

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



**Evaluación de marcos de acero arriostrados con  
elementos autocentrantes en Chile**

**Por**

**Matías Ignacio Saavedra Hernández**

**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**

**Marzo, 2021**

## **AGRADECIMIENTOS**

*Primero agradezco a mi familia, a mis padres, mi hermana, mi yaya y mi yeye, por todo el cariño, confianza y constante apoyo que me brindaron durante todos estos años. Sin su sacrificio no hubiese tenido la posibilidad de estudiar ni ser la persona que soy hoy en día.*

*A mis amigos tanto de la Universidad como de la vida, por todas las risas, consejos y frustraciones que de alguna manera me ayudaron a terminar con esta etapa de mi vida.*

*A mi profesor guía, Juan Carlos González, por su enseñanza y buena disposición durante el desarrollo de este trabajo.*

# ÍNDICE

<b>Capítulo I</b> .....	<b>12</b>
1. Introducción .....	12
1.1. Objetivo general .....	13
1.2. Objetivos específicos.....	13
1.3. Metodología.....	14
1.4. Alcances .....	14
<b>Capítulo II</b> .....	<b>15</b>
2. Antecedentes.....	15
2.1. El acero como material estructural.....	15
2.1.1. Tipos de calidad de acero .....	15
2.1.2. Curva esfuerzo-deformación .....	16
2.1.3. Conceptos de ductilidad y disipación de energía.....	18
2.1.4. Comportamiento histerético de los perfiles de acero .....	20
2.2. Principios generales de la conservación de energía.....	24
2.3. Clasificación de sistemas de control de respuesta sísmica .....	26
2.3.1. Sistema convencional.....	27
2.3.2. Sistema de control activo .....	27
2.3.3. Sistema de control híbrido (semi-activo).....	29
2.3.4. Sistema de control pasivo .....	29
2.4. Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero.....	32
2.4.1. Marcos especiales a momento ( <i>SMF</i> ).....	33
2.4.2. Marcos concéntricos especiales ( <i>SCBF</i> ) .....	34
2.4.3. Marcos arriostrados excéntricamente ( <i>EBF</i> ).....	37
2.4.4. Marcos con diagonales de pandeo restringido ( <i>BRB</i> ).....	38
2.4.5. Marcos con elementos auto-centrantes ( <i>SC</i> ).....	45
<b>Capítulo III</b> .....	<b>55</b>
3. Diseño con la normativa vigente .....	55
3.1. NCh433.Of.96.mod2009, “Diseño sísmico de edificios” + DS61, “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios” .....	56
3.1.1. Análisis estático.....	57
3.1.2. Análisis modal espectral.....	59
3.1.3. Deformaciones sísmicas .....	61
3.2. NCh3411.Of.2017, “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo” .....	61

3.2.1.	Alcances .....	62
3.2.2.	Requisitos generales de diseño .....	62
3.3.	AISC 360-16, "Specification for Structural Steel Buildings" .....	65
3.4.	AISC 341-16, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" .....	65
3.4.1.	Requisitos para marcos <i>SCBF</i> .....	65
3.4.2.	Requisitos para marcos <i>BRB</i> .....	67
<b>Capítulo IV</b>	<b>.....</b>	<b>69</b>
4.	Caso a estudiar .....	69
4.1.	Descripción de la estructura a analizar .....	69
4.2.	Combinaciones de carga.....	73
4.3.	Cargas estáticas y peso sísmico.....	74
4.4.	Estados límites de servicio .....	74
4.5.	Análisis lineal - Marco <i>SCBF</i> .....	75
4.5.1.	Peso de la estructura y parámetros sísmicos .....	75
4.5.2.	Análisis modal espectral.....	76
4.5.3.	Deformaciones sísmicas .....	80
4.5.4.	Diseño por capacidad.....	81
4.6.	Análisis marco <i>BRB</i> .....	86
4.6.1.	Características geométricas.....	86
4.6.2.	Diseño núcleo de acero y funda de acero.....	88
4.6.3.	Peso de la estructura.....	90
4.6.4.	Análisis modal espectral.....	92
4.6.5.	Deformaciones sísmicas .....	94
4.6.6.	Diseño por capacidad.....	95
4.7.	Marco con elementos <i>SC</i> .....	99
<b>Capítulo V</b>	<b>.....</b>	<b>101</b>
5.	Análisis no lineal.....	101
5.1.	Introducción .....	101
5.2.	Modelación de la estructura en <i>OpenSees</i> .....	102
5.2.1.	Modelo <i>SCBF</i> .....	103
5.2.2.	Modelo <i>BRBF</i> .....	105
5.2.3.	Modelo <i>SC</i> .....	107
5.3.	Análisis no lineal estático ( <i>Pushover</i> ).....	109
5.4.	Análisis cíclico cuasi-estático .....	112
5.5.	Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia).....	115
5.5.1.	Amortiguamiento .....	116

5.5.2.	Histéresis de los arriostramientos .....	116
5.5.3.	Corte basal vs desplazamiento de techo .....	121
5.5.4.	Deformaciones residuales .....	126
5.5.5.	<i>Drifts</i> máximos por piso .....	129
5.5.6.	Deformaciones máximas .....	131
5.5.7.	Aceleraciones absolutas máximas por piso .....	134
5.6.	Modificación de los parámetros constitutivos del autocentrante.....	137
5.6.1.	Reducción de la fuerza de activación <i>Po</i> .....	137
<b>Capítulo VI</b>	.....	<b>145</b>
6.	Conclusiones .....	145
<b>Referencias</b>	.....	<b>148</b>
<b>ANEXOS</b>	.....	<b>154</b>
Anexo A:	Verificación de resistencia – AISC360-16 .....	154
A.1.	Clasificación de la sección según tabla B4.1a.....	154
A.2.	Clasificación de la sección según tabla B4.1b.....	156
A.3	Tracción .....	157
A.4	Compresión.....	158
A.5	Diseño de miembros en flexión.....	161
A.6	Corte .....	164
A.7	Flexocompresión.....	165
A.8	Conexiones .....	166
Anexo B:	<i>Drifts</i> mediante NCh433.Of.96.mod2009+D.S.61 .....	177
B.1	Tabla <i>Drift</i> con respecto al CM – Sistema <i>SCBF</i> .....	177
B.2	Tabla <i>Drift</i> con respecto a un punto crítico (esquina) – Sistema <i>SCBF</i> .....	177
B.3	Tabla <i>Drift</i> con respecto al CM – Sistema <i>BRBF</i> .....	180
B.4	Tabla <i>Drift</i> con respecto a un punto crítico (esquina) – Sistema <i>BRBF</i> .....	180
Anexo C:	Verificación de ductilidad – AISC341-16 .....	183
C.1	Verificación de ductilidad para marcos <i>SCBF</i> y marcos <i>BRB</i> .....	183
Anexo D:	Nomenclatura del modelo de <i>OpenSees</i> .....	186
Anexo E:	Planos de conexión viga-columna y riostra .....	189
Anexo F:	Comportamiento histerético de las columnas del primer piso .....	196

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Curva Esfuerzo-Deformación del acero dulce (dúctil) [27] .....	17
Figura 2.2 Curvas Esfuerzo-Deformación a T° ambiente según calidad de acero: (a): Acero A36, (b): Acero A572, (c): Acero A514 [28].....	17
Figura 2.3 Curvas Esfuerzo-Deformación del acero con la respuesta mínima esperada y especificada [28].....	18
Figura 2.4 Diagrama Esfuerzo-Deformación de un sistema elástico y un sistema inelástico [28] .....	19
Figura 2.5 Ejemplo de sistemas estructurales con igual ductilidad y diferente capacidad de disipación de energía [28] .....	20
Figura 2.6 Bucle de histéresis (con efecto Bauschinger) [28].....	21
Figura 2.7 Secciones transversales de los perfiles realizados en los ensayos [29].....	21
Figura 2.8 Envolvente de histéresis para perfiles con diferentes relaciones de esbeltez [29] .....	22
Figura 2.9 Envolvente de histéresis para perfiles con diferentes secciones transversales [29].....	23
Figura 2.10 Envolvente de histéresis para perfiles con diferentes condiciones de borde: (a) perfiles doble T, (b) tubulares circulares [29].....	23
Figura 2.11 Balance Energético: (a) sin disipadores de energía; (b): con disipadores de energía [27]	26
Figura 2.12 Clasificación de Sistemas de Protección Sísmica [41].....	26
Figura 2.13 Diagrama sobre el funcionamiento del sistema convencional [42].....	27
Figura 2.14 Diagrama sobre el funcionamiento del sistema activo [44] .....	28
Figura 2.15 Esquema de estructura con sistema de control activo [44] .....	28
Figura 2.16 Diagrama sobre el funcionamiento del sistema pasivo [44] .....	29
Figura 2.17 Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislamiento basal y edificio con aislamiento basal [44].....	30
Figura 2.18 Comparación de respuesta sísmica de edificio sin disipadores de energía y edificio con disipadores de energía [44].....	30
Figura 2.19 Clasificación de los disipadores de energía según método de activación [44] .....	31
Figura 2.20 Ciclo carga-deformación: disipador activado por desplazamiento a) metálico, b) friccional, c) autocentrante; disipador activado por velocidad y desplazamiento d) viscoelástico sólido; disipador activado por velocidad e) fluido-viscoso [39] .....	32
Figura 2.21 Mecanismo de colapso deseado para marcos <i>SMF</i> [25].....	34
Figura 2.22 Detalle del nudo de un marco con una conexión concéntrica [28] .....	35
Figura 2.23 Configuraciones permitidas para <i>SCBF</i> , de la a) a la c): X; d): V invertida o Chevron invertida; e): V o Chevron [25].....	35
Figura 2.24 Configuraciones prohibidas para <i>SCBF</i> , de la f) a la g): tipo K y doble K, respectivamente; de la h) a la i): diagonal sola; j) Tipo Knee [25].....	35
Figura 2.25 Configuración de deformación esperada en sistemas <i>SCBF</i> [28].....	36
Figura 2.26 (a): Diagrama Esfuerzo-Deformación de una riostra sometida a carga axial cíclica, (b): Deformación lateral de la riostra sometida a compresión [28].....	37
Figura 2.27 Configuraciones típicas de los sistemas <i>EBF</i> [25].....	38
Figura 2.28 Configuración de la deformación esperada en los sistemas <i>EBF</i> [25].....	38
Figura 2.29 – Barras <i>BRB</i> confinados por paneles de hormigón prefabricado [25] .....	39
Figura 2.30 – Secciones Transversales de los <i>BRB</i> desarrollados en Japón [25].....	39
Figura 2.31 - Primeros edificios del mundo con sistemas <i>BRB</i> [51].....	40
Figura 2.32 – Línea de tiempo de los <i>BRB</i> [55] .....	40
Figura 2.33 – Componentes básicos de un <i>BRB</i> [28].....	41
Figura 2.34 – Segmentos de un <i>BRB</i> [25] .....	41
Figura 2.35 Configuraciones de marcos <i>BRB</i> (a): V invertida, (b): V, (c): Diagonal, (d): Zig-zag, (e): X [56].....	42
Figura 2.36 - (a): <i>BRB</i> del proveedor Nippon Steel; (b): <i>BRB</i> del proveedor CoreBrace [56].....	42

