:

- Capacidad: es una representación de la habilidad de una estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento *Pushover*.
- Demanda (desplazamiento): La demanda es una representación del movimiento telúrico. En los métodos de análisis lineales tradicionales se utilizan las fuerzas laterales para representar una condición de diseño, sin embargo, para los métodos no lineales es más fácil y directo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura dada y una sollicitación sísmica, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del suelo.
- Desempeño: El desempeño de una estructura depende de la manera en que su capacidad maneje la demanda sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto, tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño. Una vez que se ha determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. A través del desempeño se podrá verificar que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño

El punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de las nuevas estructuras, rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender el comportamiento de la estructura estudiada, la cual se encuentra sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades, siendo de ayuda para incrementar los niveles de seguridad a bajo costo.

En este trabajo se utilizará uno de los principales métodos de análisis estático no lineal simplificada para determinar el punto de desempeño de una estructura, la cual viene siendo mediante el método del espectro de demanda-capacidad (MEC).

6.2.1. Método de espectro de demanda-capacidad.

Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto es conocido como performance point, o bien punto de desempeño. El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda. En la Figura 6.2.1 se presenta con mayor claridad lo anteriormente señalado.

El procedimiento como demanda inicial al espectro elástico normativo en el plano ($S_a - S_d$) que corresponde a un sismo de seguridad obtenido para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años catalogándolo según lo indicado con anterioridad como un nivel de movimiento sísmico raro, lo cual se ha especificado el sismo debido a la intensidad.

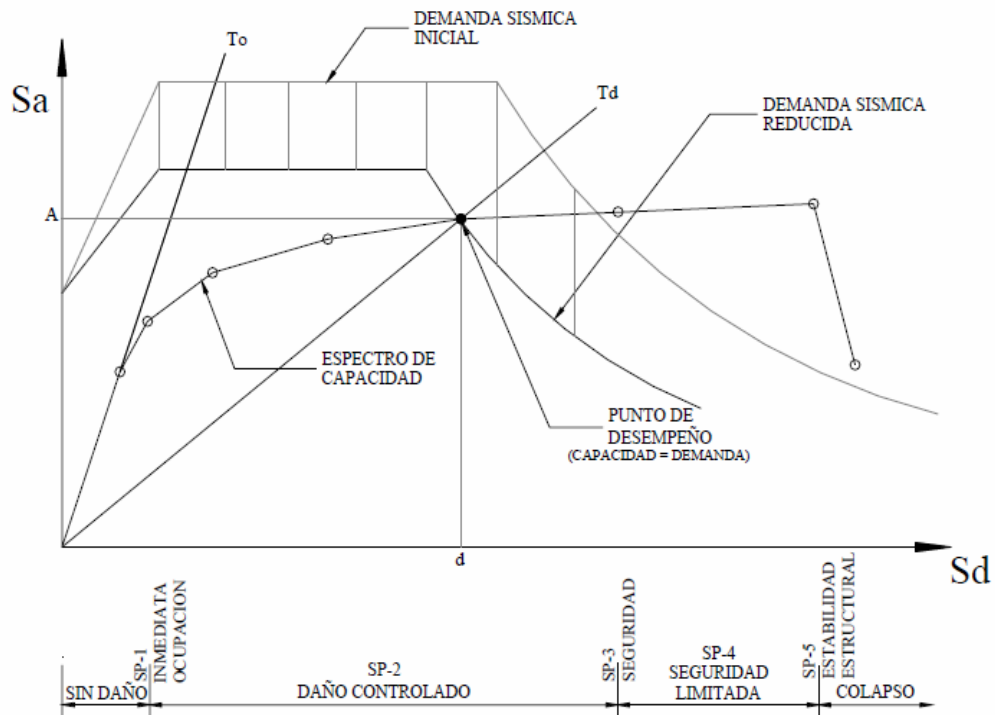


Figura 6.2.1: Espectro de capacidad y demanda; punto de desempeño [13] (adaptada al español).

Para la obtención de la curva de demanda la ATC-40 establece los siguientes pasos:

- Reducción del Espectro de Demanda para un amortiguamiento de 5%
- El espectro de capacidad de la estructura se obtiene mediante un análisis no lineal, como un análisis Pushover.

- El espectro de demanda requiere de ciertos factores de reducción, tanto para el S_a como el S_d , los cuales se presentan en las ecuaciones 6.2.1 y 6.2.2.

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eq}(\%))}{2,12} = \frac{1}{B_S} \quad \text{Ec. 6.2.1}$$

$$SR_D = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eq}(\%))}{1,65} = \frac{1}{B_L} \quad \text{Ec. 6.2.2}$$

En donde

$$\beta_{eq}(\%) = \frac{200}{\pi} \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \text{Ec. 6.2.3}$$

Los parámetros a_y , d_y , a_{pi} y d_{pi} son deducido por medio de la Figura 6.2.2

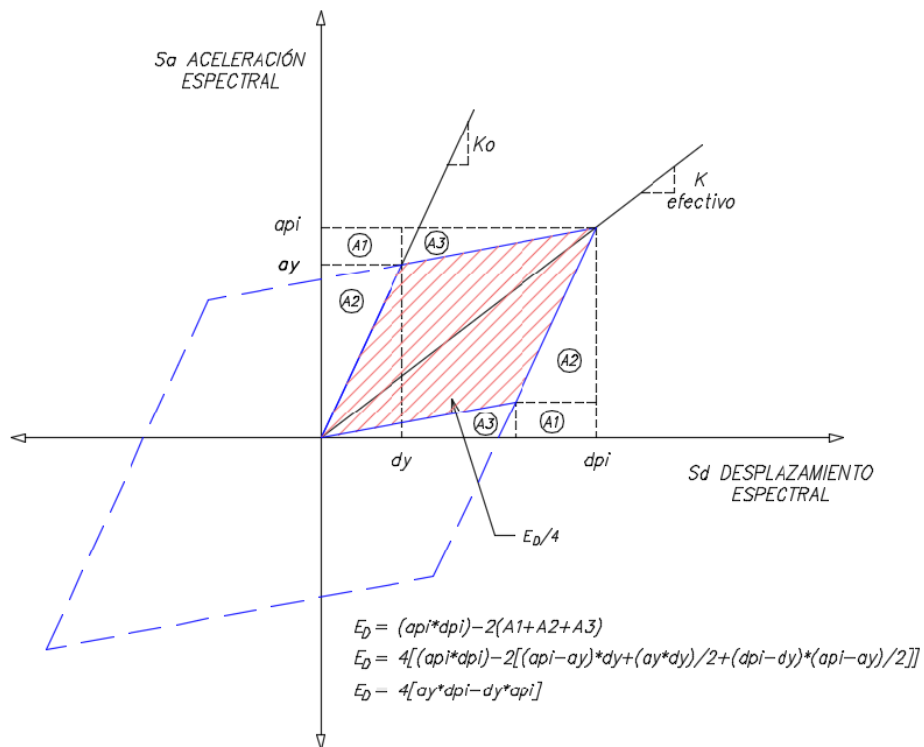


Figura 6.2.2: Cálculo del área del paralelogramo [13].

6.3. Desplazamiento relativo máximo para niveles de desempeño.

En el diseño por desempeño es el desplazamiento relativo para cada nivel de desempeño propuesto por el documento *VISION 2000* [3], los cuales representan la relación D_t/h , en que D_t es el desplazamiento lateral máximo que sufre la estructura en uno de sus puntos y h es la altura entre piso. Para cumplir con los objetivos de desempeño, diversos documentos establecieron una relación máxima entre D_t/h presentados en la Tabla 6.1.2.

Tabla 6.2.1: Valores de desplazamiento relativo máximo para niveles de desempeño.

Nivel de desempeño	Drift D_t/h [%]		
	FEMA 273	BERBETERO	VISION 2000
Totalmente operacional	≤ 1	$\leq 0,2$	$\leq 0,2$
Operacional	≤ 1	$\leq 0,5$	$\leq 0,5$
Seguridad de vida	≤ 2	≤ 2	$\leq 1,5$
Pre-colapso	≤ 4	≤ 4	$\leq 2,5$
Colapso	≥ 4	≥ 4	$\geq 2,5$

6.4. Aceleración absoluta máxima para niveles de desempeño.

El FEMA 356 establece un límite para los elementos no estructurales correspondiente a la aceleración entre piso, ya sea para cielos rasos (*Ceiling systems*), para objetos que se encuentran encima de la losa tales como sillas, mesas, computadoras, etc. (*Desktop computers*) y elementos altos que sirvan de almacenamiento tales como estanterías, muebles, etc. (*Tall file cabinet*), dichos límites se señalan en la Tabla 6.1.3.

Tabla 6.2.2: Valores de aceleraciones absoluta máxima para niveles de desempeño en m/s^2 .

Nivel de desempeño	Sistemas de techo	Objetos sobre losa	Muebles altos
Totalmente operacional	$\leq 0,6$	$\leq 0,5$	$\leq 0,4$
Operacional	$\leq 0,75$	$\leq 0,75$	$\leq 0,6$
Seguridad de vida	$\leq 0,9$	$\leq 1,1$	$\leq 0,8$
Pre-colapso	$\leq 1,25$	$\leq 1,6$	$\leq 1,3$
Colapso	$\geq 1,25$	$\geq 1,6$	$\geq 1,3$

6.5. Estructura de 4 pisos.

A continuación, se presentan algunos resultados de los elementos estudiados para los registros sísmicos de Constitución, Concepción y Viña del Mar.

6.5.1. Punto de desempeño y plastificación de arriostramientos.

Mediante los espectros de aceleración y desplazamiento correspondiente a cada registro sísmico (ver Anexo G), se realizó la curva de demanda quedando la aceleración en función al desplazamiento. En la Figura 6.5.1 se presenta la superposición de las curvas de demandas correspondiente a cada registro sísmico y la curva de capacidad obtenida mediante el análisis pushover de la estructura.

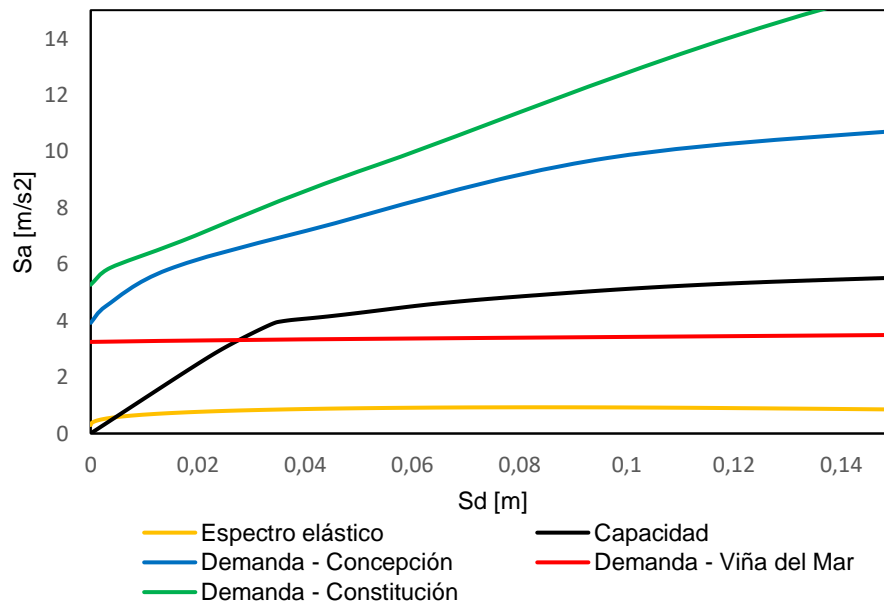


Figura 6.5.1: Representación del punto de desempeño para estructura de 4 pisos con sistema de arriostramientos convencionales.

Teniendo en consideración que la metodología propuesta por el documento ATC-40 utiliza los espectros reducidos, creando la primera diferencia en los resultados debido a que los espectros de demanda relacionado a los registros sísmicos son presentados como espectros elásticos al encontrarse sin un factor de reducción.

Realizando un proceso inverso se puede proponer un rango con respecto a los factores de reducción para cada registro sísmico consistentes con esta metodología como se presenta en la Tabla 6.5.1. Recalcando que no existe un resultado específico para los diferentes casos estudiados debido a que

dicho método es utilizado específicamente para estructuras de hormigón armado. Por lo que, para estructuras de acero, en particular estructuras con sistemas mixtos se requieren de una mayor cantidad de estudio para generar una conclusión al respecto.

Tabla 6.5.1: Factor de reducción propuestos para las demandas sísmicas.

	SCBF	BRB - SCBF	SC - SCBF
Constitución	5,5 - 2,3	5,5 - 2,2	5,5 - 2,2
Concepción	5,5 - 2	5,5 - 1,8	5,5 - 1,8
Viña del Mar	5,5 - 1	5,5 - 1	5,5 - 1

6.5.1.1. Arriostramiento SCBF.

Sin embargo se prosiguió a realizar un análisis más profundo con respecto a los sistemas de arriostramientos, en la Figura 6.5.2 se presenta la curva carga-deformación para una riostra convencional asociada al primer piso del edificio en la cual se demuestra que para el registro de Constitución se encuentra cerca de la falla, o bien, donde se crean las rotulas plásticas, zona en la que el arriostramiento ya no puede ser reparable, en cambio, para los registros de Concepción y Viña del Mar la misma riostra queda en un rango de ocupación inmediata.

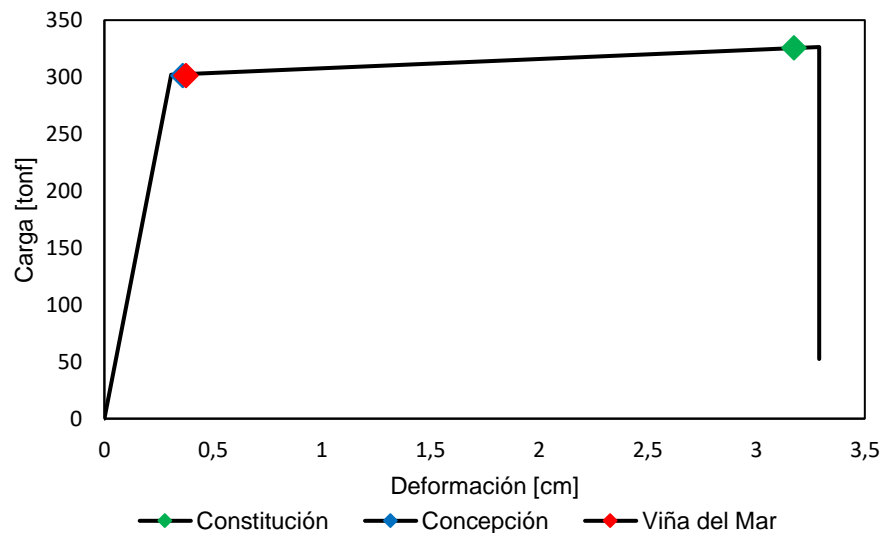


Figura 6.5.2: Curva carga-deformación riostra SCBF.

6.5.1.2. Arriostramiento mixto *BRB* – *SCBF*.

Prosiguiendo con el mismo análisis realizado en el caso de los arriostramientos convencionales, en la Figura 6.5.4 se presenta la curva carga-deformación para el elemento *BRB* que se encuentra en el exterior de la estructura, en donde se observa que para los tres registros sísmicos los elementos quedan en un rango de ocupación inmediata. Mientras que en el Figura 6.5.5 se presenta la curva carga-deformación para el arriostramiento interno asociado a un elemento convencional, donde se observa como para el registro sísmico de Viña del Mar el elemento se mantiene en su rango lineal, caso contrario para los registros de Constitución y Concepción.

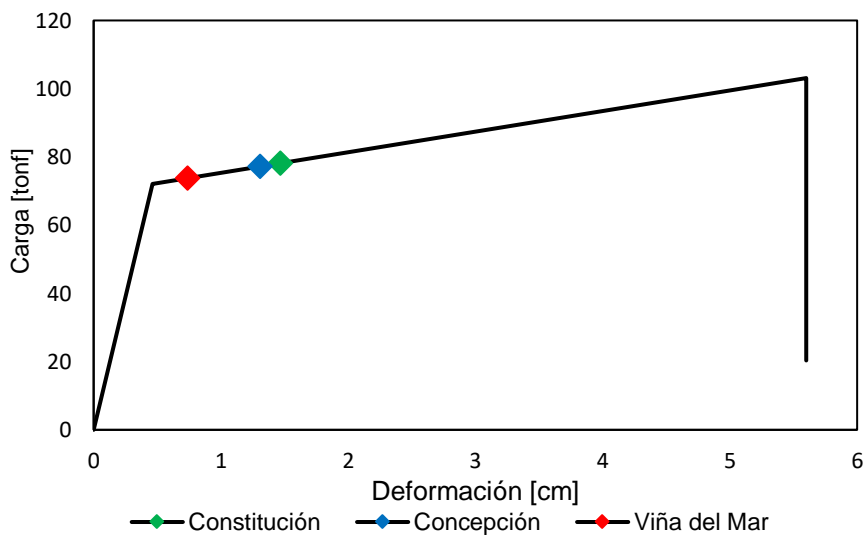


Figura 6.5.3: Curva carga-deformación riostra *BRB*.

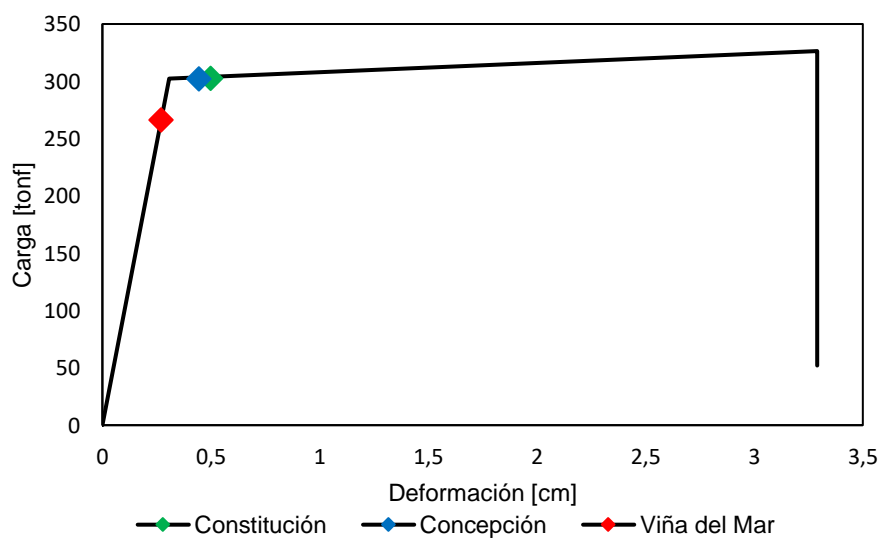


Figura 6.5.4: Curva carga-deformación riostra *SCBF*.

6.5.1.3. Arriostramiento mixto SC – SCBF.

En la Figura 6.5.7 se presenta la curva carga-deformación para el elemento SC ubicado en el exterior de la estructura, en donde se observa que para los tres registros sísmicos los elementos quedan en un rango de ocupación inmediata. Mientras que en el Figura 6.5.8 al igual que en caso del modelo mixto *BRB – SCBF* los arriostramientos convencionales para el registro sísmico de Viña del Mar el elemento se mantiene en su rango lineal, caso contrario para los registros de Constitución y Concepción.

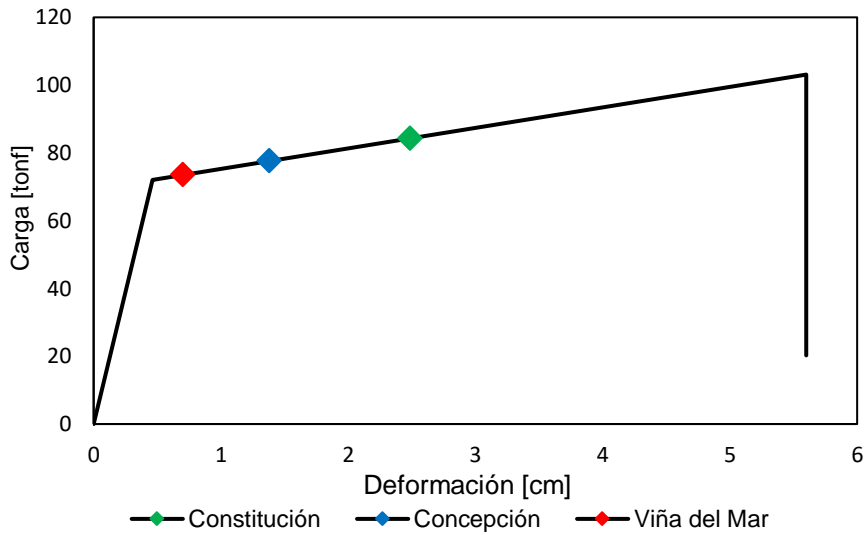


Figura 6.5.5: Curva carga-deformación riostra SC.

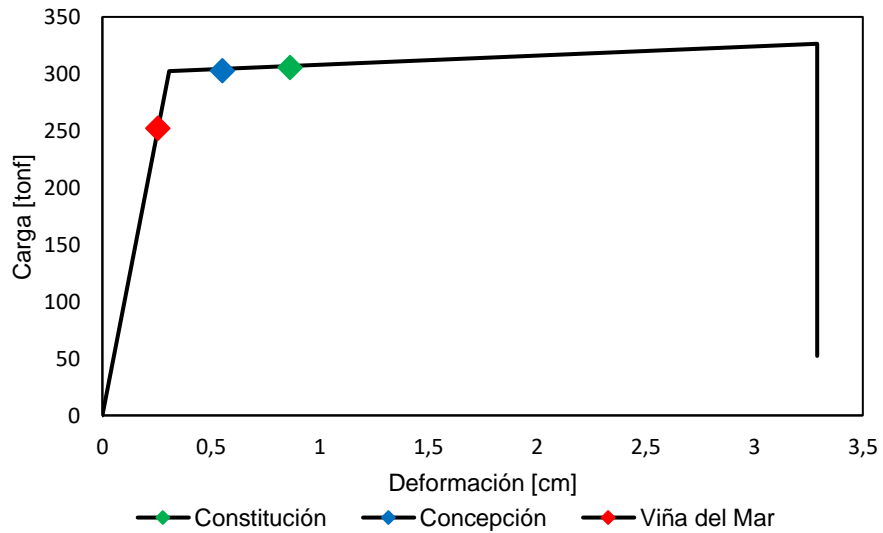


Figura 6.5.6: Curva carga-deformación riostra SCBF.

6.5.2. Drift máximo para niveles de desempeño.

En la Tabla 6.5.1 se presentan los *drift* máximos mencionados en el Capítulo 5 correspondiente a cada uno de los registros sísmicos utilizados para los diferentes sistemas de arriostramientos. Se contempla que solamente en el registro de Constitución la estructura diseñada con arriostramientos convencionales se encuentra dentro del colapso según lo establecido por la *VISION 2000* superando el 2,5% del desplazamiento relativo entre piso, en las demás circunstancias las estructuras quedan funcionando con daño recuperables, además de una posible interrupción en los servicios básicos. En conclusión, el diseño de las estructuras de 4 pisos se encontraría soportando las solicitaciones de los diferentes sismos a excepción de sistema con arriostramientos SCBF. En la Figura 6.5.7 se presenta lo explicado anteriormente para las estructuras que se encuentran fuera del colapso.

Tabla 6.5.2: Nivel de desempeño según desplazamiento relativo máximo

Sistema	Registro	Drift [%]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	18,72	$\geq 2,5$	Colapso
	Concepción	0,62	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
	Viña del Mar	0,28	$\leq 0,5$	Operacional
BRB - SCBF	Constitución	0,54	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
	Concepción	0,49	$\leq 0,5$	Operacional
	Viña del Mar	0,28	$\leq 0,5$	Operacional
SC - SCBF	Constitución	0,91	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
	Concepción	0,50	$\leq 0,5$	Operacional
	Viña del Mar	0,26	$\leq 0,5$	Operacional

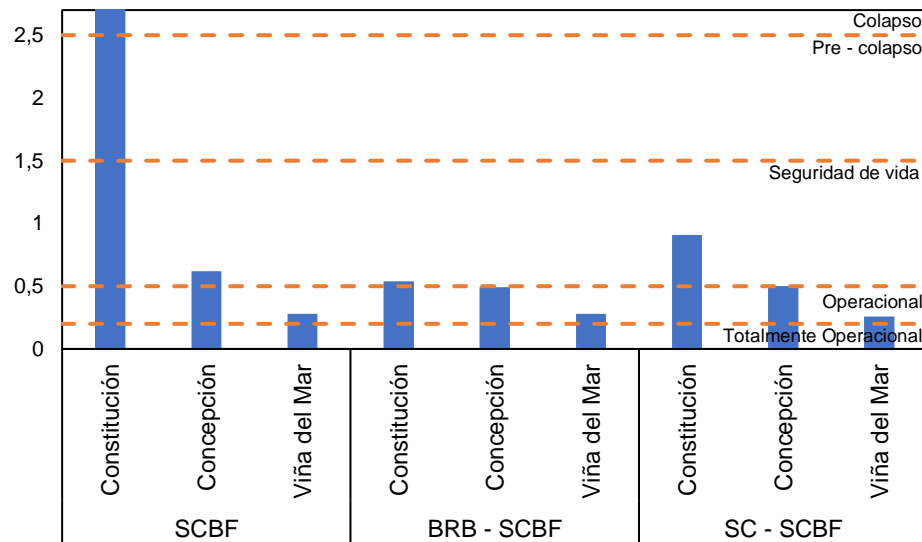


Figura 6.5.7: Nivel de desempeño de las estructuras.

Con lo señalado en la Figura 6.5.7 se demuestra que para los diferentes tipos de estructuras de 4 pisos estudiadas mediante la Tabla 6.5.2 propuesta por la *VISION 2000* asociado a un registro con un nivel de movimiento sísmico raro la mayoría de éstos servirían para instalaciones esenciales, caso contrario, para las estructuras diseñadas con sistemas mixtos en presencia del sismo de Constitución, se encuentran dentro de la categoría de instalaciones básicas.

Tabla 6.5.3: Nivel de desempeño sísmico.

1 - Instalaciones Básicas 2 - Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3 - Instalaciones de Seguridad Crítica 0 - Desempeño inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T = 43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T = 72 años)	2	1	0	0
	Raro (T = 475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T = 970 años)	-	3	2	1

6.5.3. Aceleración absoluta máxima para niveles de desempeño.

Mientras que en las Tablas 6.5.3, 6.5.4 y 6.5.5 se presentan las aceleraciones máximas obtenidas para sistema de arriostramiento ya sea convencional o mixto, para los sistemas de techo, objetos sobre losa y muebles altos, respectivamente.

Se observa que para el sismo de Constitución tanto para los sistemas convencionales como para el mismo SC – SCBF los sistemas de techo se encontrarían en un estado de colapso, al mismo tiempo que para el registro de Concepción ocurre un colapso para ambos sistemas mixtos.

Tabla 6.5.4: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para sistemas de techo.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	1,509	$\geq 1,25$	Colapso
	Concepción	1,202	$\leq 1,25$	Pre-colapso
	Viña del Mar	0,897	$\leq 0,9$	Seguridad de vida
BRB - SCBF	Constitución	1,196	$\leq 1,25$	Pre-colapso
	Concepción	1,33	$\geq 1,25$	Colapso
	Viña del Mar	1,178	$\leq 1,25$	Pre-colapso
SC - SCBF	Constitución	1,490	$\geq 1,25$	Colapso
	Concepción	1,301	$\geq 1,25$	Colapso
	Viña del Mar	0,897	$\leq 0,9$	Seguridad de vida

A su vez, con respecto a los objetos sobre la losa en ninguno de los casos se encontrarían dentro del colapso, tal como se muestra en la Tabla 6.5.4.

Tabla 6.5.5: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para objetos sobre la losa.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	1,509	$\leq 1,6$	Pre-colapso
	Concepción	1,202	$\leq 1,6$	Pre-colapso
	Viña del Mar	0,897	$\leq 1,1$	Seguridad de vida
BRB - SCBF	Constitución	1,196	$\leq 1,6$	Pre-colapso
	Concepción	1,33	$\leq 1,6$	Pre-colapso
	Viña del Mar	1,178	$\leq 1,6$	Pre-colapso
SC - SCBF	Constitución	1,490	$\leq 1,6$	Pre-colapso
	Concepción	1,301	$\leq 1,6$	Pre-colapso
	Viña del Mar	0,897	$\leq 1,1$	Seguridad de vida

Por último, para los muebles altos se contempla que los sistemas mixtos SC – SCBF con cualquier registro sísmico produce un colapso, de igual forma que para los sistemas convencionales en constitución y los sistemas mixtos BRB – SCBF en Concepción.

Tabla 6.5.6: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para muebles altos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	1,509	$\leq 1,3$	Colapso
	Concepción	1,202	$\leq 1,3$	Pre-colapso
	Viña del Mar	0,897	$\leq 1,3$	Pre-colapso
BRB - SCBF	Constitución	1,196	$\leq 1,3$	Totalmente operacional
	Concepción	1,33	$\geq 1,3$	Colapso
	Viña del Mar	1,178	$\leq 1,3$	Totalmente operacional
SC - SCBF	Constitución	1,490	$\geq 1,3$	Colapso
	Concepción	1,301	$\geq 1,3$	Colapso
	Viña del Mar	0,897	$\leq 1,3$	Pre-colapso

6.6. Estructuras de 8 pisos.

Se presentan algunos de los resultados de los elementos estudiados para los registros anteriormente mencionados. Teniendo en consideración que poseen una mayor cantidad de ejes con arriostramientos lo cual puede variar considerablemente en comparación a los resultados del edificio de 4 pisos. Cabe señalar, que el comportamiento de los arriostramientos internos (eje 2 y eje 3) asociado a las riostras convencionales tienen un comportamiento similar para los tres sistemas de arriostramientos diseñados. A continuación, se presentan algunos resultados de los elementos estudiados para los registros sísmicos de Constitución, Concepción y Viña del Mar.

6.6.1. Punto de desempeño y plastificación de arriostramientos.

En la Figura 6.6.1 se presenta la superposición de la curva de demanda de cada registro sísmico con la curva de capacidad para una de las estructuras de 8 pisos demostrando el mismo comportamiento que para las estructuras de 4 pisos.

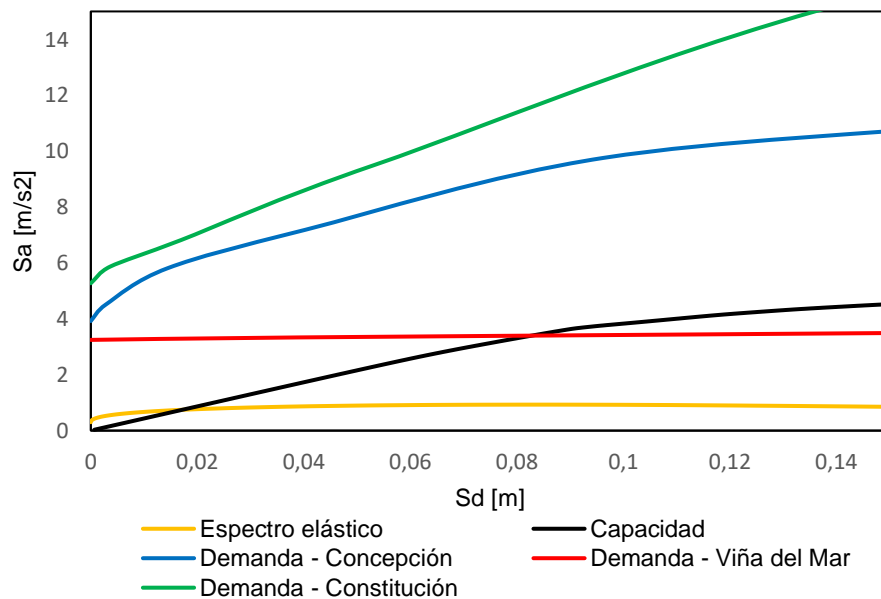


Figura 6.6.1: Representación del punto de desempeño para estructura de 8 pisos

Teniendo en consideración lo mencionado para el caso de la estructura de 4 pisos, se realizó el mismo procedimiento inverso para proponer los factores de reducción con respecto a cada registro sísmico, tal como se presenta en la Tabla 6.6.1.

Tabla 6.6.1: Factor de reducción propuestos para las demandas sísmicas.

	SCBF	BRB - SCBF	SC - SCBF
Constitución	5,5 - 2,9	5,5 - 3,5	5,5 - 3,5
Concepción	5,5 - 2,2	5,5 - 2,6	5,5 - 2,6
Viña del Mar	5,5 - 1	5,5 - 1	5,5 - 1

6.6.1.1 Arriostramiento SCBF.

En las Figuras 6.6.2 y 6.6.3 se presenta la curva carga-deformación para las riostras convencionales asociada al primer piso del edificio en la cual se demuestra que debido a distribución en que se encuentra y el número de arriostramientos tanto para los ejes externos como internos las riostras se encuentran en un rango en que la estructura puede mantenerse operacional.

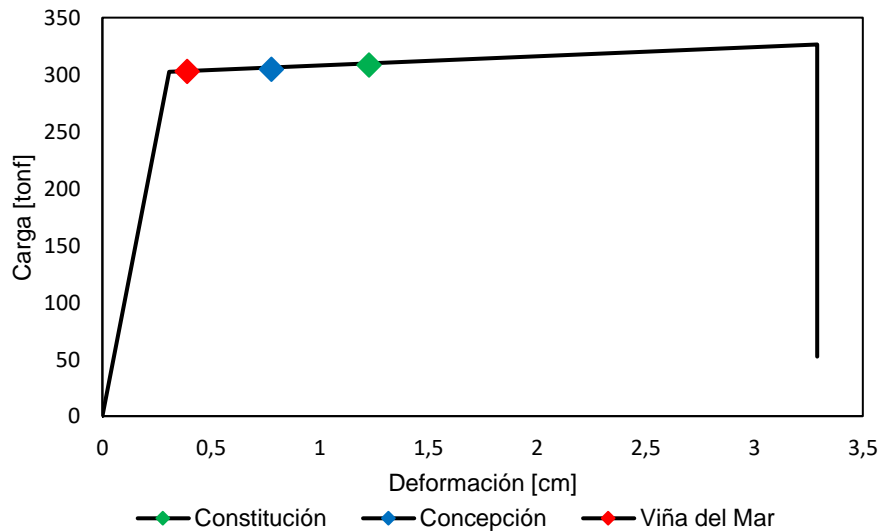


Figura 6.6.2: Curva carga-deformación riostra SCBF, eje externo.

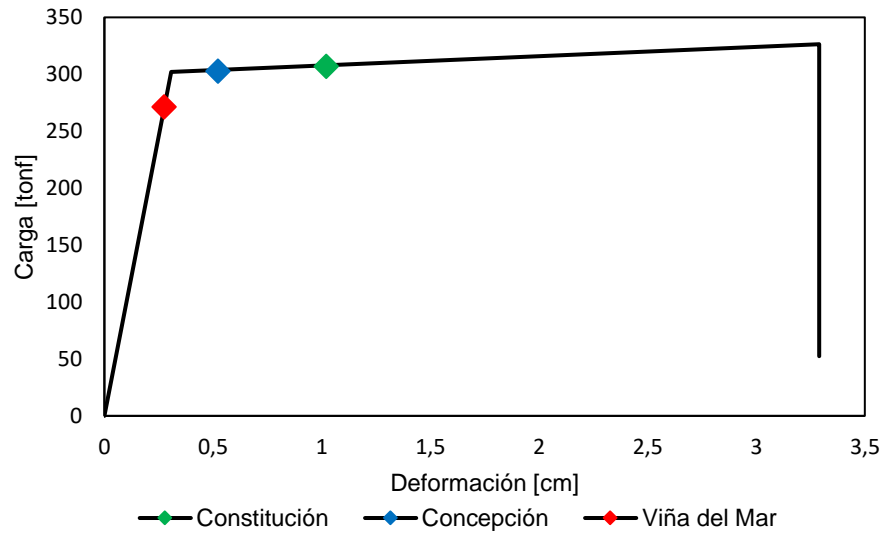


Figura 6.6.3: Curva carga-deformación riostra SCBF, eje interno.

6.6.1.2. Arriostramiento mixto BRB – SCBF.

En la Figura 6.6.4 se presenta la curva carga-deformación para el elemento BRB que se encuentra en el exterior de la estructura, en donde se observa que, para los registros sísmicos con menor demanda, ya sea, Concepción y Viña del Mar los elementos quedan en un rango de ocupación inmediata, en cambio para el caso del registro de constitución se tiene que el elemento se encuentra en el rango de la seguridad, donde posee un poco de resistencia y puede ser reparado.

Mientras que en el Figura 6.6.5 se presenta la curva carga-deformación para el arriostramiento interno asociado a un elemento convencional, donde se observa que para los tres registros sísmicos la misma riostra se encuentra sin daño alguno.

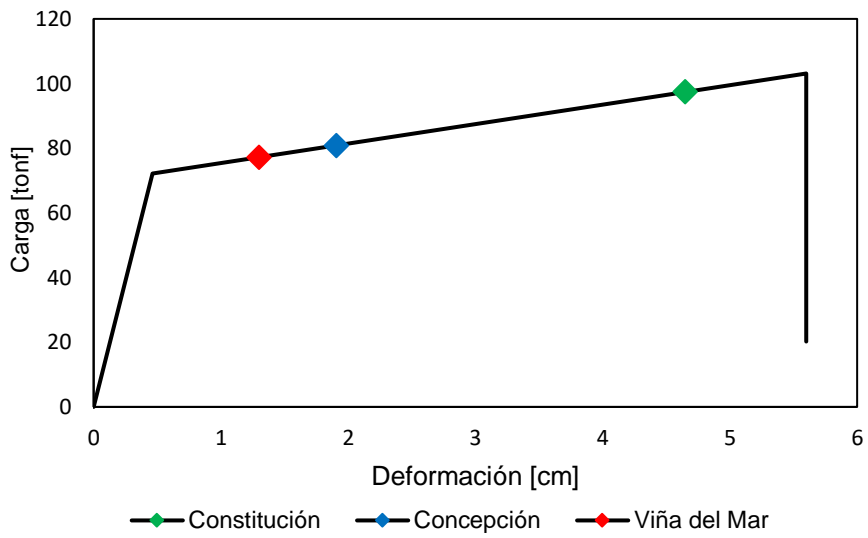


Figura 6.6.4: Curva carga-deformación riostra BRB.

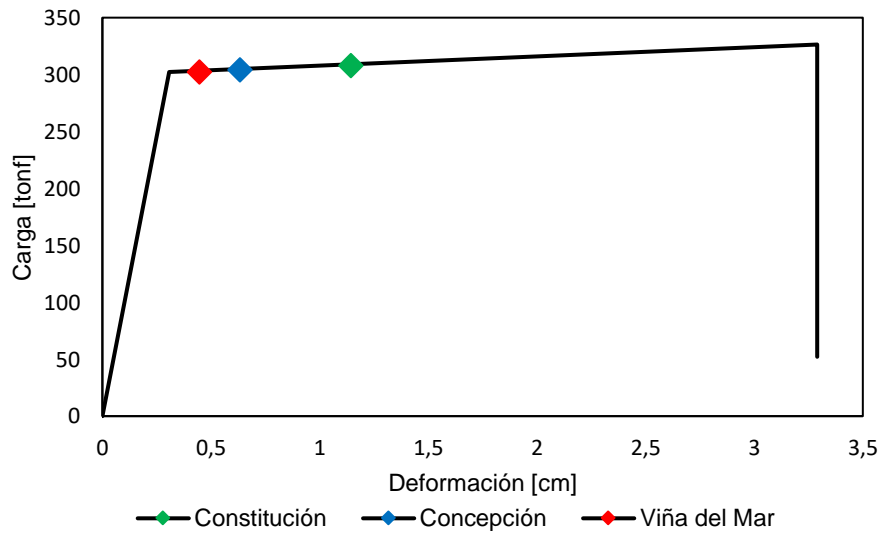


Figura 6.6.5: Curva carga-deformación riostra SCBF.

6.6.1.3. Arriostramiento mixto SC – SCBF.

En la Figura 6.6.6 se presenta la curva carga-deformación para el elemento SC ubicado en el exterior de la estructura, en donde se observa que exactamente igual que en caso del sistema mixto *BRB – SCBF* este tipo de sistema se encuentra sin daño alguno en sus elementos tanto para el registro de Concepción como Viña del Mar, caso contrario con el registro de Constitución, debido a su alta demanda en la que se observa su cercanía a la falla. Mientras que en el Figura 6.6.7 se contempla que los arriostramientos convencionales mantienen su rigidez al no sufrir daño alguno.