Figura 2.37 - Comparación de ciclos de histéresis (Fuerza axial – Deformación) [57] .....	43
Figura 2.38 – Conexión de una riostra <i>BRB</i> (a): apernada, (b): rotulada con pasador [58] .....	43
Figura 2.39 – Concepto del sistema <i>SCED</i> [60] .....	45
Figura 2.40 – Idealización de la curva del elemento autocentrante y del disipador de energía (friccional) [59] .....	46
Figura 2.41 – Modelo del <i>PBSC</i> [69] .....	47
Figura 2.42 – Componentes básicos del sistema de <i>PBSC</i> [69] .....	47
Figura 2.43 – Histéresis del sistema <i>PBSC</i> con 2 barras SMA pero diferente diámetro (a): 12.7 [mm] de diámetro, (b): 16 [mm] de diámetro, (c): 20 [mm] de diámetro, (d): 25.4 [mm] de diámetro [69].....	48
Figura 2.44 – Modelo del dispositivo, (a): vista en lateral, (b): vista isométrica [59] .....	48
Figura 2.45 – Espécimen de la riostra a escala real con, (a): sólo alambres de austenita (autocentrado), (b): alambres de austenita (autocentrado) y barras de martensita (disipación de energía), (c): autocentrado y disipación de energía con alambres de austenita [59] .....	49
Figura 2.46 – Histéresis del dispositivo <i>MANSIDE</i> [59] .....	49
Figura 2.47 – Configuración para la validación del mecanismo de disipación de fricción [60].....	50
Figura 2.48 – Sistema <i>SCED</i> con tubos de acero, tendones y mecanismo disipador de fricción [60]..	50
Figura 2.49 – Respuesta del prototipo <i>SCED</i> bajo cargas quasi-estáticas [60] .....	51
Figura 2.50 – Componentes del sistema <i>SC-BRB</i> [61].....	52
Figura 2.51 – Extremos de la riostra <i>SC-BRB</i> , (a): extremo izquierdo, el tubo medio está soldado al núcleo de acero, (b): extremo derecho, el tubo exterior está soldado al núcleo de acero [61] .....	52
Figura 2.52 – Mecanismo del <i>SC-BRB</i> , (a): sin deformar, (b): a compresión, (c): a tracción [61] .....	53
Figura 2.53 – Histéresis del sistema <i>SC-BRB</i> bajo un análisis quasi-estático [61].....	53
Figura 3.1 – Espectros de diseño según NCh3411 para un suelo D, zona sísmica 3, Categoría 1, I = 1 .....	64
Figura 4.1 – Vista isométrica del caso de estudio.....	69
Figura 4.2 – Planta del caso de estudio.....	70
Figura 4.3 – Elevación del eje A del caso de estudio .....	71
Figura 4.4 - Sección Tipo W [23].....	72
Figura 4.5 – Vista isométrica del edificio con sistema <i>SCBF</i> .....	78
Figura 4.6 – Elevación del eje A del edificio con sistema <i>SCBF</i> .....	78
Figura 4.7 – Espectro de diseño, NCh433 .....	79
Figura 4.8 – Corte por piso por medio del análisis modal espectral .....	80
Figura 4.9 – <i>Drifts</i> con respecto al CM.....	81
Figura 4.10 – Mecanismos del análisis plástico para marcos <i>SCBF</i> [75].....	82
Figura 4.11 – Diagrama de cuerpo libre (a): nivel par, (b): nivel impar.....	83
Figura 4.12 – Diagrama de cuerpo libre para el diseño por capacidad en las columnas (a): nivel impar, (b): 2do nivel, (c): último nivel .....	84
Figura 4.13 – Deformación del marco con una diagonal simple [76].....	86
Figura 4.14 - Modelo para el análisis estructural de las <i>BRB</i> [28] .....	87
Figura 4.15 – Modelo Tridimensional del edificio con riostras <i>BRB</i> .....	90
Figura 4.16 – Elevación del eje A del edificio con riostras <i>BRB</i> .....	91
Figura 4.17 – Espectro de diseño (NCh433) y espectro de Sismo de Servicio (NCh3411) .....	93
Figura 4.18 – Espectro elástico y espectro de diseño en sistema <i>BRB</i> para Z3SD, NCh433 .....	94
Figura 4.19 – Corte por piso, sistema <i>BRB</i> .....	94
Figura 4.20 – <i>Drift</i> CM en sistema con marcos <i>BRB</i> .....	95
Figura 4.21 – Diagrama fuerza-desplazamiento de la riostra <i>BRB</i> [20].....	96
Figura 4.22 – Curva “esqueleto” de los parámetros de ajuste [78].....	98
Figura 5.1 – Modelos idealizados con distinta plasticidad [77] .....	101
Figura 5.2 – Distribución de las fibras para las secciones W [83] .....	102
Figura 5.3 – Material Steel02 [24] .....	103

Figura 5.4 – (a): Discretización de la sección circular con 2 fibras en la dirección radial y 30 fibras en la dirección circunferencial; (b): Imperfección geométrica inicial de la riostra [84].....	104
Figura 5.5 – Comparación de la respuesta numérica del BRB y los resultados experimentales bajo carga cíclica realizado por Zsarnoczsay [85].....	105
Figura 5.6 – Modelo del BRB en OpenSees [85].....	106
Figura 5.7 – Histéresis del material autocentrante en OpenSees [8].....	108
Figura 5.8 – Modelo hysterético del sistema autocentrante [79].....	109
Figura 5.9 – Curva <i>pushover</i> (Corte basal – Desplazamiento de techo) [88].....	110
Figura 5.10 – Análisis incremental del edificio SCBF.....	111
Figura 5.11 – Análisis incremental del edificio BRBF.....	111
Figura 5.12 – Análisis incremental del edificio SC.....	112
Figura 5.13 – Protocolo de desplazamiento.....	112
Figura 5.14 – Análisis cuasiestático cíclico - riostra SCBF.....	113
Figura 5.15 – Análisis cuasiestático cíclico - riostra BRBF.....	114
Figura 5.16 – Análisis cuasiestático cíclico - riostra SC.....	114
Figura 5.17 – Registro de Constitución, Componente Longitudinal.....	115
Figura 5.18 – Registro de Concepción, Componente Longitudinal.....	115
Figura 5.19 – Registro de Viña del Mar (Centro), Componente Este-Oeste.....	115
Figura 5.20 – Histéresis SCBF, registro de Constitución.....	117
Figura 5.21 – Histéresis SCBF, registro de Concepción.....	118
Figura 5.22 – Histéresis SCBF, registro de Viña del Mar (Centro).....	118
Figura 5.23 – Histéresis BRBF, registro de Constitución.....	119
Figura 5.24 – Histéresis BRBF, registro de Concepción.....	119
Figura 5.25 – Histéresis BRBF, registro de Viña del Mar.....	120
Figura 5.26 – Histéresis SC, registro de Constitución.....	120
Figura 5.27 – Histéresis SC, registro de Concepción.....	121
Figura 5.28 – Histéresis SC, registro de Viña del Mar.....	121
Figura 5.29 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SCBF – Constitución – dirección de análisis Y.....	122
Figura 5.30 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SCBF – Concepción – dirección de análisis Y.....	122
Figura 5.31 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SCBF – Viña del Mar – dirección de análisis Y.....	123
Figura 5.32 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema BRBF – Constitución – dirección de análisis Y.....	123
Figura 5.33 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema BRBF – Concepción – dirección de análisis Y.....	124
Figura 5.34 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema BRBF – Viña del Mar – dirección de análisis Y.....	124
Figura 5.35 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SC – Constitución – dirección de análisis Y.....	125
Figura 5.36 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SC – Concepción – dirección de análisis Y.....	125
Figura 5.37 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SC – Viña del Mar - dirección de análisis Y.....	126
Figura 5.38 – Deformaciones residuales, Constitución, dirección de análisis Y.....	127
Figura 5.39 – Deformaciones residuales, Concepción, dirección de análisis Y.....	128
Figura 5.40 – Deformaciones residuales, Viña del Mar, dirección de análisis Y.....	128
Figura 5.41 – <i>Drifts</i> máximos por piso, Constitución, dirección de análisis Y.....	130
Figura 5.42 – <i>Drifts</i> máximos por piso, Concepción, dirección de análisis Y.....	130