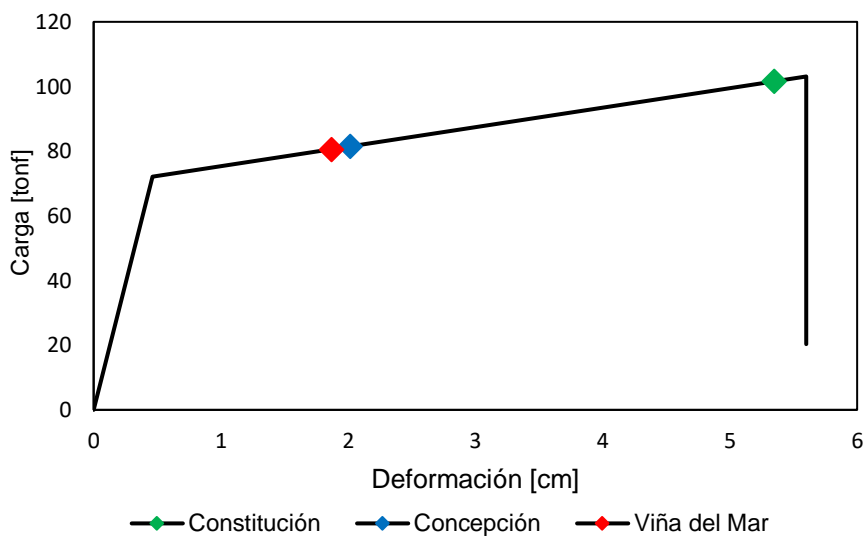


Figura 6.6.6: Curva carga-deformación riostra SC.

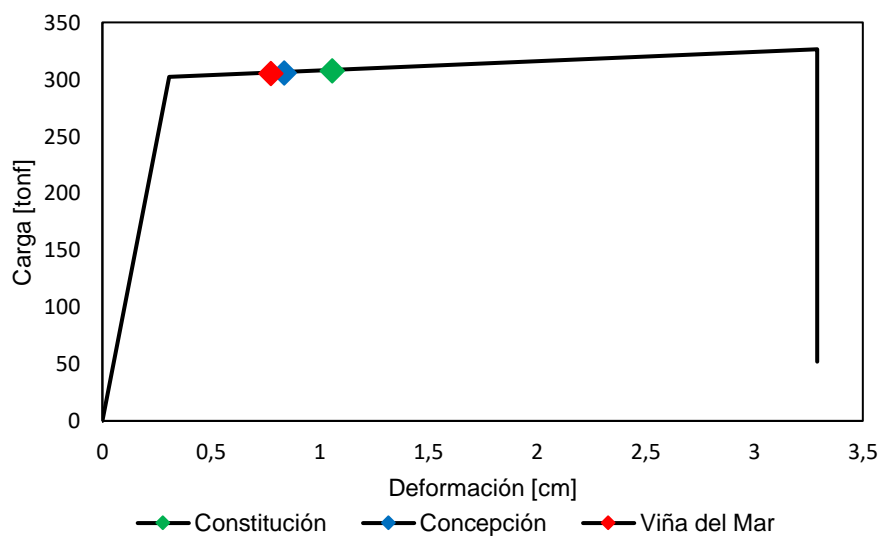


Figura 6.6.7: Curva carga-deformación riostra SCBF.

6.6.2. *Drift* máximo para niveles de desempeño.

En la Tabla 6.3.2 se presentan los *drift* máximos mencionados en el Capítulo 5 correspondiente a cada uno de los registros sísmicos utilizados para los diferentes sistemas de arriostramientos en una estructura de 8 pisos, se demuestra que el diseño de las diferentes estructuras de 8 pisos no colapsa quedando en algunos casos con daños en elementos estructurales. En la Figura 6.6.8 se representa con mejor detalle el nivel de desempeño en que incursan las estructuras.

Para el registro de Constitución debido a su mayor demanda se observa que los tres sistemas de arriostramiento pueden sufrir daños en elementos estructurales pero reparables.

Tabla 6.6.2: Nivel de desempeño según *drift* máximo para sistemas de techo.

Sistema	Registro	Drift [%]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	2,24	$\leq 2,5$	Pre-colapso
	Concepción	0,57	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
	Viña del Mar	0,39	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
BRB - SCBF	Constitución	1,69	$\leq 2,5$	Pre-colapso
	Concepción	0,70	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
	Viña del Mar	0,48	$\leq 0,2$	Operacional
SC - SCBF	Constitución	2,02	$\leq 2,5$	Pre-colapso
	Concepción	0,74	$\leq 1,5$	Seguridad de vida
	Viña del Mar	0,68	$\leq 1,5$	Seguridad de vida

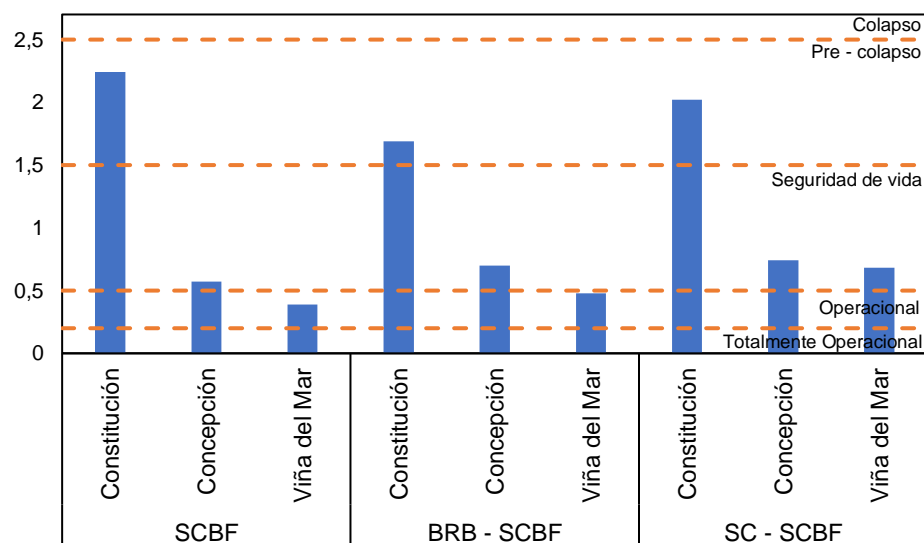


Figura 6.6.8: Nivel de desempeño de las estructuras.

Sabiendo que el sismo del 2010 corresponde a un nivel de movimiento sísmico catalogado como raro se clasifican los diferentes sistemas estructurales mediante la Figura 6.6.8 en donde se puede considerar que los edificios ubicados en Constitución servirían como instalaciones básicas sufriendo un riesgo considerable de encontrarse cerca del colapso, mientras que si se encuentran en las zonas de Concepción estas mismas estructuras catalogadas como básicas pueden seguir manteniendo su uso. Por otra parte, para el caso en que se encuentren en Viña del Mar, las que poseen sistemas convencionales y mixtos de *BRB* – *SCBF* pueden considerarse como instalaciones esenciales.

6.6.3. Aceleración absoluta máxima para niveles de desempeño.

Con respecto a la aceleración absoluta máxima, en Tablas 6.3.3, 6.3.4 y 6.3.5 se presentan dichos valores para los sistemas de techo, objetos sobre losa y muebles altos, respectivamente.

Se observa que para todos los registros sísmicos los sistemas de techo colapsan, al mismo tiempo que los muebles altos.

Por otra parte, la incorporación de dispositivos *BRB* cumplen con la finalidad de mantener los elementos no estructurales como en el caso de muebles altos en “pre-colapso” para el registro de Viña del Mar, tal como se presenta en la Tabla 6.3.4 debido a la característica que poseen al momento de disipar la energía.

Tabla 6.6.3: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para sistemas de techo.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Condición	Nivel de desempeño
<i>SCBF</i>	Constitución	2,454	$\geq 1,25$	Colapso
	Concepción	2,138	$\geq 1,25$	Colapso
	Viña del Mar	1,507	$\geq 1,25$	Colapso
<i>BRB - SCBF</i>	Constitución	1,828	$\geq 1,25$	Colapso
	Concepción	1,693	$\geq 1,25$	Colapso
	Viña del Mar	1,269	$\geq 1,25$	Colapso
<i>SC - SCBF</i>	Constitución	1,875	$\geq 1,25$	Colapso
	Concepción	1,848	$\geq 1,25$	Colapso
	Viña del Mar	1,506	$\geq 1,25$	Colapso

Tabla 6.6.4: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para objetos sobre la losa.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	2,454	$\geq 1,6$	Colapso
	Concepción	2,138	$\geq 1,6$	Colapso
	Viña del Mar	1,507	$\leq 1,6$	Pre-colapso
BRB - SCBF	Constitución	1,828	$\geq 1,6$	Colapso
	Concepción	1,693	$\geq 1,6$	Colapso
	Viña del Mar	1,269	$\leq 1,6$	Pre-colapso
SC - SCBF	Constitución	1,875	$\geq 1,6$	Colapso
	Concepción	1,848	$\geq 1,6$	Colapso
	Viña del Mar	1,506	$\leq 1,6$	Pre-colapso

Tabla 6.6.5: Nivel de desempeño según aceleraciones absolutas máximas para muebles altos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Condición	Nivel de desempeño
SCBF	Constitución	2,454	$\geq 1,3$	Colapso
	Concepción	2,138	$\geq 1,3$	Colapso
	Viña del Mar	1,507	$\geq 1,3$	Colapso
BRB - SCBF	Constitución	1,828	$\geq 1,3$	Colapso
	Concepción	1,693	$\geq 1,3$	Colapso
	Viña del Mar	1,269	$\leq 1,3$	Pre-colapso
SC - SCBF	Constitución	1,875	$\geq 1,3$	Colapso
	Concepción	1,848	$\geq 1,3$	Colapso
	Viña del Mar	1,506	$\geq 1,3$	Colapso

Capítulo VII

7. Análisis de resultados.

7.1. Análisis de resultados

Mediante lo establecido por Itawa [78], Erochko [71] y McCormick [79], sobre el *drifts* residuales máximos de entrepiso de 1.1% para sistemas *BRB* y *SC*, a pesar de que estos elementos son utilizados en sistemas mixtos, tanto para el edificio de 4 pisos como de 8 pisos cumplen con dicha restricción, tal como se muestra en las Tablas 7.1.1 señalando además, que una estructura mixta con sistemas *SC* las deformaciones residuales disminuyen considerablemente con respecto a la estructura diseñada con sistemas *BRB*. Otro punto importante establecido por dichos autores es que para el *drifts* residual máximo del techo no puede superar el 0,5% para este tipo de arriostramientos, tal como se muestra en la Tabla 7.1.2 en donde se contempla que en ninguno de los casos supera dicho valor.

Tabla 7.1.1: Drift residual máximo de entrepiso sistemas mixto.

Sistema	Registro	<i>Drift</i> residual máximo de entrepiso [%] estructura de 4 pisos	<i>Drift</i> residual máximo de entrepiso [%] estructura de 8 pisos
<i>BRB - SCBF</i>	Constitución	0,41	0,44
	Concepción	0,39	0,35
	Viña del Mar	0,06	0,37
<i>SC - SCBF</i>	Constitución	0,04	0,03
	Concepción	0,19	0,33
	Viña del Mar	0,01	0,06

Tabla 7.1.2: Drift máximo de entrepiso sistemas mixto.

Sistema	Registro	<i>Drift</i> [%] en estructura de 4 pisos	<i>Drift</i> [%] en estructura de 8 pisos
<i>BRB - SCBF</i>	Constitución	0,54	1,69
	Concepción	0,49	0,70
	Viña del Mar	0,28	0,48
<i>SC - SCBF</i>	Constitución	0,91	2,02
	Concepción	0,50	0,74
	Viña del Mar	0,26	0,68

El único caso con valores cercanos a estos límites corresponde al modelo *SCBF* con el registro de Constitución, con una deriva residual de techo y una deriva residual de entrepiso mayor a lo establecido por la norma NCh433 tal como se muestra en la Tabla 7.1.3 y 7.1.4, observando un claro comportamiento del sistema de colapso como se señaló en el Capítulo 5 llamado “piso blando” ocurrido en la estructura de 4 pisos, siendo discutible (para este caso), el alto costo de reparación de la estructura o la posible demolición del edificio. Para los registros de Concepción y Viña del Mar, el sistema *SCBF* posee bajas deformaciones residuales, siendo incluso, menores a los sistemas *BRB* para el registro de Viña del Mar. Esto se puede deber a la capacidad que tienen las barras de pandeo restringido de incursionar dentro del rango inelástico para niveles bajos de demanda [80], facilitando la presencia de deformaciones residuales.

Tabla 7.1.3: Drift residual máximo de entrepiso sistemas *SCBF*

Sistema	Registro	Drift residual máximo de entrepiso [%] estructura de 4 pisos	Drift residual máximo de entrepiso [%] estructura de 8 pisos
<i>SCBF</i>	Constitución	-	0,09
	Concepción	0,46	0,36
	Viña del Mar	0,006	0,03

Tabla 7.1.4: Drift máximo de entrepiso sistemas *SCBF*.

Sistema	Registro	<i>Drift</i> [%] en estructura de 4 pisos	<i>Drift</i> [%] en estructura de 8 pisos
<i>SCBF</i>	Constitución	18,72	2,24
	Concepción	0,62	0,57
	Viña del Mar	0,28	0,39

- > En cuanto a las aceleraciones absolutas, se considera que para grandes demandas sísmicas los elementos *BRB* ya sea en estructuras de 4 como 8 pisos, poseen menores valores en aceleración ya que al llegar a una deformación cercana a su máxima capacidad este puede disipar aún más la energía, por lo contrario, en relación con el demás registro en donde las demandas no alcanzan a comprobar la disipación de energía que tienen tales sistemas como es en el caso de Viña del Mar, tal como se muestra en la Tabla 7.1.5.

Tabla 7.1.5: Aceleración máxima absoluta.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g] estructura de 4 pisos	Aceleración absoluta [g] estructura de 8 pisos.
SCBF	Constitución	1,509	2,454
	Concepción	1,202	2,138
	Viña del Mar	0,897	1,507
BRB - SCBF	Constitución	1,196	1,828
	Concepción	1,33	1,693
	Viña del Mar	1,178	1,269
SC - SCBF	Constitución	1,490	1,875
	Concepción	1,301	1,848
	Viña del Mar	0,897	1,506

A su vez, se observa que las aceleraciones máximas absolutas registradas en los pisos superiores para la estructura de 4 pisos presentadas en la Tabla 7.1.6, el único registro que se sobrepasa en comparación a la aceleración absoluta del piso es para la estructura diseñada con arriostramientos mixtos BRB y SCBF, esto es debido a la poca demanda del sismo registrado en Viña del Mar, demostrando que este tipo de dispositivo funcionan perfectamente para sismos con mayor demanda, tal como se presenta en el registro de Constitución, donde la aceleración aumenta el doble en relación a la máxima obtenida del piso. Mientras tanto se tiene que para las estructuras con arriostramientos SCBF y mixto SC – SCBF la relación no varía con respecto a registro sísmico aplicado, esto es debido a la rigidez de la estructura.

Tabla 7.1.6: Relación con respecto a la aceleración absoluta, estructura de 4 pisos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g] estructura de 4 pisos	Relación con respecto a la aceleración absoluta de la base [g]
SCBF	Constitución	1,509	3
	Concepción	1,202	3
	Viña del Mar	0,897	3
BRB - SCBF	Constitución	1,196	2
	Concepción	1,33	3
	Viña del Mar	1,178	4
SC - SCBF	Constitución	1,490	3
	Concepción	1,301	3
	Viña del Mar	0,897	3

Mientras tanto en la Tabla 7.1.7 se presenta como el dispositivo autocentrante tiene una buena disipación de energía en cuanto se instalan en estructuras flexibles ya que se contempla la diferencia de la relación entre los sismos utilizados.

Tabla 7.1.7: Relación con respecto a la aceleración absoluta, estructura de 8 pisos.

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g] estructura de 8 pisos	Relación con respecto a la aceleración absoluta de la base [g]
SCBF	Constitución	2,454	5
	Concepción	2,138	5
	Viña del Mar	1,507	5
BRB - SCBF	Constitución	1,828	3
	Concepción	1,693	4
	Viña del Mar	1,269	4
SC - SCBF	Constitución	1,875	3
	Concepción	1,848	5
	Viña del Mar	1,506	5

- > Con respecto a la deformación residual presentada en la Figura 7.1.1 con respecto a las estructuras de 8 pisos en donde se observa como el segundo modo de vibrar predomina tanto en la estructura diseñada con arriostramientos convencionales y mixtos entre BRB y SCBF, asociado a un periodo de 0,688 y 0,628 segundos, respectivamente. Con lo mencionado y la curva presente en el Anexo G se presenta que ambas estructuras que dicho modo se encuentra cercano al pick del espectro de aceleraciones.

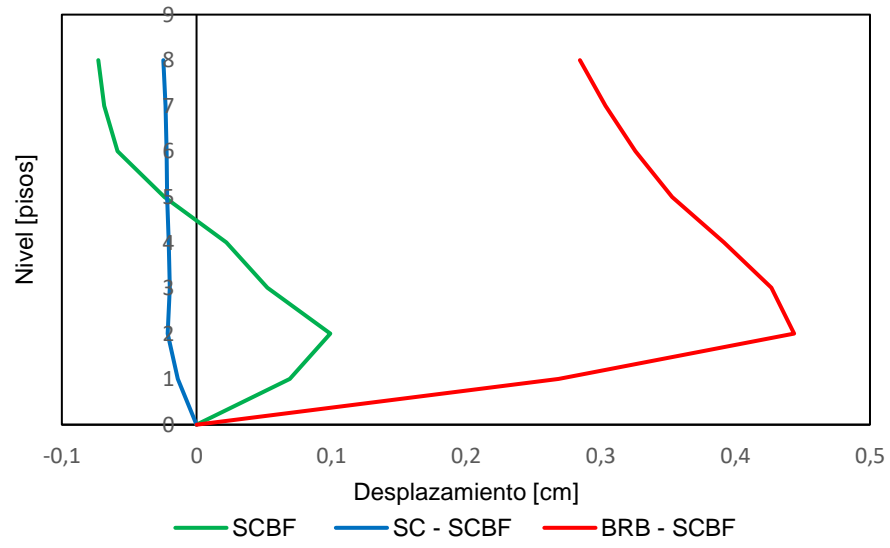


Figura 7.1.1: Deformación residual estructuras de 8 pisos.

Capítulo VIII

8. Conclusión.

Mediante lo analizado en el presente documento se presentan algunas de las conclusiones:

- > De acuerdo con el análisis realizado en todas las edificaciones estudiadas para los diferentes registros sísmicos se demuestra que de acuerdo su curva de capacidad se encuentra incursionando en el rango inelástico, movilizandando así la totalidad de la resistencia lateral disponible.
- > Se demuestra que para registros con baja demanda como Viña del Mar las estructuras mixtas con menos altura tienden a que sus elementos *BRB-SC* incurran en el rango inelástico, mientras que sus elementos *SCBF* se encuentran en todo momento en el rango elástico. Obteniendo a su vez un corte basal.
- > Como resultado del análisis dinámico no lineal, no se registró en ningún caso un *drift* máximo superior al 1.5%, a excepción del sistema *SCBF* de 4 pisos donde utilizando el registro de Constitución se obtuvieron derivas equivalentes a un 4,6%. Esto se debe a la reducción de la rigidez lateral del marco luego de las fracturas de las diagonales del primer piso, y a la flexibilidad de diseño al incorporar una menor área de acero al dispositivo autocentrante, respectivamente. Una solución a este problema puede ser la incorporación de arriostramientos de mayores dimensiones o aumentar el número de vanos arriostrados, de manera de incrementar la rigidez del edificio y disminuir las deformaciones laterales.
- > El desempeño de la edificación refleja la capacidad de disipación de energía de ésta, por medio de la formación de rotulas plásticas en los arriostramientos. Es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que, en ninguno de los casos, se debe considerar como una solución exacta.

Aun así, mediante lo establecido por la *VISION 2000* las estructuras diseñadas se encuentran en un nivel de desempeño en donde se debe considerar los arreglos de los elementos estructurales para los diferentes registros sísmicos, a excepción del edificio de 4 pisos con arriostramientos convencionales si se llega a construir en Constitución, debido a que es una combinación la cual no aportaría dicha demanda. En caso de que la edificación con una demanda sísmica que sobrepase el límite para el estado de daños de seguridad de vida (o daños severos), debe analizarse cada uno de los elementos que alcanzan su límite de aceptabilidad e indicar los elementos que requieren reforzarse para mejorar su rendimiento

- > Se debe considerar además que, al momento de realizar la verificación del desempeño, la ATC-40 establece que el "*punto de desempeño*" es importante al momento de estimar el comportamiento de una estructura, aun así, al no conseguir una intersección entre las curvas de demanda y capacidad se estima que la carga utilizada en el *pushover* no representa el sismo, por lo que se sugiere probar con una distribución de carga lateral diferente.
- > Con respecto a los elementos no estructurales el análisis de las aceleraciones demostró el mal funcionamiento que tendrían algunos artefactos ya sea muebles o cielos falsos, sobre

todo para los edificios de 8 pisos los cuales se vieron más afectados por la altura que estos poseen, creando un aumento en sus aceleraciones debido a la flexibilidad que tienen con respecto a las estructuras de 4 pisos. Para estos casos los elementos *BRB* son esenciales debido a su capacidad de disipación de la energía y aunque el diseño propuesto no cumple con lo estipulado se puede realizar un cambio de sección.