Figura 5.43 – Drifts máximos por piso, Viña del Mar, dirección de análisis Y .....	131
Figura 5.44 – Envolverte de deformaciones máximas, Constitución, dirección de análisis Y .....	132
Figura 5.45 – Envolverte de deformaciones máximas, Concepción, dirección de análisis Y .....	133
Figura 5.46 – Envolverte de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis Y .....	133
Figura 5.47 – Equilibrio dinámico y efecto de la velocidad en el desequilibrio de fuerzas [8] .....	134
Figura 5.48 – Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis Y .....	135
Figura 5.49 – Aceleración máxima por piso, Concepción, dirección de análisis Y .....	136
Figura 5.50 – Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis Y .....	136
Figura 5.51 – Análisis cuastiestático cíclico, sistema SC_2 .....	138
Figura 5.52 – Deformaciones residuales, sistemas SC y SC_2, Constitución .....	138
Figura 5.53 – Deformaciones residuales, sistemas SC y SC_2, Concepción .....	139
Figura 5.54 – Deformaciones residuales, sistemas SC y SC_2, Viña del Mar .....	139
Figura 5.55 – Drifts máximos por piso, sistemas SC y SC_2, Constitución .....	140
Figura 5.56 – Drifts máximos por piso, sistemas SC y SC_2, Concepción .....	140
Figura 5.57 – Drifts máximos por piso, sistemas SC y SC_2, Viña del Mar .....	141
Figura 5.58 – Deformaciones máximas por piso, sistemas SC y SC_2, Constitución .....	141
Figura 5.59 – Deformaciones máximas por piso, sistemas SC y SC_2, Concepción .....	142
Figura 5.60 – Deformaciones máximas por piso, sistemas SC y SC_2, Viña del Mar .....	142
Figura 5.61 – Aceleración máxima absoluta, sistemas SC y SC_2, Constitución .....	143
Figura 5.62 – Aceleración máxima absoluta, sistemas SC y SC_2, Concepción .....	143
Figura 5.63 – Aceleración máxima absoluta, sistemas SC y SC_2, Viña del Mar .....	144
Figura D.1 – Elementos del sistema SCBF .....	186
Figura D.2 – Elementos de los sistemas BRBF y SC .....	187
Figura D.3 – Nodos del sistema SCBF .....	187
Figura D.4 – Nodos de los sistemas BRBF y SC .....	188
Figura D.5 – Elementos rígidos para los sistemas SCBF, BRBF y SC .....	188
Figura E.1 – Dimensiones de placas (medidas en mm) .....	189
Figura E.2 – Conexión viga-columna .....	190
Figura E.3 – Conexión diagonal, sistema SCBF .....	191
Figura E.4 – Conexión nudo, sistema SCBF .....	192
Figura E.5 – Conexión diagonal, sistema BRBF .....	193
Figura E.6 – Conexión nudo, sistema BRBF .....	194
Figura E.7 – Conexión Placa 1, Placa 2 y diagonal .....	195
Figura F.1 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SCBF – Constitución .....	196
Figura F.2 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SCBF – Concepcion .....	197
Figura F.3 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SCBF – Viña del Mar .....	197
Figura F.4 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema BRBF – Constitución .....	198
Figura F.5 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema BRBF – Concepcion .....	198
Figura F.6 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema BRBF – Viña del Mar .....	199
Figura F.7 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SC – Constitución .....	199
Figura F.8 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SC – Concepcion .....	200
Figura F.9 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SC – Viña del Mar .....	200

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 – Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero .....	33
Tabla 2.2 – Ventajas y desventajas según el tipo de conexión .....	44
Tabla 3.1 – Valor del coeficiente I.....	56
Tabla 3.2 – Valor de la aceleración efectiva $A_0$ .....	56
Tabla 3.3 – Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.....	57
Tabla 3.4 – Valores máximos de los factores de modificación de respuesta .....	57
Tabla 3.5 – Valores máximos del coeficiente sísmico C.....	58
Tabla 3.6 – Definición del espectro de diseño .....	64
Tabla 4.1 – Perfiles a utilizar en las vigas primarias, secundarias y columnas .....	70
Tabla 4.2 – Propiedades de los materiales.....	71
Tabla 4.3 – Propiedades de la losa colaborante.....	71
Tabla 4.4 – Propiedades geométricas de las vigas .....	72
Tabla 4.5 – Propiedades geométricas de las columnas .....	73
Tabla 4.6 – Carga permanente y sobrecarga .....	74
Tabla 4.7 – Estados límites de servicio.....	74
Tabla 4.8 – Valores de carga muerta y carga viva.....	75
Tabla 4.9 – Valores de peso y masa sísmica .....	75
Tabla 4.10 – Peso por unidad de área.....	75
Tabla 4.11 – Parámetros Sísmicos .....	76
Tabla 4.12 – Periodos y masas traslacionales utilizando marcos <i>SCBF</i> .....	76
Tabla 4.13 – Corte máximo y corte mínimo .....	77
Tabla 4.14 – Corte basal mediante análisis modal espectral .....	77
Tabla 4.15 – Demanda de perfiles .....	77
Tabla 4.16 – Valores de <i>drift</i> con respecto al CM.....	80
Tabla 4.17 – Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1 .....	83
Tabla 4.18 – Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2 .....	84
Tabla 4.19 – Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1 .....	85
Tabla 4.20 – Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2 .....	85
Tabla 4.21 – Características geométricas del <i>BRB</i> .....	87
Tabla 4.22 – Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado utilizando NCh3411, dirección Y .....	88
Tabla 4.23 – Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado utilizando NCh3411, dirección X .....	88
Tabla 4.24 – Área del núcleo de acero utilizando NCh433, dirección Y.....	89
Tabla 4.25 – Área del núcleo de acero utilizando NCh433, dirección X.....	89
Tabla 4.26 – Dimensiones de la funda de acero.....	90
Tabla 4.27 – Valores de carga muerta y carga viva.....	91
Tabla 4.28 – Valores de peso y masa sísmica .....	91
Tabla 4.29 – Peso por unidad de área de la estructura, utilizando marcos <i>BRB</i> .....	91
Tabla 4.30 – Periodos y masas traslacionales utilizando marcos <i>BRB</i> .....	92
Tabla 4.31 – Comparación corte basal de diseño para NCh433 y NCh3411 .....	92
Tabla 4.32 – Corte máximo y corte mínimo .....	93
Tabla 4.33 – Resultados de corte basal para marcos <i>BRB</i> .....	93
Tabla 4.34 – Comparación de <i>drift</i> entrepiso .....	95
Tabla 4.35 – Deformaciones unitarias asociadas al <i>drift</i> de diseño.....	97
Tabla 4.36 – Valores de tensión y compresión ajustada .....	98
Tabla 4.37 – Diseño por capacidad en vigas, para marcos <i>BRB</i> .....	99

Tabla 4.38 – Diseño por capacidad en columnas, para marcos <i>BRB</i> .....	99
Tabla 4.39 – Rigidez inicial y Fluencia para los marcos <i>BRB</i> y <i>SC</i> .....	100
Tabla 5.1 – Parámetros para material <i>Steel02</i> para vigas y columnas .....	103
Tabla 5.2 – Valores de parámetros de las riostras circulares.....	105
Tabla 5.3 – Periodos fundamentales del sistema <i>SCBF</i> .....	105
Tabla 5.4 – Parámetros del material <i>Steel4</i> .....	106
Tabla 5.5 – Periodos fundamentales del sistema <i>BRBF</i> .....	107
Tabla 5.6 – Comparación de fuerzas máximas entre norma AISC341-16 y <i>OpenSees</i> .....	113
Tabla 5.7 – Valores de parámetros del <i>SC</i> calibrados para el protocolo de desplazamiento .....	114
Tabla 5.8 – Área de núcleo de acero para sistemas <i>BRB*</i> y <i>SC*</i> .....	116
Tabla 5.9 – Valores máximos de deformación residual para cada sistema .....	127
Tabla 5.10 – Valores máximos de <i>drifts</i> máximos por piso para cada sistema .....	129
Tabla 5.11 – Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema.....	132
Tabla 5.12 – Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema.....	135
Tabla 5.13 – Parámetros del sistema autocentrante <i>SC_2</i> .....	137

# Capítulo I

## 1. Introducción

Es ampliamente reconocido que no siempre es económicamente aceptable diseñar y construir estructuras convencionales para someterse a fuertes terremotos en el rango elástico [1], exceptuando edificaciones críticas cuyo desempeño así lo exijan. Como consecuencia, la filosofía de diseño actual [2] acepta daños bajo fuertes terremotos, siempre y cuando la estructura sea lo suficientemente dúctil como para incursionar en importantes deformaciones plásticas sin colapsar. La filosofía de diseño descrita puede producir altos costos de reparación, demolición y reemplazo de infraestructura [3]. Debido a ello actualmente, se desarrollan y se sigue investigando sobre sistemas que sean capaces de mitigar los efectos de un terremoto proporcionando una capacidad efectiva de disipación de energía, evitando así los altos costos de reparación que se producen en los elementos estructurales causados por estos sismos de gran magnitud y a su vez, disminuyendo además el riesgo de demolición y de colapso que puede haber en la estructura productos de posibles réplicas [4].

En las edificaciones con estructuras de acero, esto se puede lograr mediante distintos sistemas estructurales resistentes a cargas laterales inducidos por aceleraciones del suelo, como los marcos especiales a momento (del inglés, *Special Moment Frame, SMF*) los cuales trabajan a flexión y cuya disipación de energía ocurre en las vigas; los marcos concéntricos especiales (del inglés, *Special Concentrically Braced Frames, SCBF*) donde la plastificación ocurre en las diagonales; y los marcos excéntricos (del inglés, *Eccentric Braced Frames, EBF*) donde la deformación inelástica ocurre en las denominadas *links* o vigas de acople. Si bien el funcionamiento y diseño de este tipo de sistemas convencionales difieren entre sí, su objetivo es el mismo: establecer un sistema sismorresistente suministrando una cierta capacidad de disipación de energía de manera que el daño se concentre en los elementos donde ocurre la plastificación, mientras que los otros elementos estructurales se diseñan de acuerdo con los principios del diseño por capacidad para resistir la mayor carga posible de estos elementos inelásticos. Sin embargo, debido a las características inherentes de las estructuras metálicas, después de grandes sismos, se genera una degradación de la resistencia y de la rigidez en zonas donde se genera la plastificación, disminuyendo su capacidad de disipación de energía y aumentando las probabilidades de que la estructura sufra de deformaciones residuales [4].

Existen elementos que permiten una mayor disipación de energía que otros, como es el caso de las riostras con pandeo restringido (*Buckling Restrained Braced, BRB*) que tienen la característica de evitar el pandeo que ocurre con el sistema convencional, proporcionando una disipación de energía más grande y estable frente a eventos de gran magnitud. Sin embargo, a pesar de que estas *BRB* estén bien diseñadas y cumplan con su objetivo, son susceptibles a sufrir de deformaciones residuales [5].