- > En conclusión, el diseño de sistemas mixtos *SC – SCBF* para un edificio de acero de 4 y 8 pisos establecido en un suelo tipo D y una zona sísmica 3, y con los parámetros históricos propuestos en este trabajo, cumplen en general con las deformaciones generadas por los registros del terremoto del Maule del año 2010, para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, sobre todo en lo que se refiere a deformaciones residuales. Esto se puede apreciar en mayor medida con el caso de Constitución, donde las deformaciones residuales son bastante menores en comparación con el sistema convencional, y similares a las del sistema mixto *BRB*. Aunque se demostró que su desempeño para controlar las aceleraciones para sismos con gran demanda no son las más favorables. Teniendo en consideración que, mediante el diseño por desempeño para estructuras de 8 pisos, este tipo de estructura se encuentra en el nivel de pre-colapso en donde ocurre la degradación de la rigidez y capacidad resistente, comprometiendo su estabilidad, ocurriendo una interrupción de los servicios y vías de escape haciendo que la estructura sea insegura para las personas.

9. Referencias

- [1] A. Cisternas y Ingeniero en mina, *País más sísmico del mundo, Revistas anuales séptima serie, N°1*, 2011.
- [2] C. Genatios y M. Lafuente, *Introducción al uso de Aisladores y Disipadores en estructuras*, Caracas: CAF, Noviembre de 2016.
- [3] Vision 2000, *Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design*, Chicago, 1995.
- [4] G. Botas y Espinosa, *Diseño por desempeño*, México.
- [5] S. F. Csernak y J. C. McCormac, *Diseño de Estructuras de Acero*, 5ª edición, 5a edición. Pearson Education, Inc, 2012.
- [6] M. Bruneau, Chia-Ming y R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures, second edition, The McGraw-Hill*, 2011.
- [7] D. Menzo, «Diseño de edificios habitacionales y economía,» Slide player, 09 abril 2014. [En línea]. Available: <https://slideplayer.es/slider/139473>.
- [8] C. Christopoulos, R. Trembay, M. Kacerte y H. J. Kim, *Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation*, vol 134(1), pp. 96-107, 2008.
- [9] R. Tremblay, M. Lacerte y C. Christopoulos, *Seismic Response of Multistory Buildings whit Self-Centering energy Dissipative Steel Braces*, pp. 1-3, 2008.
- [10] J. D. Velasquez, *Estimación para edificaciones de concreto reforzado con arriostramiento restringido al pandeo del coeficiente de disipación de energía R en zona de amenaza sísmica alta*, Colombia, 2020.
- [11] Zigurat Global Institute of Technology y P. Hernández, *¿Qué son los arriostres de pandeo Restringido BRBF?*, <https://www.e-zigurat.com/blog/es/que-son-los-arriostres-de-pandeo-restringido-brbf/>, 2019.
- [12] A. A. Guerra Poblete, *REHABILITACIÓN SÍSMICA MEDIANTE MÉTODOS DE AISLACIÓN PASIVA EN EDIFICIO MODELO*, CURICÓ - CHILE: MEMORIA, 2017.
- [13] ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, 1996.
- [14] American Institute of Steel Constrution, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings - ASCE/SEI 41-13*, Chicago, 2014.
- [15] Instituto Nacional de Normalización, *NCh433.Of.96Mod2012 - Diseño Sísmico de Edificios*, Santiago, Chile, 1996.

- [16] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3411.Of.2017 - Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo*, Santiago, Chile, 2017.
- [17] FEMA - 356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Noviembre, 2000.
- [18] M. Saavedra, *Taller de Título Evaluación de Marcos de Acero Arriostrados con Elementos Autocentrantes en Chile*, Valparaíso, 2021.
- [19] *Software ETABS versión Educacional V16*, 2017.
- [20] American Institute of Steel Construction, *Especificación for Structural Steel Buildings - AISC 360*, Chicago, 2010.
- [21] American Institute of Steel Construction, *Seismic for Structural Steel Buildings - AISC 341*, Chicago, 2010.
- [22] *OpenSees -- Open System For Earthquake Engineering Simulation*, The Regents of the University of California, Version 3.3.0 - 2016.
- [23] Structuralia, *Home Insurance Building: la historia del primer rascacielos*, Madrid: <https://blog.structuralia.com/home-insurance-building-la-historia-del-primer-rascacielos>, junio, 2018.
- [24] W. Días, *Aceros como material estructural*, Universidad Politécnica Salesiana, 2019.
- [25] ICHA, «Instituto Chileno de Acero,» [En línea]. Available: <https://icha.cl/el-acero/>.
- [26] G. Web, «Acero dulce: tipos, propiedades, ventajas y usos,» [En línea]. Available: <https://geologiaweb.com/geologia-economica/acero-dulce/>.
- [27] Equipo técnico de e-struct, *Estructuras sismorresistentes y estructuras antisísmicas*, <https://e-struct.com/2016/11/02/estructuras-sismorresistentes-y-estructuras-antisismicas/>, 2018.
- [28] L. A. Ortiz Nuñez y D. J. Pinto Ureche, *CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE SOSTENIBLE ADAPTADA AL CAMBIO*, Bogotá: Tesis de post grado, 2016.
- [29] S. entidad, *Construcciones Sismorresistentes*, <https://www.lpi.tel.uva.es/Sismorresistencia>.
- [30] F. Javier, *Diseño sismorresistente de Construcciones de Acero, 5th edición*, Pearson Education, Inc, 2012.
- [31] NG Logística Supply Chain, Transporte & Distribución, *Sistemas sismorresistentes en estanterías de paletización selectiva*, 2021.
- [32] H. Y. Jung, *Analytical Investigation on the Seismic Performance of Special Concentrically Braced Frames*, Washington, 2006.
- [33] C. F. Cerda Garay, *Factibilidad de Tabiques a base de diagonales de Acero - Universidad Austral de Chile*, Valdivia, Chile, 2007.

- [34] C. W. Roeder, D. E. Lehman, S. Jhonson, D. Herman y H. Y. Jung, *Seismic Performance of SCBF Braced frame Gusset plate connections, paper No. 80*, Taiwan, 2006.
- [35] C. W. Roeder, E. J. Lumpkin y D. E. Lehman, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, N° 11, 2011.
- [36] A. A. Guerra Poblete, *Rehabilitación Sísmica mediante metodos de Aislación Pasiva en edificio modelo*, Curicó, Chile: Facultad de Ingeniería - Tesis, 2017.
- [37] SIGWEB - División Difusión y Comunicación, *Disipación de Energía*, Chile, El Portal de los Expertos en Prevención de Riesgos en Chile.
- [38] R. A. Cancelado, *Caracterización experimental de riostras de pandeo*, Colombia, Agosto 2012.
- [39] F. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, Santiago de Chile: alacero, 2012.
- [40] R. A. Herrera Mardones, J. F. Beltrán Morales y M. I. Murillo Segura, *Arriostramiento con pandeo restringido, que permite reducir las secciones de elementos diagonales de marcos arriostrados evitando el pandeo global en el elemento y disipa energía y uso*, 2016.
- [41] C. P. Bravo, *Reforzamiento sísmico de edificios de hormigón armado utilizando riostras restringidas al pandeo*, Chile, 2019.
- [42] J. A. Avecilla León, *Análisis de factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía*, Ecuador, 2015.
- [43] J. Marcus y R. Thiers, *Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes*, Concepción, Chile: SCIELO, Diciembre 2015.
- [44] C. Christopoulos, R. Tremblay, H. J. Kim y M. Lacerte, *Self-Centering Energy Dissipative Bracing System*, Septiembre 2014.
- [45] 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*, J. Struct. Eng., vol. 134, no. 1, pp. 96–107, 2008.
- [46] O. E. Ozbulut, R. J. Michael y B. Silwal, *Seismic performance assessment of steel frames upgraded with self-centering viscous dampers*, Conf. Proc. Soc. Exp. Mech. Ser, vol. 2: pp. 421–432, February 2015.
- [47] N. Maureira Carsalade y M. Villagrán Valenzuela, *Mecanismo Auto-centrante Disipador de Energía de Impacto - UCSC*, Concepción, Chile: <https://ott.ucsc.cl/disipador/>, 2019.
- [48] Camara Chilena de la Construcción, *Protección Sísmica de Estructuras - Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*, Santiago, Chile: N° 29.
- [49] Berto, *Comite de Chicago*, SEAOC, 1995.
- [50] Hamburger, *Comite SEAOC - Performance-Based Sismic*, 1997.

- [51] C. A. Cornell, *Engineering seismic risk analysis*, Bulletin of the Seismological Society of America, 1968.
- [52] F. Medina, S. C. Harmsen y S. E. Barrientos, *Proyecto Mapa de Riesgo Sísmico de Chile. Módulo 2A Amenaza Sísmica, informe técnico preparado para la Asociación de Aseguradores de Chile*, California, USA, 2015.
- [53] Instapanel Cintac, *Manual Técnico Instadeck*, 2010.
- [54] M. Issa y Shahria Alam y Anna, *Comparative seismic fragility assessment of bruckling restrained and self-centering (friction spring and SMA) braced frames*, vol. 29, 2020.
- [55] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3171 - Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*, 2010.
- [56] Instituto Nacional de Normalización, *NCh1537.Of.2009 - Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*, 2009.
- [57] S. Momenzadeh, *Seismic design study of concentrically braced frames with and without buckling-controlled braced*, Iowa State University, 2017.
- [58] CoreBrace, *BRB Core Components*, *NASP J. vol 42, N° 4*, 2005.
- [59] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada y M. Fujimoto, *Properties of brace encased in bucking-restraining concrete and steel tube - Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Vol 4*, 1988.
- [60] HSS - Hollow Structural Section, *Dimensions and section properties - ASTM A1085*, 2013.
- [61] P. D. Gallagher, *Evaluation of the Fema P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*, 2010.
- [62] R. A. Kersting, L. A. Fahnestock y W. A. López, *Seismic Design of Steel Bucling-Restrained Braced Frames a Fuide for Practicing Engineers*, 2015.
- [63] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn y M. R. Willford, *NEHRP - Nonlinear Structural Analysis*, Seismic Design Technical Brief No. 4, Octubre 2010.
- [64] D. SYSTEMES, *Análisis estático no lineal*, http://help.solidworks.com/NonlinearAnalysis/Nonlinear_Static_Analysis.htm, 2011.
- [65] 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: oi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000501, 2012.
- [66] MazzonisILVIA, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves y et al, *OpenSees Command Language Manual*, Julio 2006.
- [67] P. Uriz y S. a. Mahin, *Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*, Berkeley, 2008.

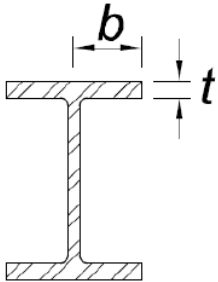
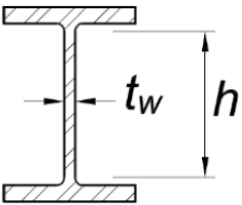
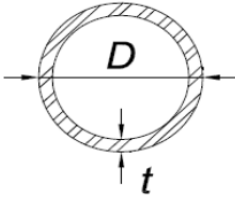
- [68] Á. Zsarnoczav, *Experimental and Numerical Investigation of Buckling Restrained Braced Frames for Eurocode Conform Design Procedure Development*, Budapest: University of Technology and Economics, 2013.
- [69] J. A. Erochko, *Improvements to the Design and Use of Post-Tensioned*, University of Toronto, 2013.
- [70] R. Tremblar, M. Lacerte y C. Christopoulos, *Seismic response of multistory buildings with self-centering energy dissipative steel braces*, 2008.
- [71] J. A. Erochko, *Improvements to the Design and Use of Post-Tensioned*, University of Toronto, 2013.
- [72] A. Gutiérrez, *Notas sobre el Método de Análisis no lineal (pushover)*, Diciembre 2015.
- [73] M. S. Arango, *Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica*, Medellín, Colombia: Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 12, p. 139-154., Diciembre 2009.
- [74] F. Mckenna, *Open System for Earthquake Engineering Simulation - Dynamic Analysis of 2 Story moment frame*, 2013.
- [75] Á. San Bartolomé, *El problema de "Piso Blando"*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Julio 2010.
- [76] D. Páez, J. Zabala y Y. Rodriguez, *Piso blando, una falla compun en el terremoto de pedernales*, 2017.
- [77] R. González, J. Aguilar, C. Narcía y R. Cruz, *EFFECTOS DEL PISO BLANDO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN CHIAPAS*, Diciembre 2017.
- [78] Y. Iwata, H. Sugimoto y H. Kuwamura, *Reparability Limit of Steel Structural Buildings Based on the Actual Data of the Hyogoken-Nanbu Earthquake by Yoshihiro Iwata 1 , Hirokazu Sugimoto 2 and Hitoshi Kuwamura 3*.
- [79] J. McCormick, H. Aburano, M. Jkenaga y M. Nakashima, *Permissible Residual Deformation Levels for Building Structures Considering both Safety and Human Elements*, 14th World Conf. Earthq. Eng., p. 8, 2008., 2008.
- [80] C. Peña y C. Urzúa, *Implementación de dispositivos BRB en edificio industrial mayor . Aplicación en Chile*, 2019.
- [81] J. Newell, C. M. Uang y G. Benzoni, *Subassemblage Testing of Corebrace Buckling Restrained Braces (G Series)*, San Diego , 2006.
- [82] C. E. Nalvarte y K. S. Alcántara, *Desempeño estructural aplicando la norma ATC - 40 para el reforzamiento del pabellón "monobloack"*, Perú, 2016.

10. Anexo.

Anexo A: Verificación de los elementos.

A.1. Verificación sección esbelta según AISC 360-16 (Tabla B4.1a - COMPRESIÓN AXIAL)

Existen dos grupos que clasifican las secciones mediante la compresión, ya sean esbeltas como no esbeltas. Cada grupo implementa ciertas características, por ejemplo, para elementos con sección no-esbelta debe cumplir que la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe superar los valores de λ_r , si no excede dicho valor se le denomina como sección esbelta.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite ancho-espesor λ_r (ala) (esbelta/ no esbelta)	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	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones / con doble simetría y secciones canal	b/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Tubos circulares	D/t	$0.11 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

W14x53	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	7,3
λ_r , limite (ala)	16,1
Pandeo Local Ala	NO
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	39,9
λ_r , limite (alma)	42,9
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

W14x38	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,6
λ_r , limite (ala)	16,1
Pandeo Local Ala	NO
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	39,9
λ_r , limite (alma)	42,9
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

W12x96	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	11,1
λ_r , limite (ala)	16,1
Pandeo Local Ala	NO
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	12,9
λ_r , limite (alma)	42,9
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

W14x152	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	5,07
λ_r , limite (ala)	10,95
Pandeo Local Ala	28,81
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	8,53
λ_r , limite (alma)	42,93
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

W14x159	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,6
λ_r , limite (ala)	16,13
Pandeo Local Ala	NO
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	16,96
λ_r , limite (alma)	42,93
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

W14x257	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	5,1
λ_r , limite (ala)	16,13
Pandeo Local Ala	NO
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	12,83
λ_r , limite (alma)	42,93
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

W8x67	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	7,3
λ_r , limite (ala)	16,1
Pandeo Local Ala	NO
NO ESBELTA	
$\lambda_{alma} (h/t_w)$	8,4
λ_r , limite (alma)	42,9
Pandeo Local Alma	NO
NO ESBELTA	

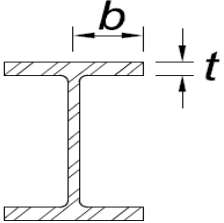
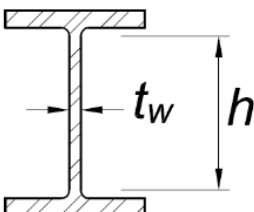
Riostras Yoder 10"- N° Sch 40	
$\lambda (D/t)$	29,4
λ_r , limite	93,9
Pandeo Local	NO
NO ESBELTA	

Riostras Yoder 8"- N° Sch 40	
$\lambda (D/t)$	26,7
λ_r , limite	93,9
Pandeo Local	NO
NO ESBELTA	

A.2 Verificación sección compacta según AISC360-16 (Tabla B4.1b - COMPRESIÓN AXIAL debido a FLEXIÓN).

De igual forma las secciones se clasifican en dos grupos de acuerdo con la compresión axial debido a la flexión que se le ejerce, siendo compacta y no compacta. Para que una sección tenga un comportamiento de compacto debe considerar que sus alas se encuentren conectadas al alma (continuamente), al mismo tiempo que la razón ancho-espesor de los elementos comprimidos no se debe sobrepasar λ_p .

Si la razón ancho-espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r , la sección se denomina no compacta, mientras que si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como esbelta.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite ancho-espesor λ_p (ala) (compacta/no compacta)	Límite ancho-espesor λ_r (ala) (no compacta/esbelta)	Figura
Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de doble T simétricas y canales	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

W14x53	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	7,3
λ_p , limite (ala)	10,9
λ_r , limite (ala)	28,8
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	23,6
λ_p , limite (alma)	108,3
λ_r , limite (alma)	164,2
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

W14x38	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,6
λ_p , limite (ala)	10,9
λ_r , limite (ala)	28,8
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	42,2
λ_p , limite (alma)	108,3
λ_r , limite (alma)	164,2
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

W12x96	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,8
λ_p , limite (ala)	10,9
λ_r , limite (ala)	28,8
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	19,8
λ_p , limite (alma)	108,3
λ_r , limite (alma)	164,2
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

W14x152	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	4,46
λ_p , limite (ala)	10,95
λ_r , limite (ala)	28,81
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	12,52
λ_p , limite (alma)	108,33
λ_r , limite (alma)	164,22
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

W14x159	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,56
λ_p , limite (ala)	10,95
λ_r , limite (ala)	28,81
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	16,96
λ_p , limite (alma)	108,33
λ_r , limite (alma)	164,22
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

W14x257	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	5,07
λ_p , limite (ala)	10,95
λ_r , limite (ala)	28,81
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	12,83
λ_p , limite (alma)	108,33
λ_r , limite (alma)	164,22
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

W8x67	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	4,4
λ_p , limite (ala)	10,9
λ_r , limite (ala)	28,8
Pandeo Local Ala	NO
COMPACTA	
$\lambda_{alma} (b/t_w)$	12,5
λ_p , limite (alma)	108,3
λ_r , limite (alma)	164,2
Pandeo Local Alma	NO
COMPACTA	

Riostras Yoder 10" - N° Sch 40	
$\lambda (D/t)$	29,4
λ_p , limite	59,8
λ_r , limite	264,6
Pandeo Local	NO
COMPACTA	

Riostras Yoder 8" - N° Sch 40	
$\lambda (D/t)$	26,7
λ_p , limite	59,8
λ_r , limite	264,6
Pandeo Local	NO
COMPACTA	

A.3 Verificación de la resistencia según AISC 360-16 para edificios con arriostramiento convencional – Compresión.

A.3.1. Disposiciones generales

Para la verificación a compresión de los materiales viene siendo presentada con la expresión.

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

Siendo:

ϕ_c Factor de resistencia para compresión = 0.9

P_n : Resistencia nominal a compresión

P_u : Resistencia axial requerida según las combinaciones LFRD

A.3.2. Esbeltez

Con respecto a la esbeltez, se debe tener en consideración que, para los miembros diseñados a compresión, la razón de la esbeltez no debe ser mayor que 200. Tal como se representa en la siguiente expresión.

$$\lambda = \frac{KL}{r} < 200$$

A.3.3. Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

Teniendo en consideración que las secciones son compactas la resistencia a compresión nominal, P_n , debe ser determinada de acuerdo con el estado límite de pandeo por flexión y pandeo torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Se debe señalar que, para el esfuerzo crítico, F_{cr} , se puede determinar mediante dos condiciones en función a la razón de la esbeltez del elemento.

a) Cuando $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$F_{cr} = (0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} F_y$$

b) Cuando $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde F_e representa la tensión de pandeo elástico torsional, la cual se puede determinar mediante la siguiente expresión.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

A.3.4. Pandeo torsional y de miembros sin elementos esbeltos.

Teniendo en consideración la resistencia a compresión nominal, P_n , obtenida por la misma expresión que en el caso anterior

$$P_n = F_{cr} A_g$$

El esfuerzo critico se determina de la misma manera, pero, utilizando la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional, F_e , el cual mediante la condición de miembros con doble simetría se puede obtener de la siguiente forma.