Estudios previos han reconocido la importancia de las derivas (*drifts*) residuales como un índice clave para el diseño de edificios [6], [7] ya que definen la operación continua de los edificios y su reparación después de un terremoto [8]. Los sistemas estructurales que exhiben un excesivo *drift* residual bajo fuertes sismos pueden ser demolidos incluso si no existe un daño severo o un colapso parcial [4]. Un estudio de McCormick [9] sugiere que, en Japón, un *drift* residual superior al 0.5% significa que será más costoso reparar un edificio que reconstruirlo. Itawa et al. [10] sugirió que un *drift* residual máximo de techo del 0.5% o un *drift* residual máximo entrepiso de 1.1% podría requerir la demolición de edificios de estructuras de acero considerando la perspectiva técnica y económica. Erochko [11] reportó que un edificio de acero que experimenta un *drift* residual del 0.5% luego de un terremoto, no se comportará de la manera en que se diseñó para un terremoto posterior de diseño. En otro estudio, Ramírez y Miranda [12] establecieron que, incorporando las pérdidas económicas producto de las deformaciones residuales, el total de la estimación de la pérdida económica debido a los daños ocasionados por el sismo aumenta considerablemente. Por lo tanto, la limitación de los *drifts* residuales de las estructuras

sometidas a secuencias sísmicas puede reducir al mínimo los costos de reparación, mantener la integridad estructural general y mejorar la funcionalidad posterior al evento sísmico [4].

Diversos autores [1], [3], [4], [5], [13], [14], [15], [16] han realizados estudios donde incorporan mecanismos autocentrantes (*Self-Centering, SC*) en estructuras de acero, los cuales, como su nombre lo indican, ayudan a centrar la estructura a su punto de origen después de ocurrido un evento sísmico, eliminando o reduciendo estas deformaciones residuales [5]. Algunos de los dispositivos que pueden cumplir con dicha función de autocentrado son los tendones pretensados, resortes y elementos con aleaciones especiales como los *SMA (Shape Memory Alloy)*. Estos estudios establecen el desempeño sísmico en marcos de acero con dispositivos autocentrantes cuyos resultados establecen la eficacia que tienen estos elementos en términos de desplazamientos con respecto a los sistemas tradicionales y marcos *BRB*, cuando son sometidos al mismo registro sísmico, proporcionando una menor deformación residual en la estructura y reduciendo así los costos de reparación.

Considerando que Chile es un país en vías de desarrollo, donde cada vez se aprecian más edificaciones en altura en las principales ciudades, actores relevantes del mercado del acero han propuesto incentivar su uso hacia la construcción de uso habitacional y comercial [17]. Por lo tanto, la demanda de este material aumentará al igual que la necesidad en la optimización de este tipo de estructuras. Por esta razón, es necesario realizar investigaciones sobre la implementación de nuevas tecnologías que permitan mejorar el desempeño de estas edificaciones frente a sismos chilenos y así diseñar estructuras más seguras y con un menor costo de reparación.

## 1.1. Objetivo general

Desarrollar y efectuar una comparación de la respuesta sísmica de tres edificios de 4 pisos estructurados con marcos de acero mediante la incorporación de arriostramiento convencional, arriostramiento con pandeo restringido (*BRB*) y arriostramiento con dispositivos autocentrantes (*SC*). Realizar una calibración teórica de las propiedades constitutivas que debiesen tener estos elementos autocentrantes para la demanda de registros sísmicos ocurridos en Chile para un determinado valor de deformaciones residuales.

## 1.2. Objetivos específicos

- Analizar y diseñar un edificio de acero de acuerdo con la normativa vigente en Chile, usando principalmente la NCH433.Of.96.mod2009 [2] y Decreto Supremo DS61 de 2011 “Diseño Sísmico de Edificios” [18] para el análisis sísmico y la normativa empleada en la práctica chilena y estadounidense AISC360-16 [19] y AISC341-16 [20], NCh427/1:2016 [21] para el diseño y verificación de resistencia, esbeltez y ductilidad de los perfiles de acero.
- Diseñar elementos B.R.B. utilizando normativa NCh3411:2007 “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo” [22], bibliografía y estudios disponibles. Además de sugerir o aclarar las limitaciones de esta norma chilena.
- Sugerir o recomendar método de diseño de los dispositivos autocentrantes para edificios con marcos de acero de baja altura en Chile, según normativa chilena y estudios disponibles.
- Por medio de un análisis no lineal, comparar la respuesta sísmica de tres modelos analíticos de un edificio de acero, uno de ellos con marcos especiales (*SCBF*), otro con marcos con diagonales de pandeo restringido (*BRB*) y el tercero con marcos arriostrados con elementos autocentrantes (*SC*). La comparación de estos marcos se hará en términos de diseño, capacidad de deformación, disipación de energía y desempeño.

### 1.3. Metodología

La metodología para el desarrollo de este trabajo consiste en:

- Se recopilará información de diversos estudios donde se muestre el comportamiento de marcos de acero con arriostramiento tradicional, BRB y autocentrantes frente a excitaciones sísmicas.
- Por medio de la información recopilada, se tomará como referencia la geometría del edificio del estudio de elementos autocentrantes realizado por Issa [13], debido a su similitud con la estructuración de los edificios de oficina realizados en Chile.
- Se realizará un análisis lineal elástico de dicho edificio utilizando marcos *SCBF* mediante el programa *ETABS v17.0.1*, considerando una zona sísmica 3 y un suelo tipo D.
- Se verificarán los perfiles obtenidos de manera que cumpla con lo que estipulan las normas AISC360-10, AISC341-10, NCh433.Of.96.mod.2012. Las verificaciones por considerar son esbeltez, resistencia y deformación de la estructura. Los perfiles elegidos en este trabajo pertenecen al catálogo del ICHA 2001 [23].
- Una vez que se verifiquen los perfiles (vigas y columnas), se realizará el análisis lineal de la estructura utilizando los mismos perfiles, pero cambiando el arriostramiento de *SCBF* a barras con pandeo restringido (*BRB*) y a barras con elementos autocentrantes (*SC*).
- Luego de obtener el diseño elástico de los tres modelos, se realizará un análisis no lineal utilizando un modelo bidimensional de la estructura en el programa *Opensees* [24]. Este análisis no lineal consistirá en: un análisis no lineal estático (*Pushover*), un análisis cíclico cuasi-estático y un análisis no lineal dinámico (tiempo-historia).
- Se obtienen los resultados de deformaciones máximas, envolventes de derivas, deformaciones residuales y aceleraciones absolutas. Además, se evalúa el comportamiento de los elementos estructurales y la curva constitutiva de cada marco analizado.
- Se comparan los resultados obtenidos entre los tres modelos y se realiza un análisis de sensibilidad de manera de ajustar las propiedades constitutivas que debiesen tener los dispositivos autocentrantes implementados para la demanda de registros sísmicos chilenos.

### 1.4. Alcances

- Los resultados se limitarán para un edificio de acero de baja altura, simétrico, y establecido en una zona sísmica 3 y un tipo de suelo D según la normativa vigente.
- Debido a la baja altura de la estructura, los resultados no se verán afectados por los modos superiores de vibración.

# Capítulo II

## 2. Antecedentes

Este capítulo presenta conceptos generales relacionados a las propiedades que tiene el acero, nociones sobre el equilibrio energético en el ámbito de la ingeniería estructural y los distintos sistemas de control para la respuesta sísmica que existen en la actualidad.

### 2.1. El acero como material estructural

En el contexto de la ingeniería estructural, un material “dúctil” es aquel que es capaz de sufrir grandes deformaciones inelásticas sin perder su resistencia. De manera más formal, la ASM (*American Society of Metals*) define la “ductilidad” como la “capacidad de un material para deformarse plásticamente sin fracturarse”. Por otro lado, la “fragilidad” es la “calidad de un material de formar grietas sin deformaciones plásticas”. En esta perspectiva, el acero estructural es el material más dúctil de la gama de materiales que se usan en la ingeniería. Esta ventajosa propiedad del acero es a menudo utilizada por los profesionales del diseño, dado que se deben de recurrir de grandes deformaciones dúctiles para avisar con antelación de sobrecargas inesperadas en la estructura [25]. Sin embargo, como se detallará más adelante, no es el único parámetro relevante al momento de diseñar las estructuras, dado que también es importante recalcar la capacidad de poder disipar la energía producida por un sismo de gran magnitud [26]. Además, es necesario cumplir con los estados límites de servicio (deformaciones) y los estados de resistencia o estados límites últimos (fluencia, pandeo de columnas, pandeo local, pandeo flexo-torsional, rotura de conexiones, etc.) de estos elementos estipulados por el AISC360-16 [19].

#### 2.1.1. Tipos de calidad de acero

El acero es una aleación que está compuesta casi por completo de hierro (generalmente más del 98%), mientras que el otro porcentaje restante es aportado por pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos en dosis controladas (un acero que tenga cantidades considerables de estos elementos se denomina *acero aleado*). La ASTM (*American Society of Testing Materials*) especifica los porcentajes exactos máximos de estos elementos que se permiten en los aceros estructurales [26].

Las propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, esfuerzos, deformaciones y ductilidad) de un acero particular es influenciado principalmente por su contenido de carbono, si se reduce el contenido de carbono, el acero se hará más dúctil, pero también más débil. Otros factores que influyen en las propiedades físicas de los perfiles de acero es la composición química (cantidad de carbono, silicio, manganeso, etc.), el proceso de laminado y el tratamiento térmico aplicado. Los aceros estructurales, según la ASTM, se clasifican de la siguiente manera [26]:

- **Aceros al carbono (A36, A53, A500, A501 y A529):** Estos elementos tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades dosificadas. Estos aceros se dividen en cuatro categorías, dependiendo del porcentaje de carbono:
  - Acero de bajo contenido de carbono: < 0.15%
  - Acero dulce: 0.15 – 0.29% (Los aceros estructurales al carbono están en esta categoría)
  - Acero medio al carbono: 0.3 – 0.59%
  - Acero con alto contenido de carbono: 0.6 – 1.7%
  
- **Aceros de baja aleación y alta resistencia (A572, A618, A913 y A992):** Estos aceros obtienen sus altas resistencias por la adición, aparte del carbono, de uno o más agentes de aleación

como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel. El término *baja aleación* se usa arbitrariamente para describir aceros en los que el total de elementos de aleación no excede el 5% de la composición total del acero.