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

Con:

C_w : Constante de alabeo, mm⁶

G : Módulo elástico de corte del acero = 77200 [MPa]

I_x, I_y : Momentos de inercia en torno de los ejes principales, mm⁴

J : Constante torsional, mm⁴

K_z : Factor de longitud efectiva para pandeo torsional

Se debe mencionar que para secciones doble T con doble simetría la constante de alabeo se puede tomar como:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$$

Donde h_0 se toma como la distancia entre el centroide de las alas.

A continuación, se presentan los datos con respecto a los elementos con mayor sollicitación.

W8x67					
Columna en edificio de 4 pisos.					
Verificación Esbeltez		Pandeo a flexión		Pandeo torsional	
K	1	λ	61,3	λ	61,3
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7
r [cm]	5,4	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
λ	61,3	Fe [kgf/cm ²]	5523,1	G [kgf/cm ²]	787221
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2088,6	J [cm ⁴]	210,2
CUMPLE		Ag [cm ²]	127,1	Lcz [cm]	330
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	265,5	Ixx [cm ⁴]	11321,5
ϕ_c	0,9			Iyy [cm ⁴]	3687,8
ϕ_c Pn [tonf]	238,9			Cw [cm ⁶]	38839506,2
Pu [tonf]	92,0			Fe [kgf/cm ²]	11889,6
CUMPLE				Fcr [kgf/cm ²]	2314,4
				Ag [cm ²]	127,1
				Pn [tonf]	294,2

W12x96					
Columna en edificio de 4 pisos - Arriostamiento externo					
Verificación Esbeltez		Pandeo a flexión		Pandeo torsional	
K	1	λ	42	λ	42
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7
r [cm]	7,859	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
λ	41,9	Fe [kgf/cm ²]	11755,1	G [kgf/cm ²]	787221
λ limite	200,0	Fcr [kgf/cm ²]	2312,1	J [cm ⁴]	285,1
CUMPLE		Ag [cm ²]	181,9	Lcz [cm]	330
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	420,6	Ixx [cm ⁴]	34672,1
ϕ_c	0,9			Iyy [cm ⁴]	11238,2
ϕ_c Pn [tonf]	378,51			Cw [cm ⁶]	252387715,9
Pu [tonf]	134,10			Fe [kgf/cm ²]	1051171,8
CUMPLE				Fcr [kgf/cm ²]	2527,5
				Ag [cm ²]	181,9
				Pn [tonf]	459,7

W12x152					
Columna en edificio de 4 pisos - Arriostamiento interno					
Verificación Esbeltez		Pandeo a flexión		Pandeo torsional	
K	1	λ	40,8	λ	41
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7
r [cm]	8,1	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
λ	40,77	Fe [kgf/cm ²]	12471,7	G [kgf/cm ²]	787221
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2324,1	J [cm ⁴]	1074
CUMPLE		Ag [cm ²]	288,4	Lcz [cm]	330
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	670,3	Ixx [cm ⁴]	59521
ϕ_c	0,9	Iyy [cm ⁴]		Cw [cm ⁶]	461054881
ϕ_c Pn [tonf]	595,25	Fe [kgf/cm ²]		Fcr [kgf/cm ²]	10781
Pu [tonf]	118,74	Fcr [kgf/cm ²]		Ag [cm ²]	288
CUMPLE		Pn [tonf]		Pn [tonf]	661

W14x159					
Columna en edificio de 8 pisos - Arriostamiento externo					
Verificación Esbeltez		Pandeo a flexión		Pandeo torsional	
K	1	λ	32,5	λ	32,5
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7
r [cm]	10,165	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
λ	32,46	Fe [kgf/cm ²]	19665,5	G [kgf/cm ²]	787221
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2397,4	J [cm ⁴]	820
CUMPLE		Ag [cm ²]	301,3	Lcz [cm]	330
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	722,3	Ixx [cm ⁴]	79084
ϕ_c	0,9	Iyy [cm ⁴]		Cw [cm ⁶]	957845568
ϕ_c Pn [tonf]	650,1	Fe [kgf/cm ²]		Fcr [kgf/cm ²]	1659850
Pu [tonf]	344,5	Fcr [kgf/cm ²]		Ag [cm ²]	301
CUMPLE		Pn [tonf]		Pn [tonf]	762

W14x211					
Columna en edificio de 8 pisos – Arriostamiento interno					
Verificación Esbeltez		Pandeo a flexión		Pandeo torsional	
K	1	λ	31,87	λ	32
L [cm]	330	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	135,7	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
r [cm]	10,353	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
λ	31,87	Fe [kgf/cm ²]	20399,7	G [kgf/cm ²]	787221
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2402,02	J [cm ⁴]	1856
CUMPLE		Ag [cm ²]	400	Lcz [cm]	330
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	960,8	Ixx [cm ⁴]	110718
ϕ_c	0,9			Iyy [cm ⁴]	42872
ϕ_c Pn [tonf]	864,73			Cw [cm ⁶]	1382879640
Pu [tonf]	395,2			Fe [kgf/cm ²]	1723134
CUMPLE				Fcr [kgf/cm ²]	2528
				Ag [cm ²]	400
				Pn [tonf]	1011

Riostras Yoder 10" – N° Sch 40			
Riostra en edificio de 4 pisos - Arriostamiento externo			
Verificación Esbeltes		Pandeo a flexión	
K	1	λ	64,3
L [cm]	600	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,6
r [cm]	9,33	Fy [kgf/cm ²]	2460
λ	64,3	Fe [kgf/cm ²]	5011,6
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2003,1
CUMPLE		Ag [cm ²]	76,8
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	153,8
ϕ_c	0,9		
ϕ_c Pn [tonf]	138,5		
Pu [tonf]	107,6		
CUMPLE			

Riostras Yoder 10" – N° Sch 40			
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento externo			
Verificación Esbeltes		Pandeo a flexión	
K	1	λ	64,3
L [cm]	600	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,6
r [cm]	9,33	Fy [kgf/cm ²]	2460
λ	64,3	Fe [kgf/cm ²]	5011,6
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2003,1
CUMPLE		Ag [cm ²]	76,8
		Pn [tonf]	153,8
Resistencia Nominal			
ϕ_c	0,9		
ϕ_c Pn [tonf]	138,5		
Pu [tonf]	119,9		
CUMPLE			

Riostras Yoder 8" – N° Sch 40			
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento externo			
Verificación Esbeltes		Pandeo a flexión	
K	1	λ	80,4
L [cm]	600	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,6
r [cm]	7,5	Fy [kgf/cm ²]	2460
λ	80,4	Fe [kgf/cm ²]	3206,6
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	1784,36
CUMPLE		Ag [cm ²]	54,2
		Pn [tonf]	96,7
Resistencia Nominal			
ϕ_c	0,9		
ϕ_c Pn [tonf]	87,04		
Pu [tonf]	76,4		
CUMPLE			

Riostras Yoder 10" – N° Sch 40			
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento interno			
Verificación Esbeltes		Pandeo a flexión	
K	1	λ	44,37
L [cm]	414	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,6
r [cm]	9,33	Fy [kgf/cm ²]	2460
λ	44,37	Fe [kgf/cm ²]	10526,4
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2230,8
CUMPLE		Ag [cm ²]	76,8
		Pn [tonf]	171,32
Resistencia Nominal			
ϕ_c	0,9		
ϕ_c Pn [tonf]	154,19		
Pu [tonf]	128,09		
CUMPLE			

Riostras Yoder 8" – N° Sch 40			
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento interno			
Verificación Esbeltes		Pandeo a flexión	
K	1	λ	55,5
L [cm]	414	$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	137,6
r [cm]	7,5	Fy [kgf/cm ²]	2460
λ	55,5	Fe [kgf/cm ²]	6735,12
λ limite	200	Fcr [kgf/cm ²]	2111,3
CUMPLE		Ag [cm ²]	54,2
		Pn [tonf]	114,43
Resistencia Nominal			
ϕ_c	0,9		
ϕ_c Pn [tonf]	102,99		
Pu [tonf]	59,34		
CUMPLE			

A.4 Verificación de la resistencia según AISC 360-16 para edificios con arriostramiento convencional – Tracción.

A.4.1. Disposiciones generales.

La expresión utilizada para la verificación de la tracción en los elementos viene siendo presentada por:

$$\phi_t P_n \geq P_u$$

Teniendo en consideración que la resistencia de diseño a tracción será el mínimo valor de acuerdo con los estados límites de fluencia a tracción calculados mediante:

- La sección bruta, con un factor de resistencia a la tracción de $\phi_t = 0.9$.

$$P_n = F_y A_g$$

- La rotura en tracción en la sección neta, con un factor de resistencia a la tracción de $\phi_t = 0.75$.

$$P_n = F_u A_e$$

En donde:

A_g : Área bruta del miembro

A_e : Área neta efectiva

F_y : Esfuerzo de fluencia mínima especificada

F_u : Esfuerzo último mínimo especificado

A.4.2. Esbeltez.

No existe límite de esbeltez máxima para miembros a tracción. Sin embargo, es preferible que no exceda de 300.

Yoder 10" - N° Sch 40					
Riostra en edificio de 4 pisos - Arriostamiento externo					
Verificación esbeltes		Resistencia a la Fluencia		Resistencia a la fractura	
K	1	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fu [kgf/cm ²]	4080
L [cm]	600	Ag [cm ²]	76,8	U	1
r [cm]	9,33	Pn1 [tonf]	194,3	An=Ae [cm ²]	76,8
λ	64,2	φ	0,9	Pn2 [tonf]	313,34
$\lambda_{\text{límite}}$	300	$\varphi Pn1$ [tonf]	174,9	φ	0,75
Resistencia Nominal				$\varphi Pn2$ [tonf]	235
φPn [tonf]	174,9				
Pu [tonf]	110,2				
CUMPLE					

Yoder 8" - N° Sch 40					
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento externo					
Verificación esbeltes		Resistencia a la Fluencia		Resistencia a la fractura	
K	1	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fu [kgf/cm ²]	4080
L [cm]	600	Ag [cm ²]	54,2	U	1
r [cm]	7,5	Pn1 [tonf]	137	An=Ae [cm ²]	54,2
λ	80	φ	0,9	Pn2 [tonf]	221
$\lambda_{\text{límite}}$	300	$\varphi Pn1$ [tonf]	123	φ	0,75
Resistencia Nominal				$\varphi Pn2$ [tonf]	166
φPn [tonf]	123				
Pu [tonf]	73,4				
CUMPLE					

Yoder 10" - N° Sch 40					
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento interno					
Verificación esbeltes		Resistencia a la Fluencia		Resistencia a la fractura	
K	1	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fu [kgf/cm ²]	4080
L [cm]	414	Ag [cm ²]	76,8	U	1
r [cm]	9,33	Pn1 [tonf]	194,3	An=Ae [cm ²]	54,2
λ	44	φ	0,9	221	313,34
λ_límite	300	φPn1 [tonf]	174,9	φ	0,75
				φPn2 [tonf]	235
Resistencia Nominal					
φPn [tonf]	174,9				
Pu [tonf]	100,7				
CUMPLE					

Yoder 8" - N° Sch 40					
Riostra en edificio de 8 pisos - Arriostamiento interno					
Verificación esbeltes		Resistencia a la Fluencia		Resistencia a la fractura	
K	1	Fy [kgf/cm ²]	2530	Fu [kgf/cm ²]	4080
L [cm]	414	Ag [cm ²]	54,2	U	1
r [cm]	7,5	Pn1 [tonf]	137	An=Ae [cm ²]	54,2
λ	55	φ	0,9	Pn2 [tonf]	221
λ_límite	300	φPn1 [tonf]	123	φ	0,75
				φPn2 [tonf]	166
Resistencia Nominal					
φPn [tonf]	123				
Pu [tonf]	51,5				
CUMPLE					

A.5 Verificación de la resistencia según AISC 360-16 para edificios con arriostramiento convencional – Flexión.

A.5.1. Disposiciones generales.

La expresión utilizada para la verificación de la flexión en los elementos viene siendo presentada por:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

Teniendo en consideración que la resistencia de diseño por flexión debe ser obtenida utilizando un factor de $\phi_b=0.9$. A su vez se tiene que, para miembros con simetría simple, con curvatura simple y todos los elementos doblemente simétricos se tiene que.

$$C_b = \frac{1.25 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Siendo

$M_{m\acute{a}x}$: el valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

M_A : el valor absoluto del momento 1/4.

M_B : el valor absoluto del momento 1/2.

M_C : el valor absoluto del momento 3/4.

A.5.2. Miembros compactos de sección doble T con simetría doble.

La resistencia nominal a flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo lateral-torsional.

- Fluencia

Con respecto a la fluencia se debe cumplir la siguiente relación:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde

F_y : es la tensión mínima de fluencia especificada del tipo de acero utilizado

Z_x : es el módulo plástico de la sección en torno al eje x.

- Pandeo lateral-torsional

Con respecto al pandeo lateral-torsional se tienen tres consideraciones, las cuales se presentan a continuación.

- Quando $L_b \leq L_p$, el estado no aplica.
- Quando $L_p < L_b \leq L_r$ se tiene que.

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.75 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

c) Cuando $L_b > L_r$ se tiene.

$$M_p = F_y Z_x \leq M_p$$

A su vez

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{is})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{is}} \right)^2}$$

Donde:

L_b : Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida, o arriostrada contra giro de la sección.

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

Con respecto a las longitudes límites L_p y L_r se tienen la siguiente relación.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.96 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

En donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Además, se tiene que para secciones doble T con doble simetría, el valor del coeficiente c es igual a 1.

W14x53			
Fluencia		Pandeo Lateral-Torsional	
Fy [kgf/cm ²]	2530	Lp [cm]	247,7
Zx [cm ³]	1427,3	Lb [cm]	500
Mp = Mn [tonf-m]	36,1	J [cm ⁴]	80,7
		c	1
		ho [cm]	33,6
		Sx = Wx [cm ³]	1275,6
		r ts [cm]	5,6
		Cw [cm ⁶]	678905,3
		Lr [cm]	903,2
		Lp < Lb < Lr	Caso (b)
		Lp [cm]	247,7
		Lb [cm]	500
		Lr [cm]	903,2
Resistencia Nominal		Sx [cm ³]	1275,6
φ	0,9	Mp [kgf-cm]	3611069,0
φ Mn [tonf-m]	32,5	Cb	1,271
Mu [tonf-m]	7,8	Mn [tonf-m]	39,3
CUMPLE			

W14x38			
Fluencia		Pandeo Lateral-Torsional	
Fy [kgf/cm ²]	2530	Lp [cm]	198,9
Zx [cm ³]	1007,8	Lb [cm]	500
Mp = Mn [tonf-m]	25,5	J [cm ⁴]	33,2
		c	1
		ho [cm]	34,5
		Sx = Wx [cm ³]	894,9
		r ts [cm]	4,6
		Cw [cm ⁶]	330796,2
		Lr [cm]	638,0
		Lp < Lb < Lr	Caso (b)
		Lp [cm]	198,9
		Lb [cm]	500
		Lr [cm]	638,0
Resistencia Nominal		Sx [cm ³]	1275,6
φ	0,9	Mp [kgf-cm]	2549734
φ Mn [tonf-m]	21,6	Cb	1,3
Mu [tonf-m]	8,3	Mn [tonf-m]	24,0
CUMPLE			

A.6 Verificación de la resistencia según AISC 360-16 para edificios con arriostramiento convencional – Corte.

Para la verificación del corte la AISC establece que debe respetar los siguiente.

$$\phi_v V_n \geq V_y$$

A su vez, 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, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

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 $h/t_w < 2.24 \sqrt{E/F_y}$ el factor de resistencia ϕ_v es igual a 1, y el coeficiente de corte del alma, C_v , es igual a 1.

Vigas en edificio de 4 pisos			
W14x53		W14x38	
$2,24*(E/F_y)^{(1/2)}$	64,5	$2,24*(E/F_y)^{(1/2)}$	64,5
h/tw	43,4	h/tw	45,5
Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
Aw [cm ²]	27,76	Aw [cm ²]	28,2
Cv	1	Cv	1
ϕ_v (LFRD)	1	ϕ_v (LFRD)	1
Resistencia Nominal		Resistencia Nominal	
Vn [tonf]	42,1	Vn [tonf]	42,8
$\phi_v V_n$ [tonf]	42,1	$\phi_v V_n$ [tonf]	42,8
Vu [tonf]	7,4	Vu [tonf]	7,4
CUMPLE		CUMPLE	

Vigas en edificio de 8 pisos			
W14x53		W14x38	
$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	64,5	$2,24*(E/Fy)^{(1/2)}$	64,5
h/tw	43,4	h/tw	45,5
Fy [kgf/cm ²]	2530	Fy [kgf/cm ²]	2530
Aw [cm ²]	27,8	Aw [cm ²]	28,2
Cv	1	Cv	1
ϕ_v (LFRD)	1	ϕ_v (LFRD)	1
Resistencia Nominal		Resistencia Nominal	
Vn [tonf]	42,1	Vn [tonf]	42,8
ϕ_v Vn [tonf]	42,1	ϕ_v Vn [tonf]	42,8
Vu [tonf]	5,7	Vu [tonf]	8,0
CUMPLE		CUMPLE	

A.7 Verificación de la resistencia según AISC 360-16 para edificios con arriostramiento convencional – Flexo-compresión.

La AISC establece dos expresiones para la verificación por flexo-compresión en un análisis plano:

a) Cuando $P_r/P_e \geq 0,2$

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

a) b) Cuando $P_r/P_e < 0,2$

$$\left(\frac{D}{C}\right) = \frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Donde:

P_r : Resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga LFRD

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 LFRD

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

W12x96		W8x67	
Pr [tonf]	273	Pr [tonf]	120
Pc [tonf]	600	Pc [tonf]	239
Pr/Pc	0,46	Pr/Pc	0,5
Mrx [tonf-m]	0	Mrx [tonf-m]	0
Mry [tonf-m]	0	Mry [tonf-m]	0
Mcx [tonf-m]	54,87	Mcx [tonf-m]	54,87
Mcy [tonf-m]	25,2	Mcy [tonf-m]	25,2
D/C	0,46	D/C	0,5
CUMPLE		CUMPLE	

A.8 Verificación de la resistencia según AISC 360-16 para edificios con arriostramiento convencional – Conexiones.

En la existente norma existen tres tipos básicos de conexiones viga-columna según la restricción a la rotación que desarrollen sus conexiones. Se le conoce como conexión rígida cuando una conexión cuenta con una resistencia completa a momento por el contrario se conoce como conexión simple cuando la conexión no opone ninguna resistencia a la rotación, mientras que las conexiones semi-rígidas sus características rotacionales caen en entre las mencionadas.

El AISC 360-16 clasifica las conexiones rígidas como *FR* (del inglés, *Fully Restrained*), y a las conexiones simples y semi-rígidas como *PR* (del inglés, *Partial Restrained*). Para este trabajo las conexiones viga-columna se considerarán rígidas y apernadas. Por otro lado, 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 de perforaciones de pernos.
- Resistencia de bloque de corte.

A.8.1. Conexión viga-columna.

Las dimensiones de las placas se muestran en el anexo F. Todas las placas tienen una calidad de acero A36. La demanda al corte del alma de la viga se tomará como el 80% de la capacidad a cortante de la viga. Por lo tanto, la demanda al corte del alma de la viga es $V_u=33.6$ [tonf]. Por otro lado, el corte proveniente de la demanda plástica que se transmite a las placas ubicadas en el ala del perfil es de $T_u=88.7$ [tonf].

- ✓ Resistencia al corte de los pernos.

La resistencia de diseño de corte ϕR_n de un perno de alta resistencia de acuerdo con el estado límite de rotura en tracción y rotura en corte esta dado por:

$$\phi R_n = F_{nv} A_b n$$

Donde

A_b : es el área bruta del perno.

F_{nv} : es el esfuerzo nominal de corte del perno.

ϕ : es el factor de reducción con un valor igual a 0.75.

n : es el número de pernos.

Se utilizarán pernos de alta resistencia con hilo excluido del plano de corte A 490-X, un diámetro nominal de 1" y un plano de cortante simple. Teniendo en consideración que el esfuerzo nominal de corte del perno es de 5.27 [tonf].

Resistencia de los pernos al corte					
ALMA			ALA		
Ab	5,067	[cm2]	Ab	5,067	[cm2]
F _{nv}	5,27	[tonf/cm2]	F _{nv}	5,27	[tonf/cm2]
∅	0,75		∅	0,75	
n° de pernos	3		n° de pernos	6	
V _u	34	[tonf]	T _u	49	[tonf]
B _{dv'}	60,08	[tonf]	B _{dv'}	120	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

✓ Resistencia a la fluencia y rotura.