- **Aceros de baja aleación, alta resistencia y resistentes a la corrosión (A242, A588 y A847):** Corresponden a aceros que se alean con pequeños porcentajes de cobre, volviéndolos más resistentes a la corrosión. Se utilizan particularmente en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión eléctrica, etc.

### 2.1.2. Curva esfuerzo-deformación

Las propiedades del acero se obtienen a partir de pruebas de laboratorio. Una de las pruebas que comúnmente se llevan a cabo es el ensayo de tensión uniaxial, a partir del cual se determina la rigidez, la ductilidad y la tenacidad del material. Los resultados de dicho ensayo se registran en la curva de esfuerzo-deformación. Como se explicó anteriormente, esta curva puede diferir dependiendo de la composición química del acero.

Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información valiosa para entender cómo se comporta el acero en una situación dada. En la figura 2.1 se muestra una relación entre esfuerzo-deformación típica para aceros estructurales dúctiles (acero dulce o de bajo contenido de carbono) y se supone que es similar tanto para miembros a tracción como a compresión. La zona elástica corresponde a la porción donde es válida la Ley de Hooke, es decir, la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es proporcional, cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ). Esta proporción es válida hasta que el material alcanza el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), donde posteriormente, el acero se deforma bajo un nivel de carga constante. Este tipo de deformación se denomina *desplazamiento plástico* o *inelástico*. Después de la zona de fluencia, existe un rango en el cual es necesario un esfuerzo adicional para producir una deformación adicional, a esto se le denomina *endurecimiento por deformación*. Al llegar a su valor máximo ( $\epsilon_u$ ) se considera que el material ha fallado, por lo tanto, este punto es definido como resistencia última ( $F_u$ ). En este punto de falla las deformaciones unitarias equivalen a valores que oscilan entre 150 y 200 veces la deformación elástica o punto de fluencia ( $\epsilon_y$ ). Luego de alcanzar el esfuerzo máximo, se presenta una marcada reducción de la sección transversal del miembro (*zona de pérdida de área* o *zona de estricción*) hasta que termina con la fractura del elemento [26]. En la figura 2.2 se muestra un gráfico con diferentes curvas características de esfuerzo-deformación para los distintos tipos de calidad de acero bajo condición de temperatura ambiental.

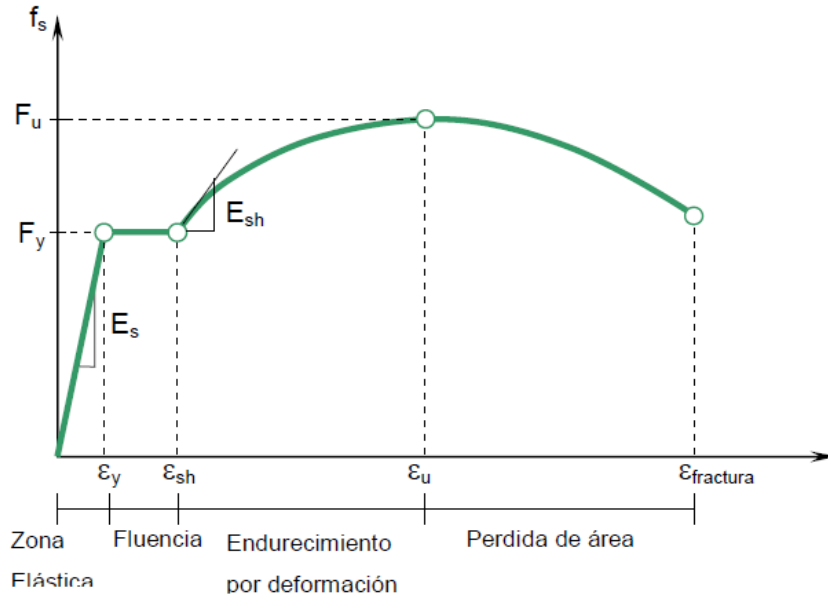


Figura 2.1 Curva Esfuerzo-Deformación del acero dulce (dúctil) [27]

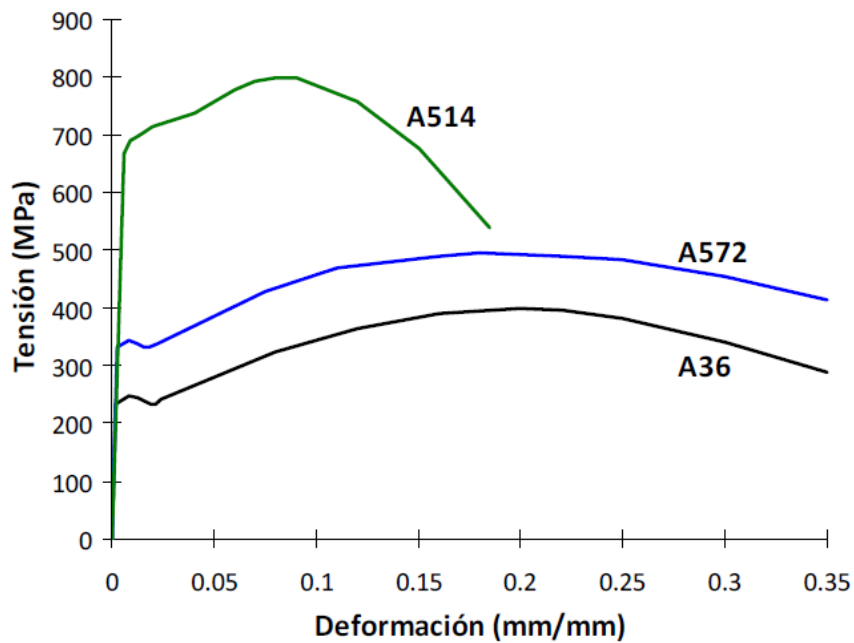


Figura 2.2 Curvas Esfuerzo-Deformación a T° ambiente según calidad de acero: (a): Acero A36, (b): Acero A572, (c): Acero A514 [28]

Los procedimientos de diseño para algunos sistemas estructurales se basan en la aplicación del método de diseño por capacidad (el que se presentará más adelante con más detalle). Este método requiere estimar en forma realista la resistencia esperada de los componentes estructurales, en lugar de la resistencia de diseño obtenida a partir del esfuerzo mínimo de fluencia especificada  $F_y$  o de la resistencia de tracción mínima especificada  $F_u$ . Para cuantificar el incremento de la resistencia real o esperada de

los componentes estructurales, con relación a la resistencia nominal, se define el factor  $R_y$  como la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo  $F_y$ . Con igual criterio, para el caso de fractura se define el factor  $R_t$  como la relación entre la resistencia de tracción esperado y la resistencia  $F_u$ , como se muestra en la figura 2.3. Estos dos factores, que cuantifican la sobrerresistencia del material, deben determinarse estadísticamente a partir de información experimental obtenida del ensayo de probetas de acero [28].

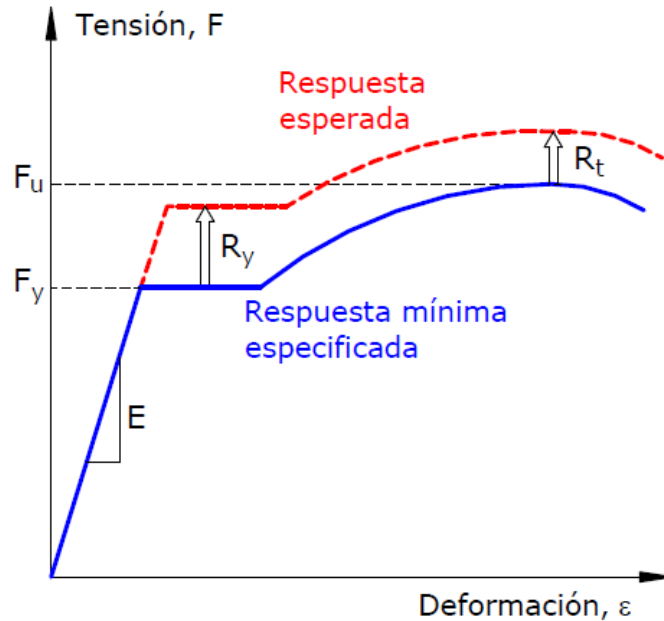


Figura 2.3 Curvas Esfuerzo-Deformación del acero con la respuesta mínima esperada y especificada [28]

### 2.1.3. Conceptos de ductilidad y disipación de energía

En la figura 2.4 (a) se muestra un sistema lineal y elástico, en el cual se aplica una determinada fuerza de modo de producir un desplazamiento  $\Delta$ . En este proceso la estructura absorbe energía de deformación, la cual se representa gráficamente por el área OAB. Si se descarga la estructura, la misma vuelve a su posición inicial sin disipar energía. Por otro lado, en la figura 2.4 (b) se tiene un sistema inelástico, en el cual la estructura se deforma, siguiendo la trayectoria OAB hasta alcanzar el desplazamiento máximo,  $\Delta_{m\acute{a}x}$ , absorbiendo energía de deformación que se representa por el área OABC. Al descargar la estructura, la trayectoria en este caso es diferente, debido a que han desarrollado deformaciones plásticas. Por esta razón, al eliminar la fuerza la estructura queda deformada y se tiene un desplazamiento permanente,  $\Delta_p$ . Parte de la energía absorbida se recupera (área BCD) mientras que el resto es disipado por efecto de las deformaciones inelásticas (área OABCD). La capacidad sismorresistente de una estructura se puede juzgar por su habilidad para absorber y/o disipar la energía que introduce el terremoto. El objetivo del proyecto sismorresistente es proporcionar globalmente a la estructura una capacidad de disipación de energía que sea adecuada a los niveles de demanda esperables en la zona donde vaya a estar ubicada [28].