La resistencia de diseño ϕR_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

$$\phi R_n = \min\{\phi R_{n1}, \phi R_{n2}\}$$

a) Fluencia en tracción de elementos de conexión

$$\phi R_{n1} = F_y A_g$$

En donde se tiene que:

F_y : Esfuerzo de fluencia de la placa

A_g : Área gruesa de la sección

b) Rotura en tracción de elementos de conexión

$$\phi R_{n2} = F_u A_e$$

En donde se tiene que:

F_u : Resistencia última mínima especificada del material conectado.

A_e : Área neta efectiva, con $A_e = U A_n$ y U : Factor de retardo de cortante; A_n : Área neta de la sección.

Resistencia de elementos en tracción - alma					
PLACA			PERFIL W14x53		
a) Fluencia en las placas			a) Fluencia en el perfil		
F_y	2,53	[tonf/cm2]	F_y	2,53	[tonf/cm2]
A_g	22,5	[cm2]	A_g	49,6	[cm2]
\emptyset	0,9		\emptyset	0,9	
$\emptyset R_{n1}$	51,2	[tonf]	$\emptyset R_{n1}$	112,9	[tonf]
b) Rotura en las placas			b) Rotura en el perfil		
F_u	4,08	[tonf/cm2]	F_u	4,08	[tonf/cm2]
A_g	22,5	[cm2]	A_g	49,6	[cm2]
A_e	22,5	[cm2]	A_n	41,5	[cm2]
\emptyset	0,75		U	0,85	
$\emptyset R_{n2}$	68,85	[tonf]	A_e	42,16	[cm2]
			\emptyset	0,75	
			$\emptyset R_{n2}$	129,0	[tonf]
$\emptyset R_n$	51,2	[tonf]	$\emptyset R_n$	112,9	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

Resistencia de elementos en tracción - ala					
PLACA			PERFIL W14x53		
a) Fluencia en las placas			a) Fluencia en el perfil		
F_y	2,53	[tonf/cm2]	F_y	2,53	[tonf/cm2]
A_g	50,4	[cm2]	A_g	100,6	[cm2]
\emptyset	0,9		\emptyset	0,9	
$\emptyset R_{n1}$	114,8	[tonf]	$\emptyset R_{n1}$	229,1	[tonf]
b) Rotura en las placas			b) Rotura en el perfil		
F_u	4,08	[tonf/cm2]	F_u	4,08	[tonf/cm2]
A_g	50,4	[cm2]	A_g	100,6	[cm2]
A_e	50,4	[cm2]	A_n	100,6	[cm2]
\emptyset	0,75		U	0,85	
$\emptyset R_{n2}$	154,2	[tonf]	A_e	85,51	[cm2]
			\emptyset	0,75	
			$\emptyset R_{n2}$	261,7	[tonf]
$\emptyset R_n$	114,8	[tonf]	$\emptyset R_n$	229,1	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

- ✓ Resistencia por aplastamiento.

La resistencia de aplastamiento disponible ϕR_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

$$\phi R_n = \phi [L_c t F_u \leq d t F_u]$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia

L_c : Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material

t : Espesor del material conectado

d : Diámetro nominal del perno

F_u : Resistencia última mínima especificada del material conectado

Resistencia por aplastamiento					
ALMA			ALA		
L_c	20,38	[cm]	L_c	20,38	[cm]
t	0,94	[cm]	t	1,68	[cm]
F_u	4,08	[tonf/cm ²]	F_u	4,08	[tonf/cm ²]
d	2,54	[cm]	d	2,5	[cm]
n	3		n	6	
ϕ	0,75		ϕ	0,75	
ϕR_{n1}	281,4	[tonf]	ϕR_{n1}	1132,2	[tonf]
ϕR_{n2}	70,1	[tonf]	ϕR_{n2}	250,1	[tonf]
ϕR_n	70,1	[tonf]	ϕR_n	250,1	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

✓ Resistencia por aplastamiento.

La resistencia disponible ϕR_n para el estado límite de rotura del bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + U_{hs} F_u A_{nt}) \leq \phi(0,6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Donde:

A_{nv} : Área neta de corte
 A_{nt} : Área neta de tracción
 A_{gv} : Área gruesa de corte

Resistencia por bloque de cortante					
ALMA			ALA		
F_u	4,08	[tonf/cm2]	F_u	4,08	[tonf/cm2]
A_{nv}	10	[cm2]	A_{nv}	23,85	[cm2]
U_{bs}	1		U_{bs}	1	
A_{nt}	7,22	[cm2]	A_{nt}	9,12	[cm2]
ϕR_{n1}	55,04	[tonf]	ϕR_{n1}	95,5944	[tonf]
F_y	2,53	[tonf/cm2]	F_y	2,53	[tonf/cm2]
A_{gv}	34,5	[cm2]	A_{gv}	34,5	[cm2]
A_{nt}	18,24	[cm2]	A_{nt}	9,12	[cm2]
F_u	4,08	[tonf/cm2]	F_u	4,08	[tonf/cm2]
U_{bs}	1		U_{bs}	1	
ϕR_{n2}	126,79	[tonf]	ϕR_{n2}	89,5806	[tonf]
ϕ	0,75		ϕ	0,75	
ϕR_n	95,09	[tonf]	ϕR_n	67,2	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

A.8.2. Conexión en los arriostramientos, sistema SCBF (Diseño por capacidad)

La resistencia requerida a tracción de la riostra corresponde a la resistencia a fluencia esperada de la riostra, la que se determina como $R_y F_y A_g$. Por lo tanto, la conexión se debe diseñar para una demanda plástica de $V_u=302$ [tonf]. Las dimensiones de las placas se observan en el anexo F.

Resistencia de los pernos al corte		
Perno	A 490-X	
Ab	5,067	[cm ²]
F _{nv}	5,27	[tonf/cm ²]
N _s	2	
∅	0,75	
n° de pernos	12	
B _{dv'}	480,7	[tonf]
CUMPLE		

Resistencia de elementos en tracción PL1		
a) Fluencia en la placa		
F_y	2,53	[tonf/cm ²]
A_g	82,5	[cm ²]
∅	0,9	
ϕR_{n1}	375,7	[tonf]
b) Rotura en la placa		
F_u	4,08	[tonf/cm ²]
A_g	82,5	[cm ²]
A_e	70,125	[cm ²]
∅	0,75	
ϕR_{n2}	429,165	[tonf]
ϕR_n	375,7	[tonf]
CUMPLE		

Resistencia por aplastamiento PL1		
L_c	50	[cm]
t	2,5	[cm]
F_u	4,08	[tonf/cm ²]
d	2,54	[cm]
n	12	
\emptyset	0,75	
$\emptyset R_{n1}$	7344	[tonf]
$\emptyset R_{n2}$	746	[tonf]
$\emptyset R_n$	746	[tonf]
CUMPLE		

Resistencia de bloque de corte PL1		
Fu	4,08	[tonf/cm ²]
Anv	171,9	[cm ²]
Ubs	1	
Ant	108,95	[cm ²]
$\emptyset R_{n1}$	865,3	[tonf]
F_y	2,53	[tonf/cm ²]
Agv	320	[cm ²]
Ant	108,95	[cm ²]
Fu	4,08	[tonf/cm ²]
Ubs	1	
$\emptyset R_{n2}$	930,3	[tonf]
\emptyset	0,75	
$\emptyset R_n$	649	[tonf]
CUMPLE		

- ✓ Resistencia por soldadura del tubular a la placa PL1

La resistencia del metal de aportación rige por la siguiente expresión.

$$R_{dw} = \phi F_{nw} A_{we}$$

En donde se tiene que

$$F_{nw} = 0,6 F_{EXX}$$

$$A_{we} = t_e L_w$$

Quedando de la siguiente manera.

$$R_{dw} = \phi (0,6 F_{EXX}) (t_e L_w)$$

La resistencia a la fluencia del material base está dado por: $R_{dBM1} = \phi (0,6 F_{yBM}) (t_p L_w)$

La resistencia a la rotura del material base está dado por: $R_{dBM2} = \phi (0,6 F_{uBM}) (t_p L_w)$

Por lo tanto, la resistencia del material base es:

$$R_{dBM} = \min(R_{dBM1}; R_{dBM2})$$

Finalmente, la resistencia por soldadura está dado por:

$$R_d = \min(R_{dw}; R_{dBM})$$

Donde:

R_{dw} : Resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete.

F_{EXX} : N° de clasificación del electrodo para E70XX; $F_{EXX}=4920$ [kg/cm²]

A_{we} : Área efectiva de la garganta.

t_e : Espesor efectivo de la garganta; $t_e = w \cdot \sin(45^\circ)$

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 última del material base.

Soldadura					
Resistencia de diseño del material de soldadura.			Resistencia de diseño del material base		
w	1	[cm]	t_p	0,927	[cm]
t_e	0,5	[cm]	L_w	426	[cm]
L_w	426	[cm]	F_{uBM}	4,08	[tonf/cm ²]
A_{we}	213	[cm ²]	F_{yBM}	2,53	[tonf/cm ²]
F_{nw}	2952,89	[kgf/cm ²]	R_{dBM1}	725,04	[tonf]
\emptyset	0,75		R_{dBM2}	539,52	[tonf]
R_{dw}	471,72	[tonf]	R_{dBM}	539,52	[tonf]
			R_d	471,7	[tonf]
CUMPLE					

✓ Conexión en vigas-columnas (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.

Conexión Viga-Columna; diseño por capacidad		
R_y	1,6	
M_p	16,31	[tonf-m]
$1,1R_yM_p$	28,72	[tonf-m]
R_y	1,5	
F_y	2460	[kgf/cm ²]
Z	4703,1	[cm ²]
$1,1 \sum R_yM_pZ$	763,59	[tonf]
Fluencia placa	114,8	[tonf]
Fluencia perfil	229	[tonf]
Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
Resistencia por aplastamiento	125	[tonf]
Resistencia bloque de cortante	196	[tonf]
Momento flector esperado	29	[tonf-m]
P_u	81	[tonf]
CUMPLE		

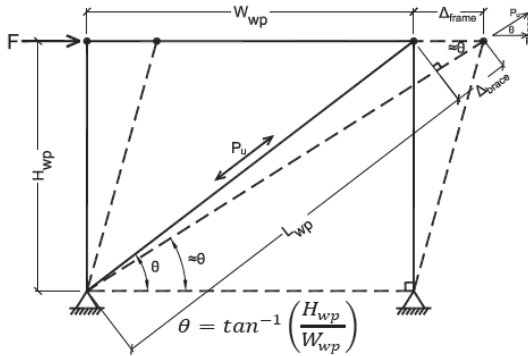
- ✓ Conexión en los arriostramientos, sistema *BRBF* (Diseño por capacidad)

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.

Conexión BRB; diseño por capacidad					
Resistencia al corte de los pernos			Estados límites de la placa PL 6		
Perno	A490-X		Fluencia placa	377,07	[tonf]
d	2,54	[cm]	Rotura placa	377,1	[tonf]
phi	0,75		Resistencia al corte	350,7	[tonf]
Bdt	30,14	[tonf/perno]	Resistencia bloque de corte	353,2	[tonf]
N° de pernos	6		Demanda plástica		
Bdt'	4,5		T máx	174	[tonf]
Bdt'	241,1	[tonf]	C máx	185	[tonf]

Anexo B: Diseño de elementos BRB.

BRACE STIFFNESS CALCULATIONS



EQ# Brace Force

$$\textcircled{1} \quad P_u = F / \cos\theta = F \left(\frac{L_{wp}}{W_{wp}} \right)$$

Brace Elongation & Stiffness (Elastic)

$$\textcircled{2} \quad \Delta_{brace} = \frac{P_u L_{wp}}{A_{sc} K F E} = P_u / K_{eff} \Rightarrow$$

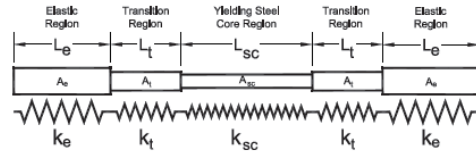
$$\textcircled{3} \quad K_{eff} = P_u / \Delta_{brace} \Rightarrow K_{eff} = \frac{K F A_{sc} E}{L_{wp}}$$

Frame Deflection (Elastic)

$$\Delta_{frame} = \frac{\Delta_{brace}}{\cos\theta} \Rightarrow \Delta_{frame} = \frac{P_u}{K_{eff} \cos\theta} \Rightarrow$$

$$\textcircled{4} \quad \Delta_{frame} = \frac{F}{K_{eff} \cos^2\theta} \Rightarrow \Delta_{frame} = \frac{F L_{wp}}{A_{sc} K F E \cos^2\theta}$$

Stiffness Determination of a Composite Element



$$K_{sc_wp} = \frac{A_{sc} E}{L_{wp}} \quad \text{Axial stiffness of yielding core projected from workpoint to workpoint}$$

$$K_{eff} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}} \quad \text{Effective (Actual) stiffness of composite element}$$

$$K F = \frac{K_{eff}}{K_{sc_wp}} \quad \text{Axial Stiffness Adjustment Factor supplied by CoreBrace}$$

$$K_{eff} = \frac{A_{sc} (K F \cdot E)}{L_{wp}} \quad \text{Effective stiffness of BRB for use in deflection analysis}$$

Rigid Assumption

If k_e and k_t are assumed rigid, the above equation for KF simplifies to:

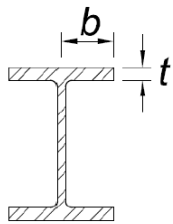
$$K F \cong \frac{L_{wp}}{L_{sc}} = \frac{1}{0.6} = 1.67 \Rightarrow$$

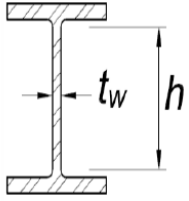
$$K_{eff} \cong 1.67 K_{sc_wp}$$

Anexo C: Verificación de ductilidad – AISC341-16

C.1 Verificación de ductilidad para marcos SCBF y marcos BRB

En un sistema SCBF, las columnas, vigas y diagonales deben satisfacer los límites de alta ductilidad λ_{hd} estipulado en la tabla D1.1 de la norma AISC341-16. En el caso de marcos con elementos BRB, las vigas y las columnas deben cumplir con los requisitos de miembros moderadamente dúctiles. A continuación, se muestran los límites λ_{hd} y λ_{md} para perfiles W y para el tubular circular.

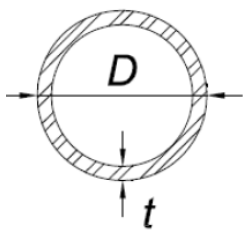
Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite λ_{hd} (ala) para miembros altamente dúctiles	Límite λ_{md} (ala) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Alas de secciones I laminadas o soldadas, canales y tes; ángulos simples o dobles con separador; par de ángulos conectados de manera continua	b/t_f	$0,32 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	$0,4 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite λ_{hd} (alma) para miembros altamente dúctiles	Límite λ_{md} (alma) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Usados como vigas, columnas o enlaces, en flexión o combinando axial y flexión: - Almas de secciones I laminadas o soldadas; canales	h/t_w	<p>Para $C_a \leq 0,114$</p> $2,57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 1,04 C_a)$ <p>Para $C_a > 0,114$</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>Para $C_a \leq 0,114$</p> $3,96 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 3,04 C_a)$ <p>Para $C_a > 0,114$</p> $1,29 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2,12 - C_a) \geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	

En donde para ambos casos:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$$

$$P_y = R_y F_y A_g$$

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite λ_{hd} para miembros altamente dúctiles	Límite λ_{md} 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 combinaciones LFRD

P_y : Fuerza de fluencia esperada = $F_y R_y A_g$

ϕ_c : Factor de resistencia a compresión = 0.9

W12x96	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	7,02
λ_{hd} limite ala	7,42
Ala	Dúctil
CUMPLE	
P_y [kgf]	685377
P_u [kgf]	134095,4
ϕ_c	0,9
C_a	0,22
$\lambda_{alma} (h/t_f)$	17,44
λ_{hd} limite alma	50,230835
Alma	Dúctil
CUMPLE	

W12x152	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,56
λ_{hd} limite ala	7,42
Ala	Dúctil
CUMPLE	
P_y [kgf]	685377
P_u [kgf]	338648
ϕ_c	0,9
C_a	0,55
$\lambda_{alma} (h/t_f)$	16,96
λ_{hd} limite alma	43,47
Alma	Dúctil
CUMPLE	

W14x159	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	6,56
λ_{hd} limite ala	7,42
Ala	Dúctil
CUMPLE	
P_y [kgf]	685377
P_u [kgf]	338648
ϕ_c	0,9
C_a	0,55
$\lambda_{alma} (h/t_f)$	16,96
λ_{hd} limite alma	43,47
Alma	Dúctil
CUMPLE	

W14x257	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	4,23
λ_{hd} limite ala	7,42
Ala	Dúctil
CUMPLE	
P_y [kgf]	685377
P_u [kgf]	422837
ϕ_c	0,9
C_a	0,69
$\lambda_{alma} (h/t_f)$	10,7
λ_{hd} limite alma	40,68
Alma	Dúctil
CUMPLE	

W8x67	
$\lambda_{ala} (b/t_f)$	4,41
λ_{hd} limite ala	7,42
Ala	Dúctil
CUMPLE	
P_y [kgf]	685377
P_u [kgf]	160316,2
ϕ_c	0,9
C_a	0,26
$\lambda_{alma} (h/t_f)$	12,17
λ_{hd} limite alma	49,36
Alma	Dúctil
CUMPLE	

Yoder 10" - N° Schudel 40	
D/t	0,03
λ_{hd} limite	28,475
D	Dúctil
CUMPLE	
D/t	0,03
λ_{md} limite	33,310
D	Dúctil
CUMPLE	

Yoder 8" - N° Schudel 40	
D/t	0,02
λ_{hd} limite	28,475
D	Dúctil
CUMPLE	
D/t	0,028
λ_{md} limite	33,310
D	Dúctil
CUMPLE	

Anexo D: Obtención parámetro Ry

Ry and Rt Values for Steel and Steel Reinforcement Materials			
Application		Ry	Rt
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), 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
ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 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

Anexo E: Drifts mediante NCh433.of96 + Decreto Supremo 61

E.1 Drift con respecto al centro de masa, estructura de 4 pisos arriostramiento SCBF.

Teniendo en consideración la restricción establecida por la norma NCh433, en donde se establece que 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.

$$Grift, \text{máx} = \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0,002$$

Demostrando que para este caso cumple con lo establecido por la normativa.

Piso	Altura [m]	Sismo x		Sismo x		NCh433 [‰]
		DriftX [‰]	DriftY [‰]	DriftX [‰]	DriftY [‰]	
4	13,2	0,61	0,0000	0,0000	0,68	2
3	9,9	0,88	0,0003	0,0092	0,97	2
2	6,6	1,08	0,0003	0,0092	1,19	2
1	3,3	1,12	0,0006	0,0184	1,16	2

E.2 Drift con respecto a un punto crítico, estructura de 4 pisos arriostramiento SCBF.

La norma presenta que 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.

$$Grift, \text{máx} = \frac{\Delta_{punto,j} - \Delta_{punto,i}}{h_j - h_i} - \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0,001$$

Sismo x							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
4	0,676	0,61	0,07	0,070	0,0000	0,07	1
3	0,982	0,88	0,10	0,100	0,0003	0,10	1
2	1,204	1,08	0,12	0,123	0,0003	0,12	1
1	1,242	1,12	0,12	0,117	0,0006	0,12	1

Sismo y							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
4	0,071	0,00	0,07	0,746	0,68	0,07	1
3	0,101	0,01	0,09	1,067	0,97	0,10	1
2	0,123	0,01	0,11	1,312	1,19	0,12	1
1	0,117	0,02	0,10	1,273	1,16	0,12	1

E.3 Drift con respecto al centro de masa, estructura de 4 pisos arriostramiento Mixto.

Piso	Altura [m]	Sismo x		Sismo x		NCh433 [‰]
		DriftX [‰]	DriftY [‰]	DriftX [‰]	DriftY [‰]	
4	13,2	0,36	-0,0003	-0,0092	0,41	2
3	9,9	0,51	0,0003	0,0092	0,57	2
2	6,6	0,58	0,0000	0,0000	0,64	2
1	3,3	0,58	0,0003	0,0092	0,59	2

E.4 Drift con respecto a un punto crítico, estructura de 4 pisos arriostramiento Mixto.

Sismo x							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
4	0,432	0,36	0,07	0,067	-0,0003	0,07	1
3	0,610	0,51	0,10	0,098	0,0003	0,10	1
2	0,688	0,58	0,11	0,107	0,0000	0,11	1
1	0,686	0,58	0,11	0,108	0,0003	0,11	1

Sismo y							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
4	0,068	-0,01	0,08	0,475	0,41	0,07	1
3	0,098	0,01	0,09	0,664	0,57	0,10	1
2	0,108	0,00	0,11	0,745	0,64	0,11	1
1	0,108	0,01	0,10	0,701	0,59	0,11	1

E.5 Drift con respecto al centro de masa, estructura de 4 pisos arriostramiento SCBF.