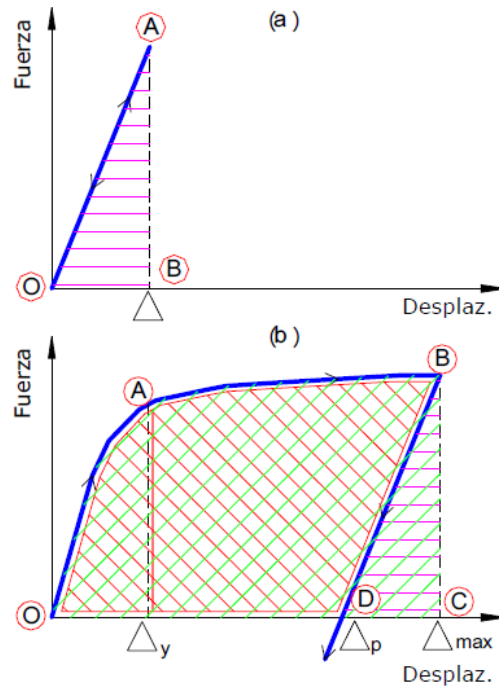


Figura 2.4 Diagrama Esfuerzo-Deformación de un sistema elástico y un sistema inelástico [28]

Es importante aclarar que ductilidad y energía disipada son conceptos que están relacionados, pero que no son equivalentes [28]. La ductilidad puede definirse a partir de la siguiente ecuación:

$$\mu = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Donde  $\Delta_{m\acute{a}x}$  es el máximo desplazamiento lateral de la estructura bajo la acción del sismo y  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia.

Esta afirmación puede comprenderse mejor si se analizan los ejemplos ilustrados en la figura 2.5. En el caso (a) se representan dos sistemas estructurales donde sus respectivos  $\Delta_{m\acute{a}x}$  y  $\Delta_y$  son iguales, por lo cual la ductilidad desarrollada es la misma. Sin embargo, el sistema 2 exhibe un fenómeno de estrechamiento del ciclo (*pinching*) por lo que su capacidad de disipar energía es menor. En el caso (b) también se muestran dos sistemas con los mismos  $\Delta_{m\acute{a}x}$  y  $\Delta_y$ , pero con diferente resistencia, de modo que el sistema 2 posee una menor capacidad de disipar energía [28].

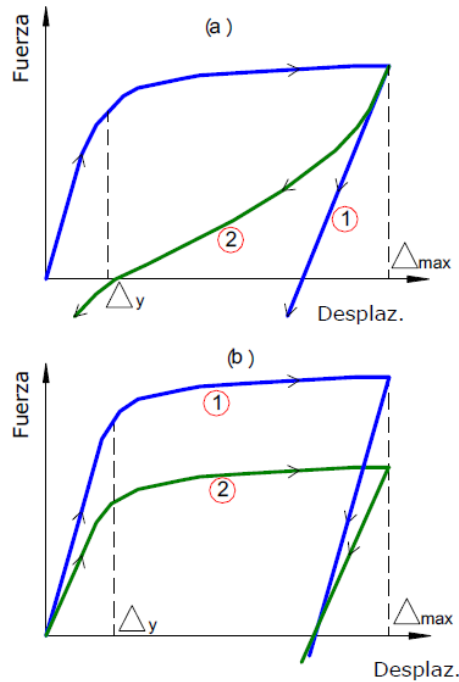


Figura 2.5 Ejemplo de sistemas estructurales con igual ductilidad y diferente capacidad de disipación de energía [28]

#### 2.1.4. Comportamiento histerético de los perfiles de acero

En términos generales, cuando una muestra de acero es sometida a ciclos de carga y descarga en ambos sentidos, en los cuales se superan los esfuerzos de fluencia del material, se obtiene el comportamiento de la figura 2.6 conocido como respuesta histerética. La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Por lo tanto, hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a esfuerzos o deformaciones alternantes que están fuera del rango lineal, ante una sollicitación [27]. Se puede notar que el nivel de resistencia alcanzado por el acero en un ciclo con carga a compresión es inferior al alcanzado en un ciclo con carga a tracción (figura 2.6). Este fenómeno se conoce como efecto Bauschinger y sus causas pueden explicarse a partir de consideraciones basadas en la estructura policristalina del material y de los planos de deslizamiento que se producen cuando el material fluye [25].

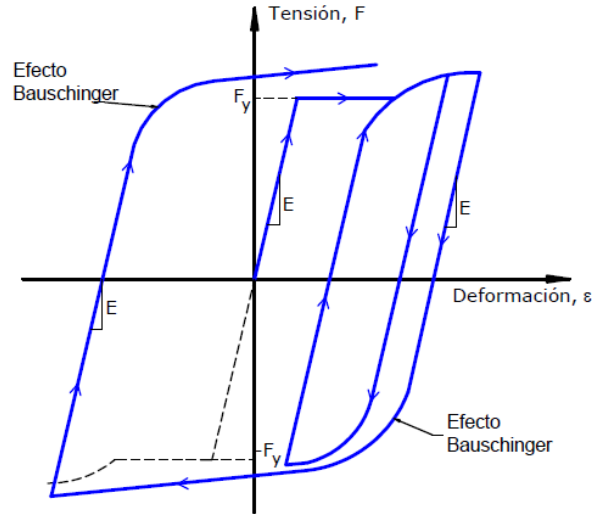


Figura 2.6 Bucle de histéresis (con efecto Bauschinger) [28]

Autores como Black et. al [29], Zayas et. al [30], Astaneh-Asl et. al [31], Leowardi et al [32], Walpole [33], Tremblay [34] , entre otros, estudiaron la respuesta histérica de distintos perfiles de aceros realizando experimentos bajo cargas axiales cíclicas. Por ejemplo, en 1980, Black realizó un ensayo para un total de 24 muestras (simulando un sismo severo), utilizando las secciones que se muestran en la figura 2.8. Estos perfiles incluyen tubulares (cuadrados y circulares) de espesor grueso y delgado, canales dobles, ángulos dobles, perfiles T y secciones doble T.

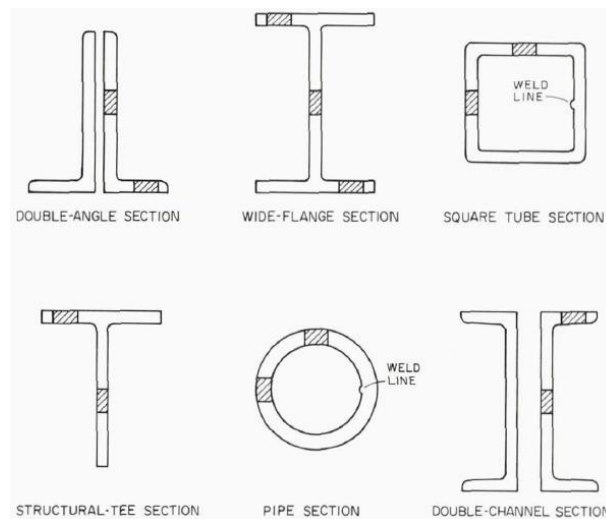


Figura 2.7 Secciones transversales de los perfiles realizados en los ensayos [29]

Los resultados de estos ensayos se compararon poniendo en énfasis los efectos producidos por la forma de la sección transversal, la esbeltez y las condiciones de borde del elemento.

En la figura 2.8 se muestran las curvas de histéresis para tres secciones con la misma área y condición de borde, pero con una esbeltez de 40, 80 y 120. La esbeltez esta dado por:

$$Esbeltez = \frac{KL}{r_i} \quad (2.2)$$

Donde  $K$  es el factor de longitud efectiva,  $L$  el largo de la riostra y  $r_i$  el radio de giro sobre el eje  $i$ , siendo  $r_i = \sqrt{\frac{I_i}{A}}$ , donde  $I_i$  es el segundo momento de área del elemento sobre el eje  $i$  y  $A$  la sección del transversal del elemento.

Se observa que a medida que se incrementa la esbeltez del perfil, se produce una reducción del área bajo la curva de la histéresis, y, por ende, una reducción en la disipación de energía cuando los elementos se someten a compresión. Además, se puede destacar la reducción de la resistencia a compresión a medida que la esbeltez aumenta.

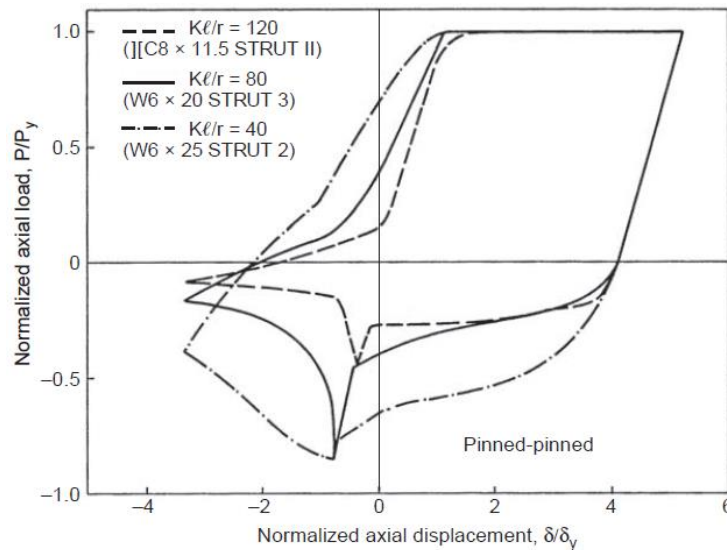


Figura 2.8 Envolvente de histéresis para perfiles con diferentes relaciones de esbeltez [29]

En la figura 2.9 se observa el comportamiento histéretico para tres secciones con igual esbeltez (80) y la misma condición de borde (rotuladas), pero de diferentes secciones transversales. Tras los resultados, Black propone el siguiente agrupamiento de secciones para riostras de acero, ordenadas en forma decreciente según su desempeño, al considerar que sólo varía su sección transversal:

- Tubos de sección circular de espesor grande
- Tubos de sección rectangular y circular (de espesor delgado)
- Secciones doble T (W)
- Secciones T
- Secciones doble ángulo

Los principales factores determinantes de este orden están asociados a la susceptibilidad del elemento de sufrir pandeo lateral-torsional y pandeo local. Elementos con espesores más delgados y con un solo eje de simetría son más propensos a sufrir de inestabilidad [29].