Piso	Altura [m]	Sismo x		Sismo x		NCh433 [‰]
		DriftX [‰]	DriftY [‰]	DriftX [‰]	DriftY [‰]	
8	12,2	1,01	0,0006	0,2571	1,02	2
7	8,9	1,29	0,0018	0,3673	1,27	2
6	5,6	1,51	0,0021	0,3949	1,47	2
5	2,3	1,61	0,0018	0,3949	1,55	2
4	13,2	1,51	0,0015	0,3857	1,42	2
3	9,9	1,39	0,0015	0,3398	1,27	2
2	6,6	1,38	0,0015	0,3122	1,28	2
1	3,3	1,14	0,0009	0,2388	0,96	2

E.6 Drift con respecto a un punto crítico, estructura de 8 pisos arriostramiento SCBF.

Sismo x							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
8	1,280	1,01	0,27	0,277	0,0006	0,28	1
7	1,618	1,29	0,33	0,351	0,0018	0,35	1
6	1,903	1,51	0,39	0,414	0,0021	0,41	1
5	2,027	1,61	0,41	0,440	0,0018	0,44	1
4	1,890	1,51	0,38	0,405	0,0015	0,40	1
3	1,740	1,39	0,35	0,369	0,0015	0,37	1
2	1,726	1,38	0,35	0,372	0,0015	0,37	1
1	1,419	1,14	0,28	0,296	0,0009	0,30	1

Sismo x							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
8	0,188	0,01	0,18	1,197	1,02	0,18	1
7	0,239	0,01	0,23	1,495	1,27	0,23	1
6	0,282	0,01	0,27	1,741	1,47	0,27	1
5	0,299	0,01	0,29	1,835	1,55	0,29	1
4	0,274	0,01	0,26	1,682	1,42	0,26	1
3	0,250	0,01	0,24	1,509	1,27	0,24	1
2	0,252	0,01	0,24	1,518	1,28	0,24	1
1	0,202	0,01	0,19	1,156	0,96	0,19	1

E.7 Drift con respecto al centro de masa, estructura de 8 pisos arriostramiento Mixto.

Piso	Altura [m]	Sismo x		Sismo x		NCh433 [‰]
		DriftX [‰]	DriftY [‰]	DriftX [‰]	DriftY [‰]	
8	12,2	0,63	0,0006	0,0079	0,63	2
7	8,9	0,82	0,0030	0,0112	0,81	2
6	5,6	0,98	0,0036	0,0133	0,94	2
5	2,3	1,06	0,0036	0,0139	1,00	2
4	13,2	1,00	0,0033	0,0133	0,92	2
3	9,9	0,94	0,0030	0,0124	0,84	2
2	6,6	0,93	0,0030	0,0118	0,84	2
1	3,3	0,82	0,0024	0,0103	0,66	2

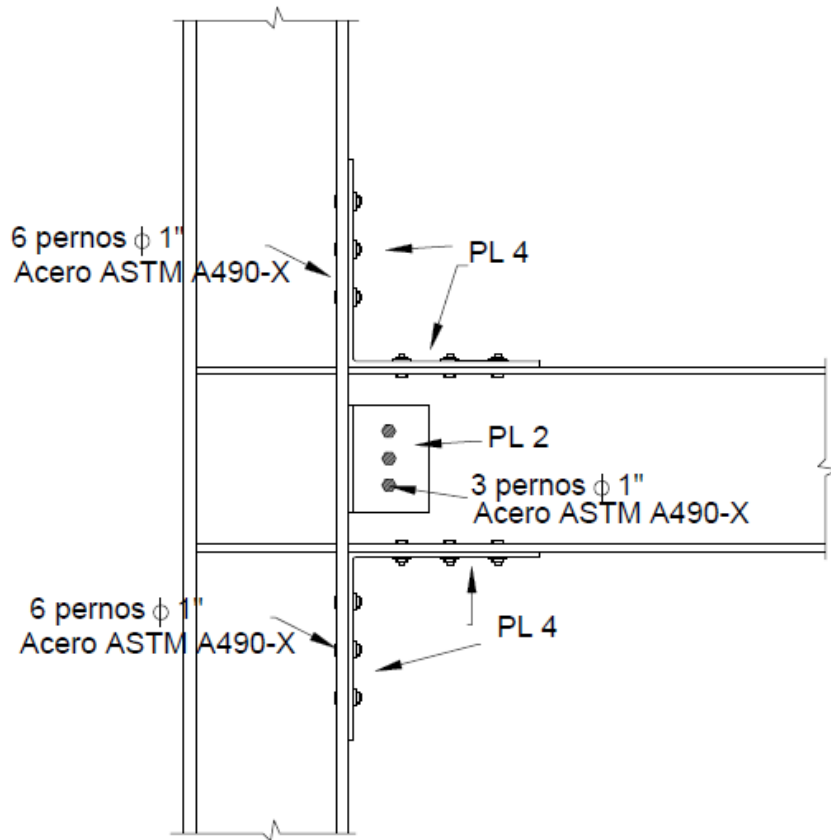
E.8 Drift con respecto a un punto crítico, estructura de 8 pisos arriostramiento Mixto.

Sismo x							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
8	0,834	0,63	0,21	0,226	0,0006	0,23	1
7	1,092	0,82	0,27	0,306	0,0030	0,30	1
6	1,311	0,98	0,33	0,375	0,0036	0,37	1
5	1,422	1,06	0,36	0,411	0,0036	0,41	1
4	1,332	1,00	0,34	0,378	0,0033	0,37	1
3	1,260	0,94	0,32	0,362	0,0030	0,36	1
2	1,257	0,93	0,32	0,366	0,0030	0,36	1
1	1,113	0,82	0,29	0,331	0,0024	0,33	1

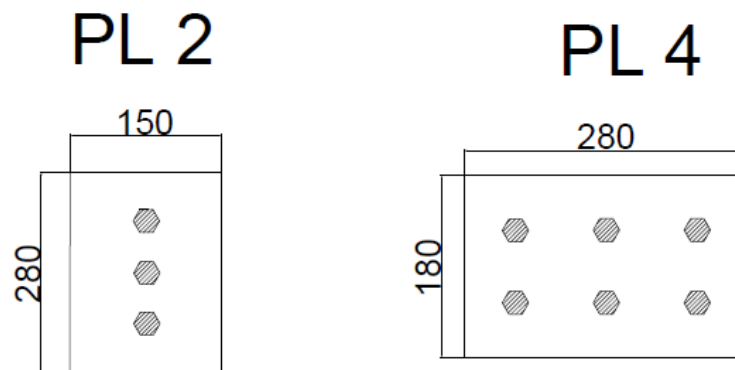
Sismo y							
Piso	Dirección x [‰]			Dirección y [‰]			NCh433 [‰]
	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	Drift (joint)	Drift (CM)	Diferencia	
0	0,128	0,01	0,12	0,754	0,63	0,12	1
1	0,174	0,01	0,16	0,968	0,81	0,16	1
2	0,213	0,01	0,20	1,143	0,94	0,20	1
3	0,232	0,01	0,22	1,222	1,00	0,22	1
4	0,212	0,01	0,20	1,119	0,92	0,20	1
3	0,202	0,01	0,19	1,026	0,84	0,19	1
2	0,205	0,01	0,19	1,033	0,84	0,19	1
1	0,185	0,01	0,17	0,837	0,66	0,17	1

Anexo F: Planos de conexión viga-columna y riostra.

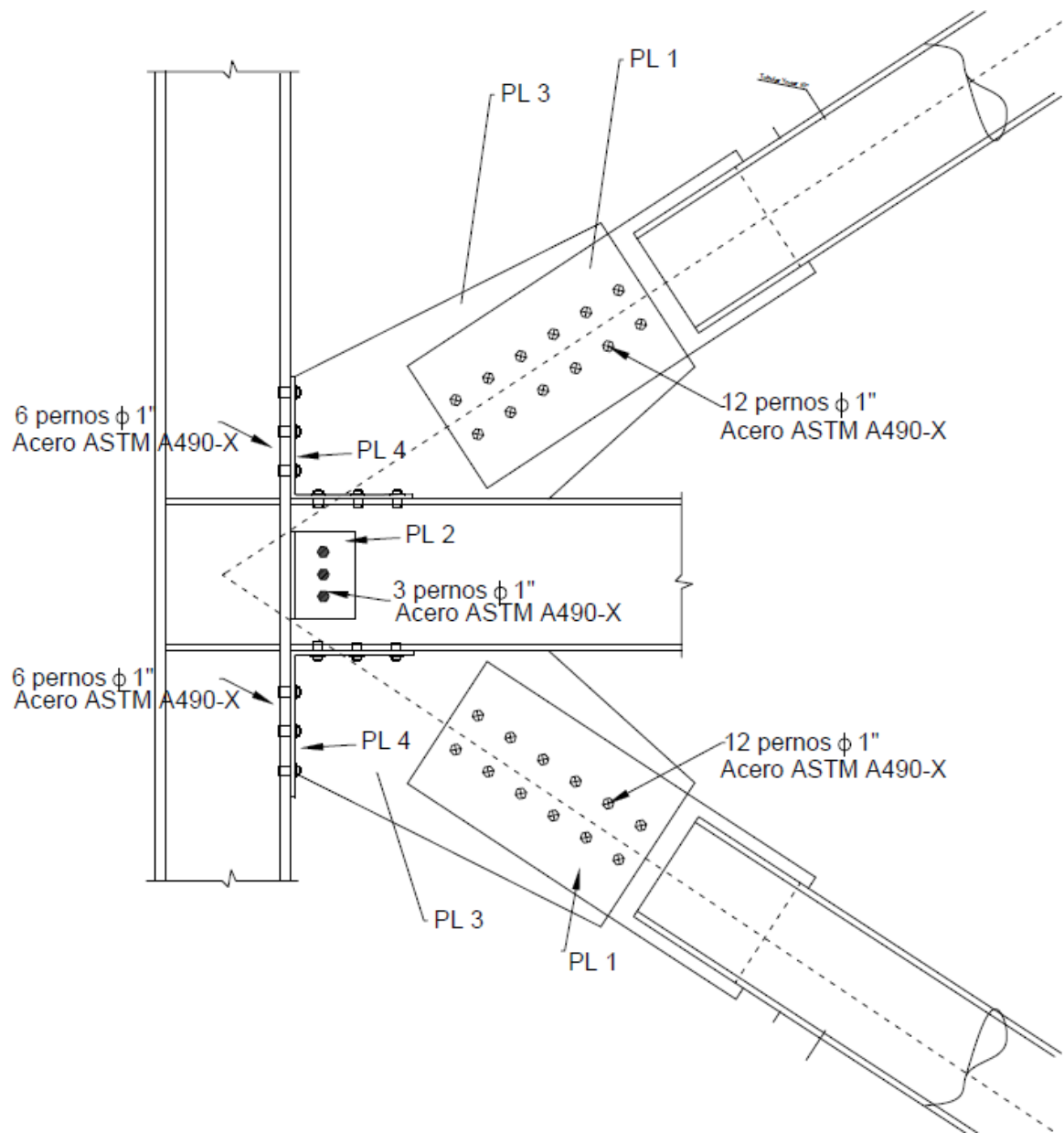
F.1: Conexión viga-columna.



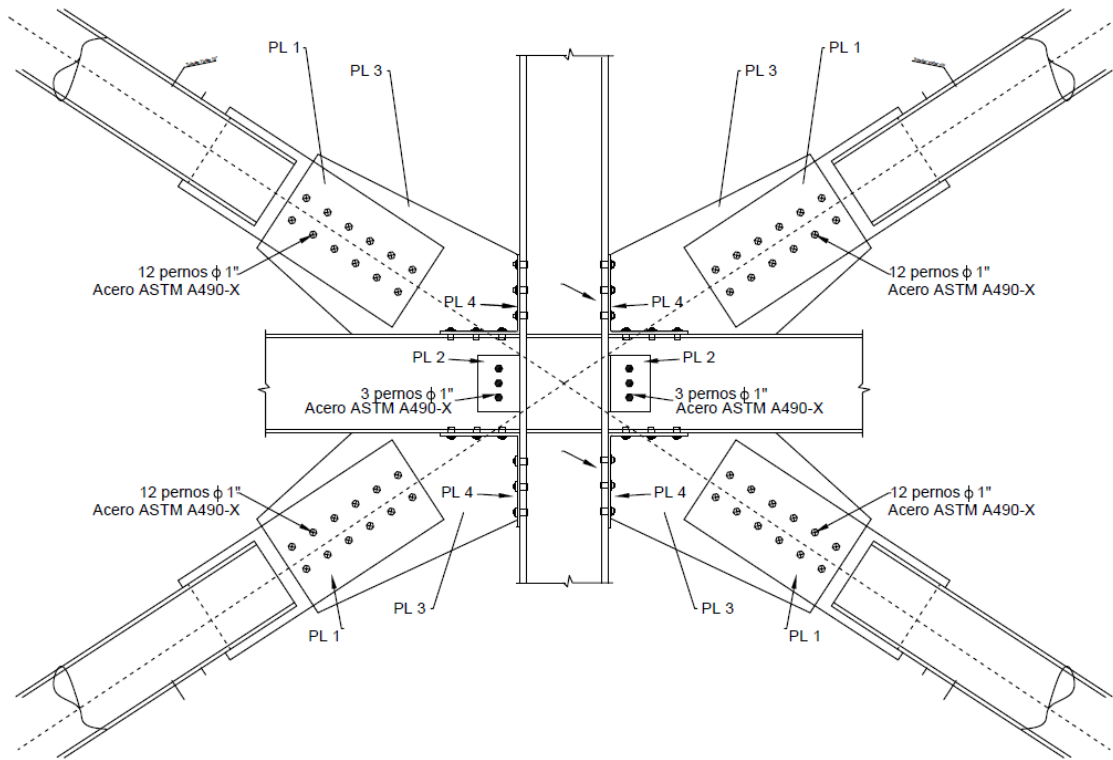
F.2: Placas para conexión viga-columna.



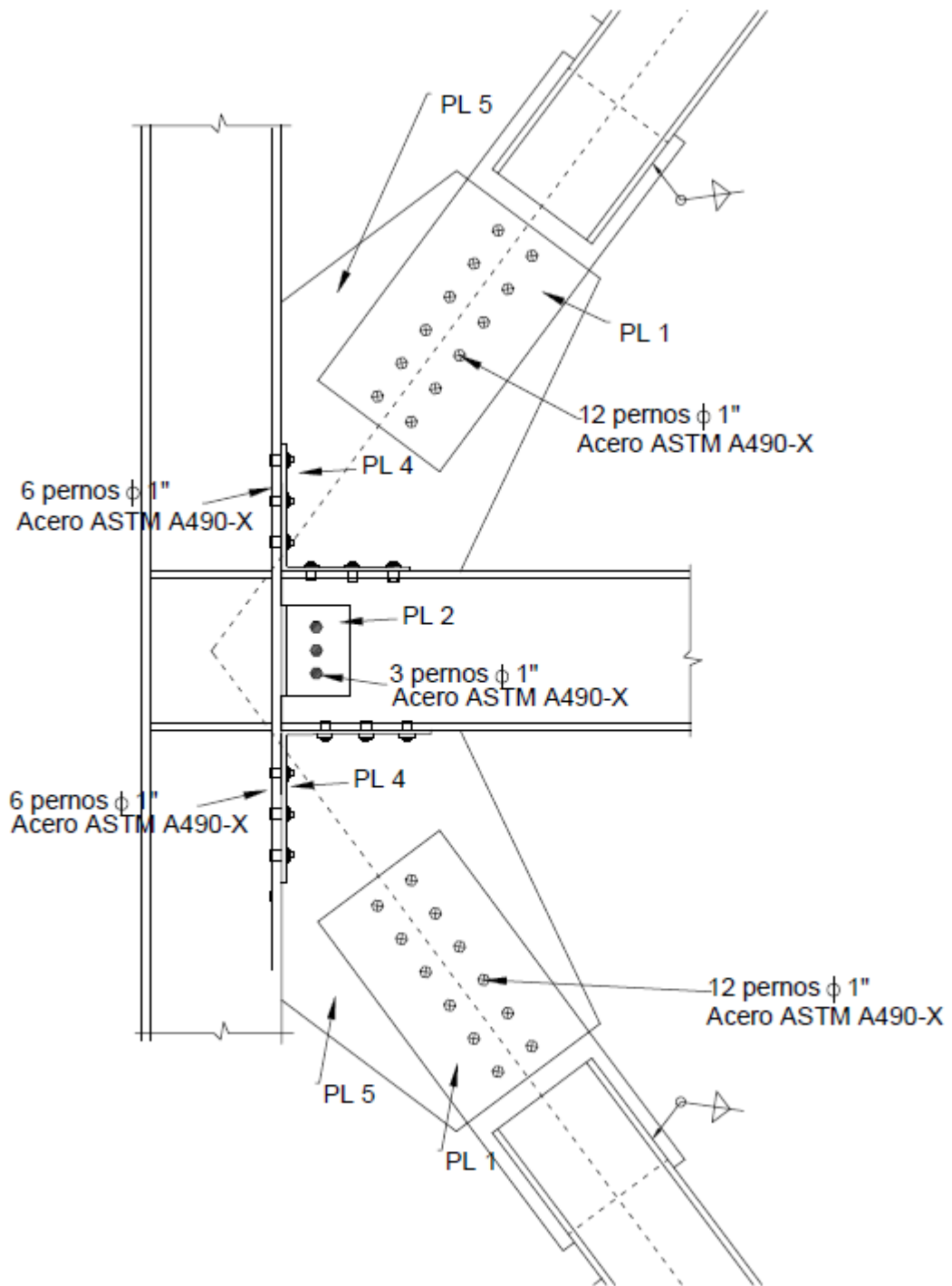
F.3: Conexión para riostra SCBF exterior, columna externa.



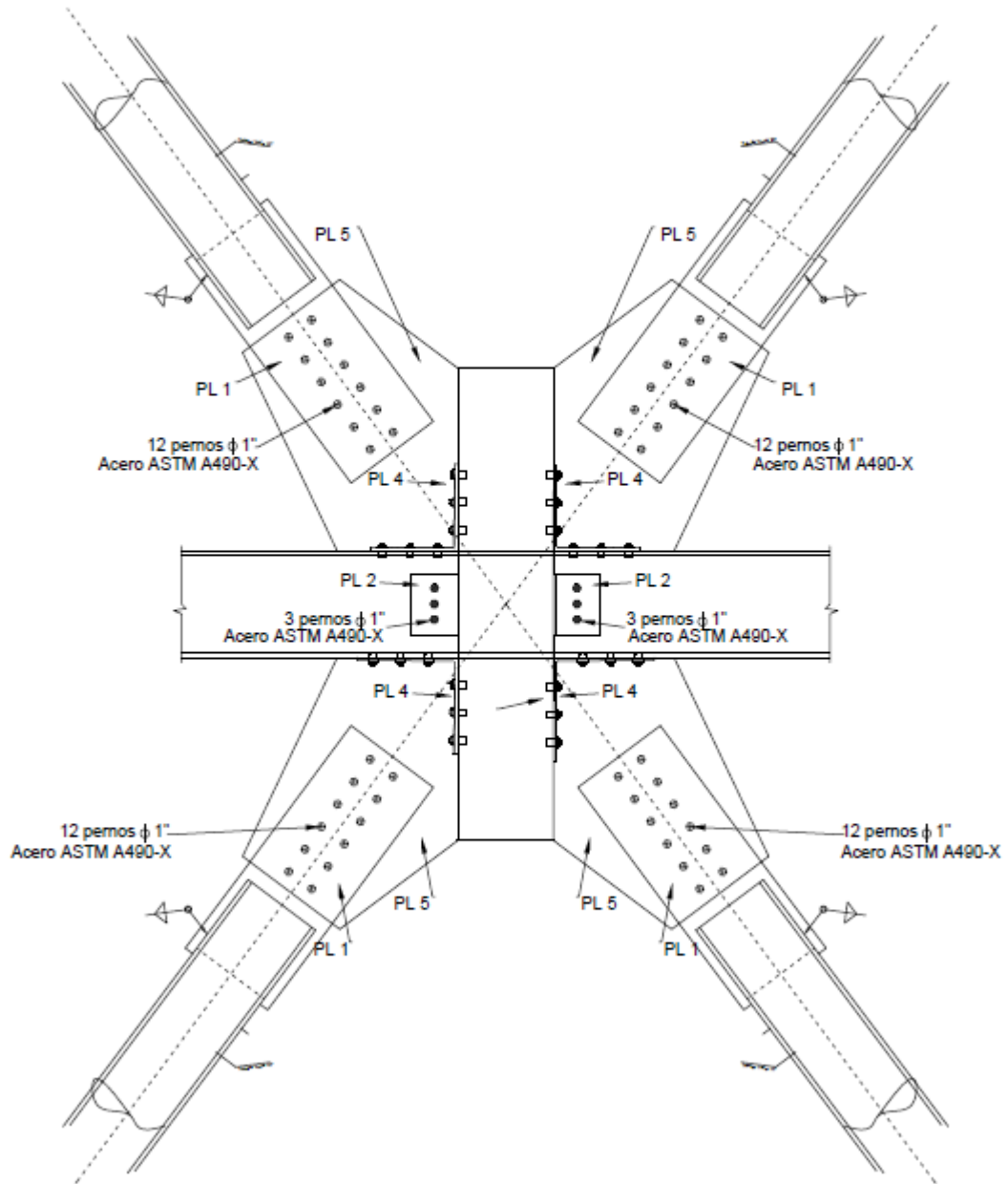
F.4: Conexión para riostra SCBF exterior, columna interna.