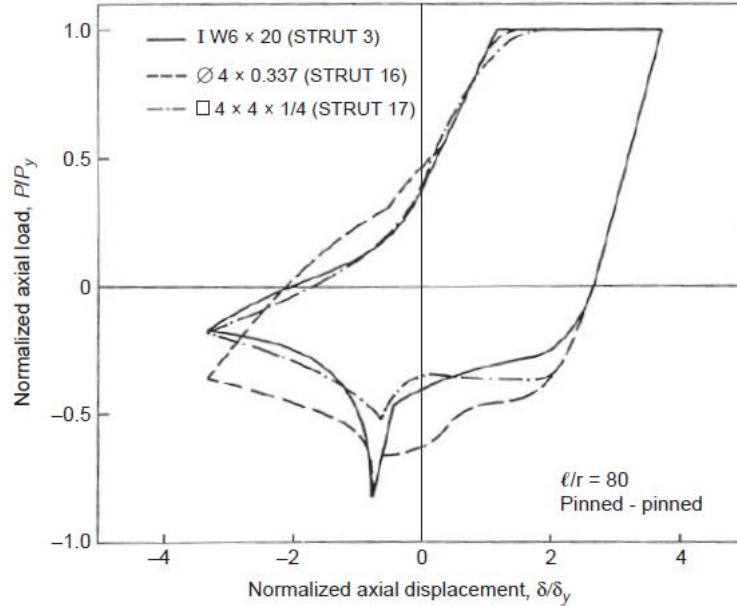


Figura 2.9 Envolvente de histéresis para perfiles con diferentes secciones transversales [29]

En la figura 2.10 se muestra el comportamiento para dos perfiles de igual sección transversal (circular, doble T) y esbeltez, pero con distintas condiciones de borde. Estos gráficos indican un rendimiento ligeramente mejor para las muestras con condiciones de borde de manera empotrada-rotulada que rotulada-rotulada [29].

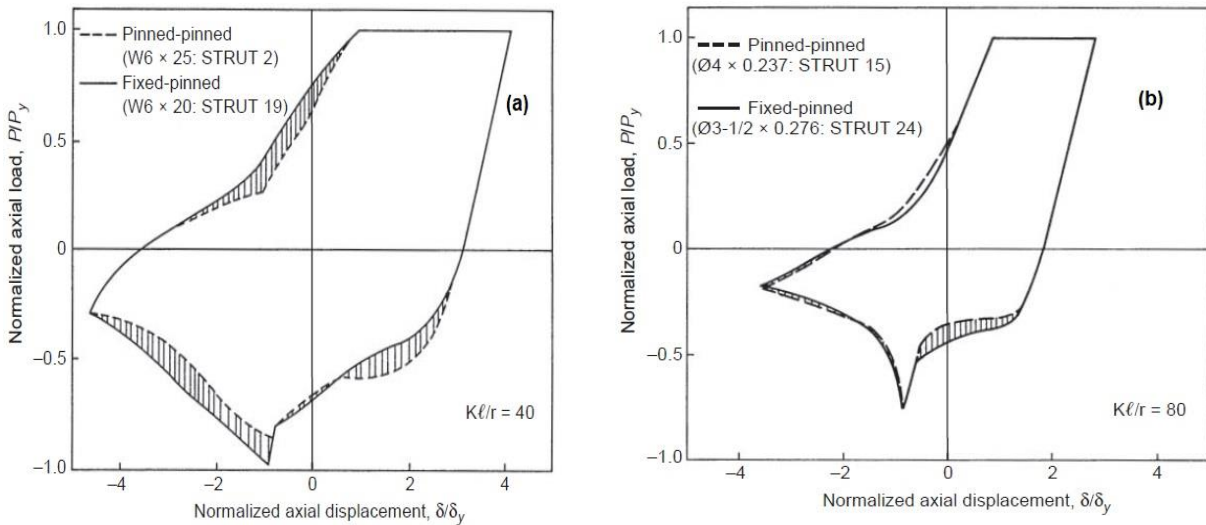


Figura 2.10 Envolvente de histéresis para perfiles con diferentes condiciones de borde: (a) perfiles doble T, (b) tubulares circulares [29].

Los resultados de estos estudios establecieron que la relación de esbeltez  $KL/r$  es el factor predominante para establecer la forma de la curva de histéresis en perfiles de acero [29], [35], [36].

## 2.2. Principios generales de la conservación de energía

En las metodologías lineales [2] es común incluir tanto el amortiguamiento viscoso ( $c$ ) como el histerético mediante una disminución en la demanda sísmica. El espectro de entrada sísmica es amortiguado al valor correspondiente del amortiguamiento viscoso intrínseco que oscila entre el 3% y el 7%; de manera que se omite el valor  $c$  en el análisis espectral. El amortiguamiento histerético se incluye indirectamente mediante el coeficiente de disipación de energía ( $R$ ), aceptando que al diseñar la estructura para fuerzas sísmicas inferiores sufrirá daño y de esta forma disipará la energía en exceso [37].

Una alternativa para mitigar los efectos peligrosos que producen los terremotos es considerar la distribución de la energía dentro de una estructura. En 1956, Housner sugirió un método de diseño basado en el balance de energía a través de la ecuación de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{v} + f_D(t) + f_s(t) = -m\ddot{v}_g \quad (2.3)$$

Multiplicando los dos miembros de la ecuación (2.3) por un incremento diferencial de desplazamiento relativo, o lo que es lo mismo por  $dv = \dot{v}dt$ , se obtiene:

$$m\ddot{v}\dot{v}dt + f_D(t)\dot{v}dt + f_s(t)\dot{v}dt = -m\ddot{v}_g\dot{v}dt \quad (2.4)$$

Si se integra la ecuación (2.4) desde el instante  $t = 0$  en que comienza el movimiento del suelo, hasta el instante  $t = t_0$  en que termina el terremoto, se tiene:

$$\int_0^{t_0} m\ddot{v}\dot{v}dt + \int_0^{t_0} f_D(t)\dot{v}dt + \int_0^{t_0} f_s(t)\dot{v}dt = \int_0^{t_0} -m\ddot{v}_g\dot{v}dt \quad (2.5)$$

La primera integral de la ecuación (2.5) representa la energía cinética del sistema ( $W_{ek}$ ) en el instante  $t_0$ , el cual se puede resolver directamente con la siguiente expresión, si se asume que en el instante inicial  $t = 0$  la velocidad relativa de la estructura es nula.

$$W_{ek} = \int_0^{t_0} m\ddot{v}\dot{v}dt = \frac{m\dot{v}^2(t_0)}{2} \quad (2.6)$$

La segunda integral de la ecuación (2.5) representa la energía consumida por la estructura mediante amortiguamiento (inherente de la estructura o suplementada por algún dispositivo) y se designa por la siguiente expresión:

$$W_D = \int_0^{t_0} f_D(t)\dot{v}dt \quad (2.7)$$

La tercera integral de la ecuación (2.5) representa la energía de deformación total almacenada y/o disipada por la estructura hasta el instante  $t_0$  el cual se designará como  $W_S$ . Dicha  $W_S$  es la suma de la energía almacenada por la estructura mediante deformaciones elásticas,  $W_{es}$ , y de la energía disipada por la misma mediante deformaciones plásticas (energía histerética a través de las deformaciones inelásticas),  $W_p$ , es decir:

$$W_S = \int_0^{t_0} f_s(t)\dot{v}dt = W_{es} + W_p \quad (2.8)$$

El término  $W_p$  representa de forma cuantitativa el daño estructural inducido en la estructura por el terremoto. La suma de  $W_{ek}$  y  $W_{es}$  constituye lo que se denomina energía de vibración elástica del sistema, el cual se designará como:

$$W_e = W_{ek} + W_{es} \quad (2.9)$$

Por último, la integral del segundo miembro de la ecuación (2.5) representa el trabajo realizado por la fuerza sísmica hasta el instante  $t_0$  en que termina el terremoto, asociado al desplazamiento relativo  $v(t)$  de la estructura. Dicho trabajo se define como la energía total introducida por el terremoto en la estructura, y se designa con la ecuación (2.10):

$$E = \int_0^{t_0} -m\ddot{v}_g \dot{v} dt \quad (2.10)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.6), (2.7), (2.8) y (2.10) en (2.5) y teniendo en cuenta (2.9), se obtiene la siguiente expresión, que se conoce como la ecuación del balance energético de la estructura en el instante  $t_0$  en que termina el terremoto:

$$W_e + W_D + W_p = E \quad (2.11)$$

El primer miembro de la ecuación (2.11) se puede interpretar como la capacidad sismorresistente de la estructura y el segundo como el efecto de carga del terremoto, ambos expresados en términos de energía. Esta expresión constituye la ecuación fundamental de la denominada metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner-Akiyama [38]. La condición que establece que la estructura sobreviva al sismo, es que el primer miembro sea mayor o igual al segundo, es decir:

$$W_e + W_D + W_p \geq E \quad (2.12)$$

Un adecuado diseño contra los sismos implica incrementar el lado izquierdo de la ecuación (2.11) o bien disminuir el lado derecho (energía de entrada). El aumento del lado izquierdo de la ecuación se puede lograr incrementando la resistencia de la estructura (aumentando  $W_e$ ), sin embargo, esto produciría un alto costo en el diseño final de la estructura. Por esta razón, la filosofía de diseño sismorresistente actual permite que la mayor parte de la energía inducida por el sismo a la estructura sea disipada por medio de deformaciones plásticas, como resultado, esto produce que el término  $W_p$  de la ecuación de energía aumente, produciendo importantes demandas de deformación inelástica que se traducirán en diferentes niveles de daños [39].

Existen nuevas tecnologías que permiten disminuir la disipación de energía debido al comportamiento inelástico ( $W_p$ ) de la estructura y así lograr un mejor desempeño sísmico. Uno está basado en la reducción de la energía de entrada en la estructura ( $E$ ) mediante la incorporación de un aislamiento basal. El otro consiste en el suministro de dispositivos adicionales de protección, los cuales logran incrementar la capacidad de disipación de energía ( $W_d$ ) de manera que, para una determinada cantidad de energía de entrada, la energía de deformación elástica ( $W_e$ ) del sistema estructural original sea menor. Esto significa que la estructura sufrirá menos deformaciones para un nivel de energía suministrado (sismo o viento) cuando se instalan disipadores adicionales, minimizando el daño [39].