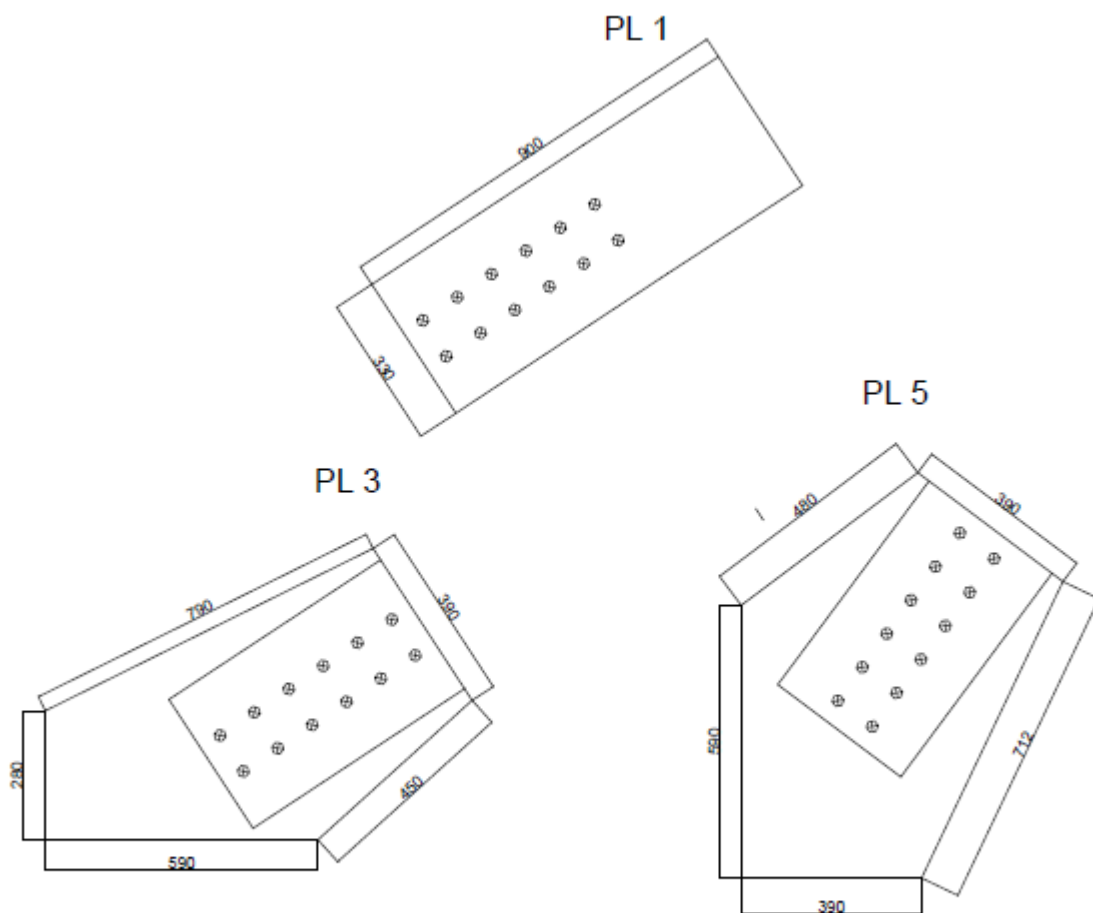
F.5: Conexión para riostra SCBF interior, columna externa.



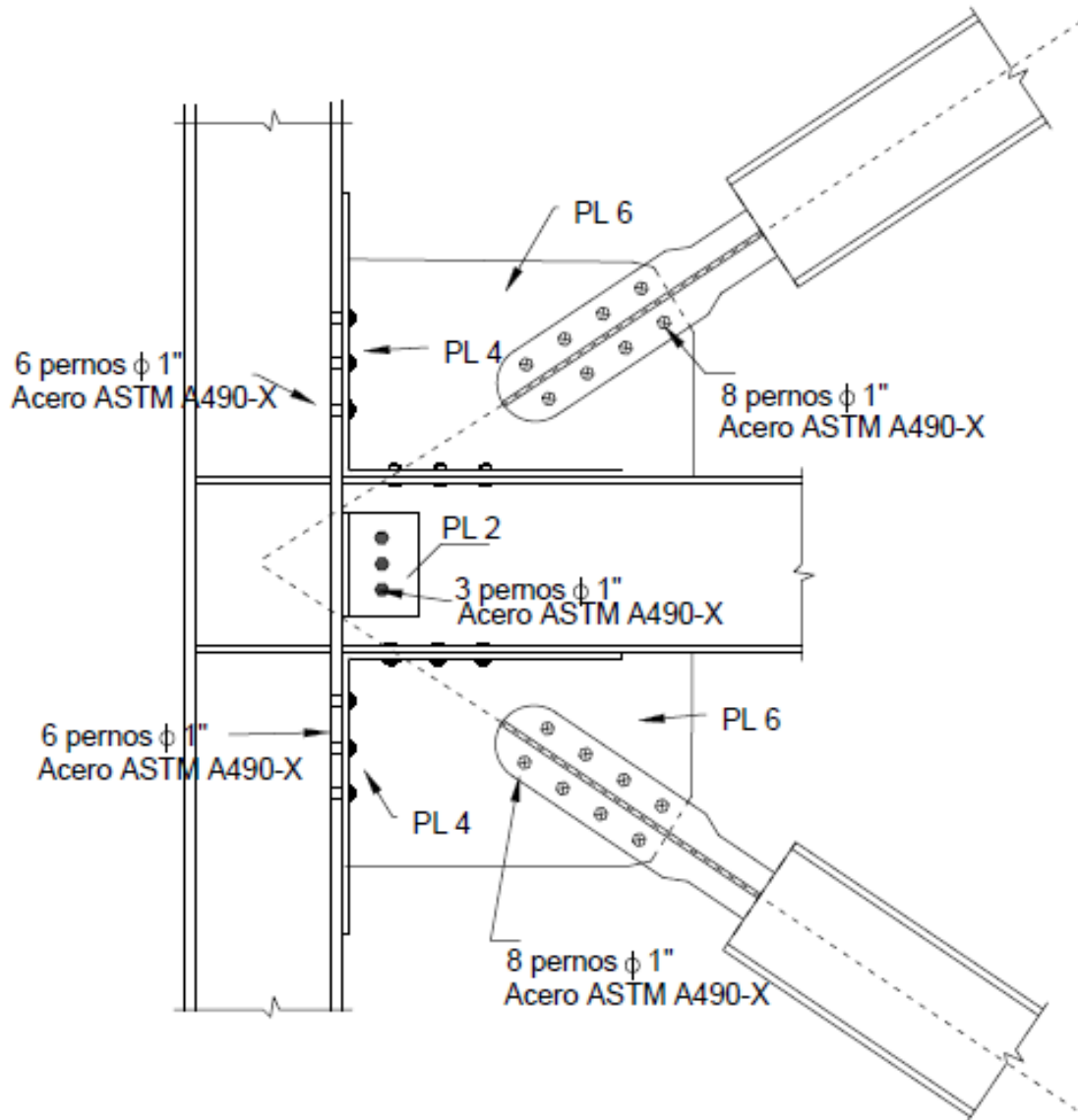
F.6: Conexión para riostra SCBF interior, centro de la viga.



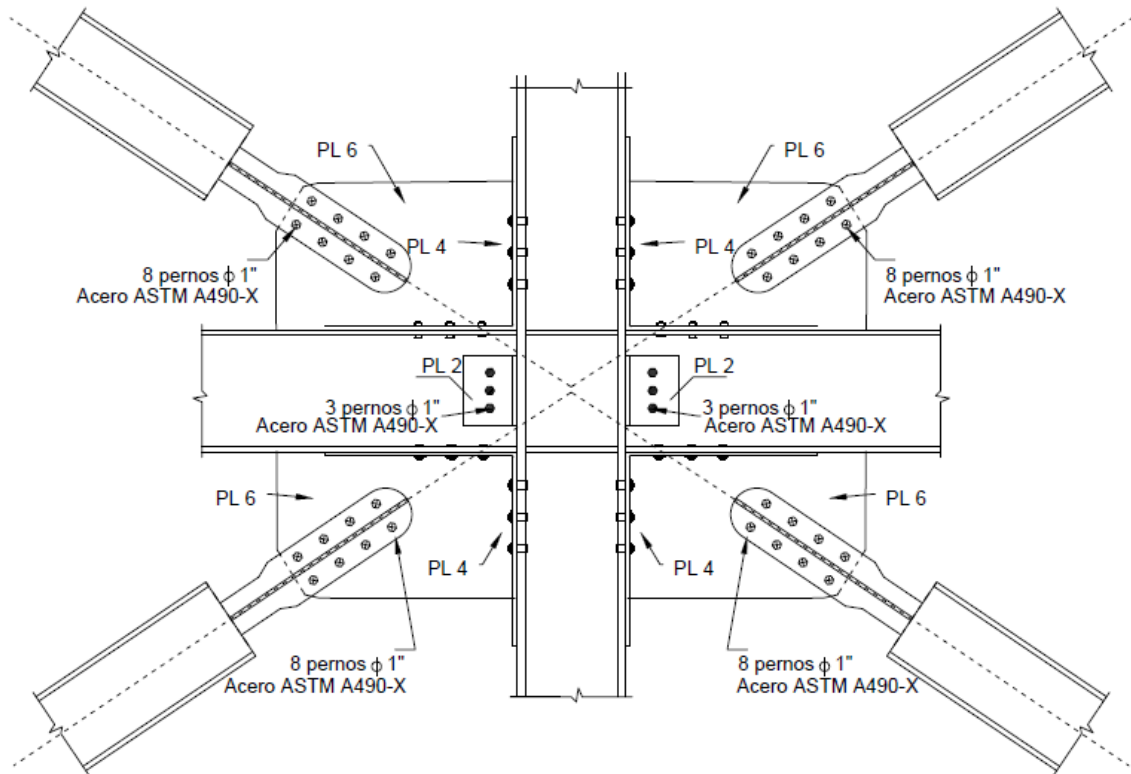
F.5: Placas para conexión riostra SCBF.



F.6: Conexión para riostra BRB exterior, columna externa.

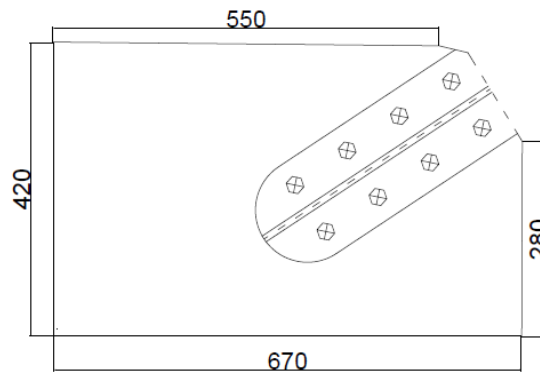


F.7: Conexión para riostra BRB exterior, columna interna.



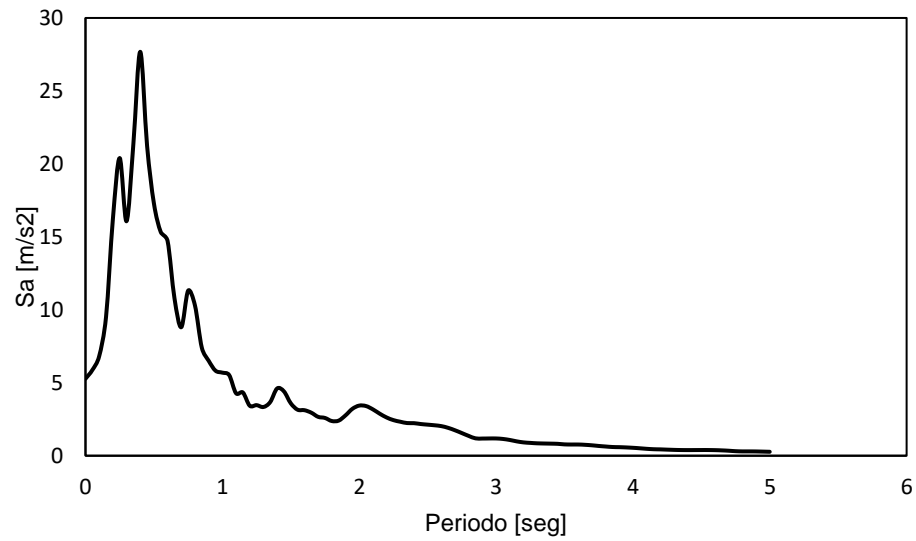
F.7: Placas para conexión riostra BRB.

PL 6

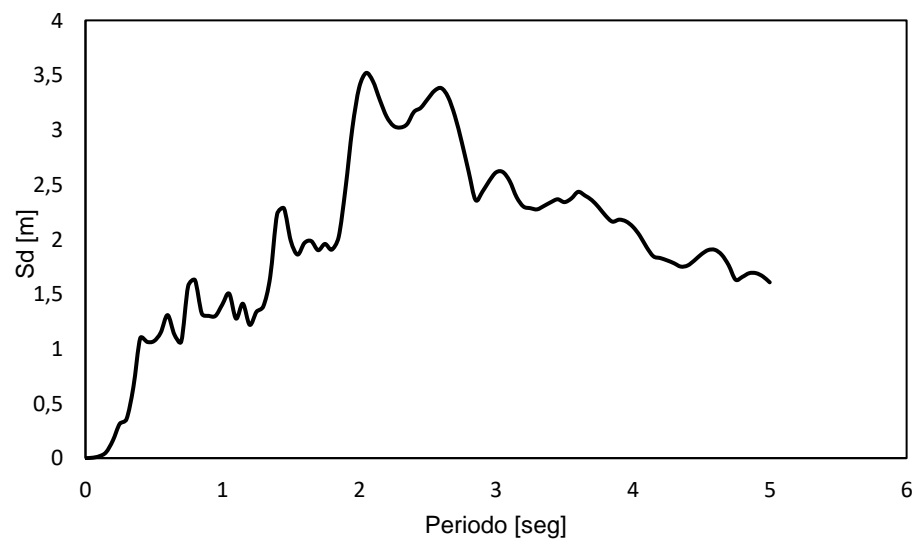


Anexo G: Espectro de aceleración y desplazamiento.

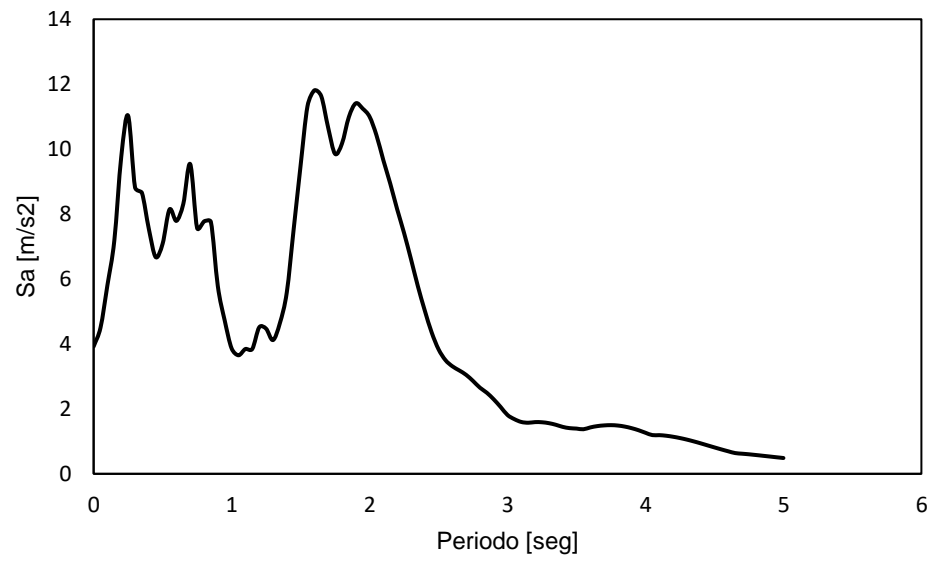
G.1 Espectro de aceleración – registro de Constitución.



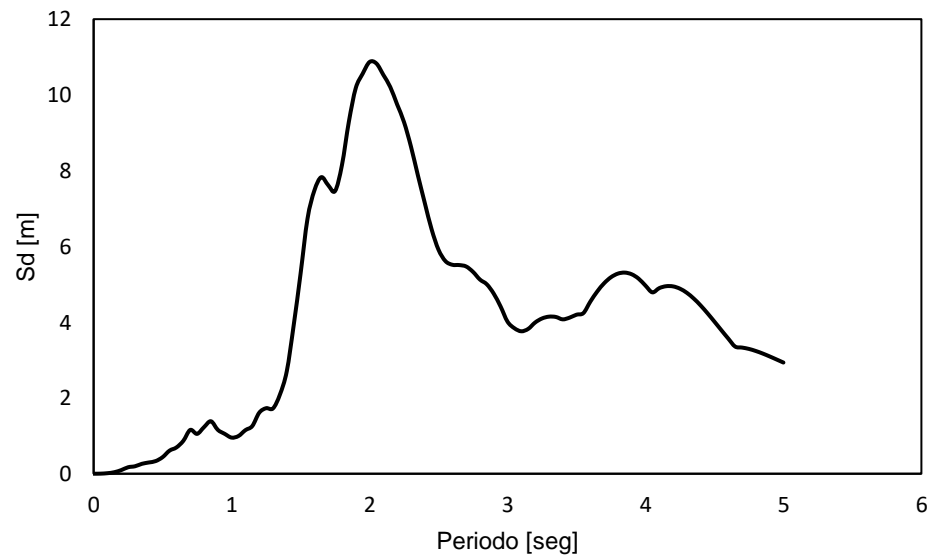
G.2 Espectro de desplazamiento – registro de Constitución.



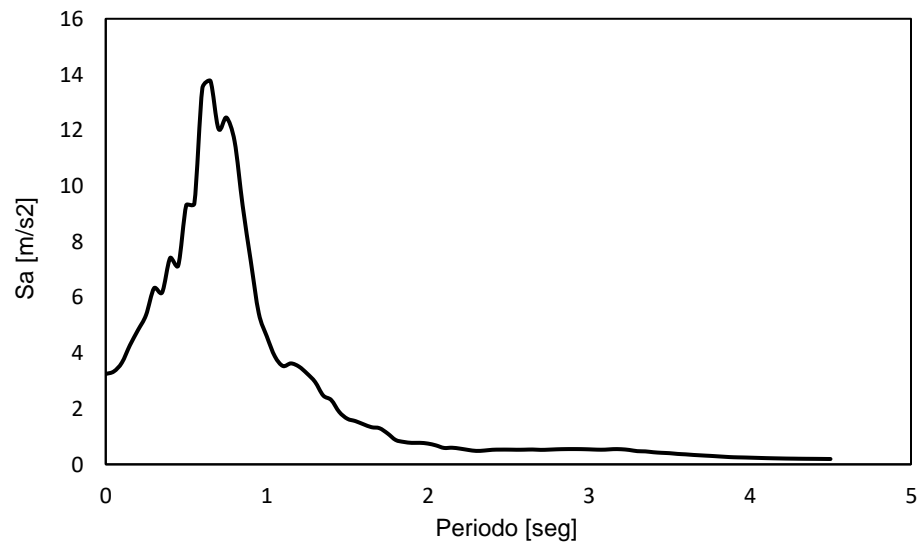
G.3 Espectro de aceleración – registro de Concepción.



G.4 Espectro de desplazamiento – registro de Concepción.



G.5 Espectro de aceleración – registro de Viña del Mar.



G.6 Espectro de desplazamiento – registro de Viña del Mar.