En la figura 2.11 se puede apreciar como la incorporación de un dispositivo disipador influye directamente en la reducción de la energía histerética la cual disipa energía a través del daño estructural, es decir, la inclusión de estos disipadores ayuda a reducir la energía que absorben los elementos estructurales.

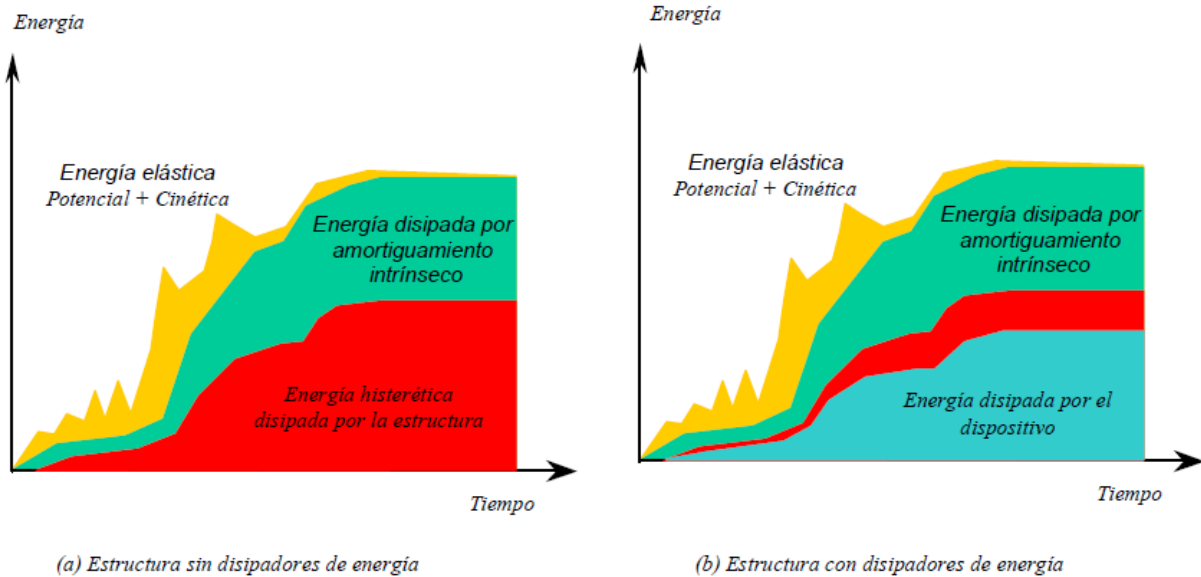


Figura 2.11 Balance Energético: (a) sin disipadores de energía; (b): con disipadores de energía [27]

### 2.3. Clasificación de sistemas de control de respuesta sísmica

Las técnicas de control de respuesta sísmica se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación [40]. Buckle [41] establece tres tipos de sistemas de control para la protección de las cargas sísmicas: control pasivo, control activo y control híbrido.

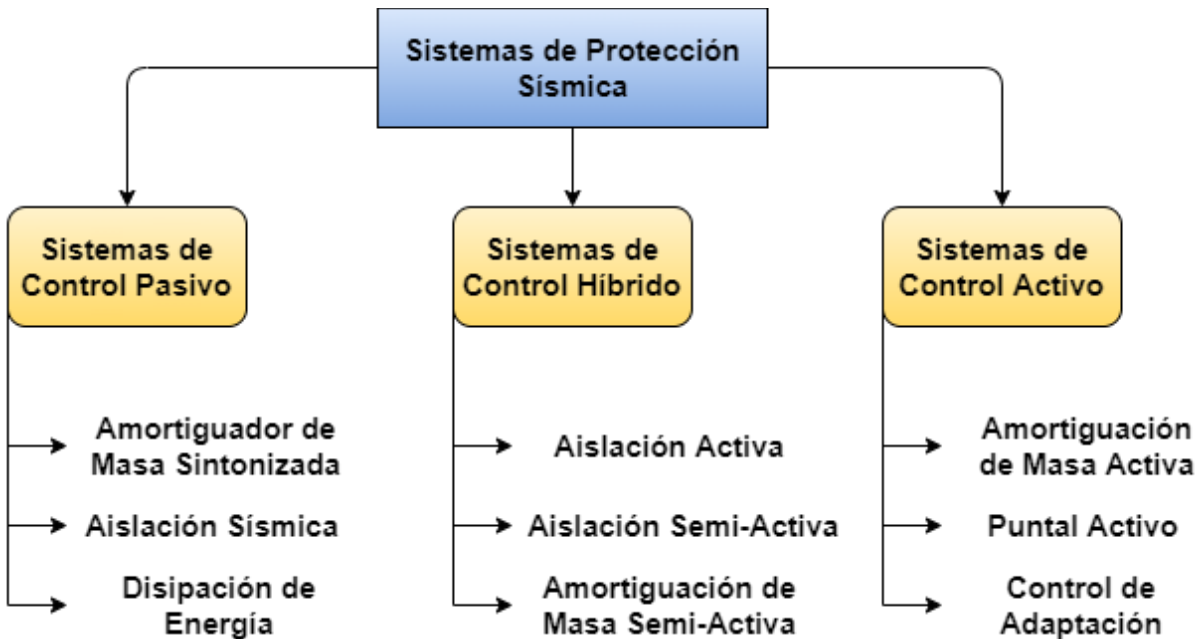


Figura 2.12 Clasificación de Sistemas de Protección Sísmica [41]

En la figura 2.12 se observa la clasificación de los tres sistemas de control junto con sus respectivos dispositivos de diseño. Existen otros autores como Soong [42] los cuales separan los sistemas híbridos en dos: sistemas semi-activos y sistemas híbridos, e incluyen el sistema convencional como un sistema de protección sísmica adicional.

Los sistemas pasivos son los más conocidos y los más utilizados en la actualidad, ya que son relativamente fáciles de diseñar y construir [43], [41], [44]. El presente estudio se centrará en los sistemas pasivos de protección sísmica, fundamentalmente en los disipadores de energía.

### 2.3.1. Sistema convencional

Como se ha explicado con anterioridad, el sistema convencional se basa en la filosofía de disipar la energía a través de la formación de rótulas plásticas que se manifiesta por medio de la fluencia o pandeo de los elementos estructurales. Es uno de los sistemas más utilizados (sin considerar el sistema pasivo) debido a su bajo costo y a la simplicidad que se tiene de reemplazar estos elementos luego de un sismo de gran magnitud [25]. En la figura 2.13 se muestra el diagrama sobre el funcionamiento de este tipo de sistemas.



Figura 2.13 Diagrama sobre el funcionamiento del sistema convencional [42]

### 2.3.2. Sistema de control activo

Los sistemas activos son modelos complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, y una solicitud sísmica. La figura 2.14 y 2.15 muestran un diagrama y un esquema de la operación de estos sistemas, respectivamente. Este funcionamiento se puede resumir de la siguiente manera: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas a través de unos sensores, principalmente acelerómetros, instalados en puntos estratégicos del edificio. Un algoritmo de control procesa (en tiempo real) la información obtenida por estos sensores, y establece las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores (el sistema de control activo elegido) para estabilizar la estructura. Una de las desventajas de estos sistemas, además de su costo, es que se necesita de una fuente de energía externa en constante funcionamiento [44].

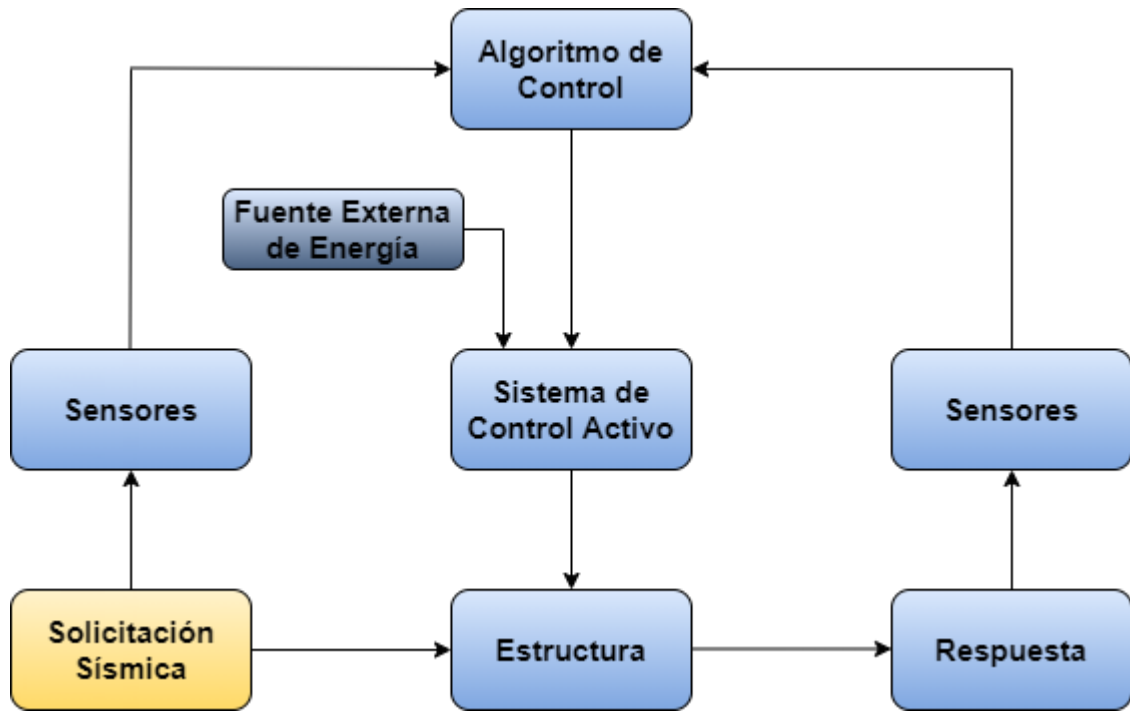


Figura 2.14 Diagrama sobre el funcionamiento del sistema activo [44]

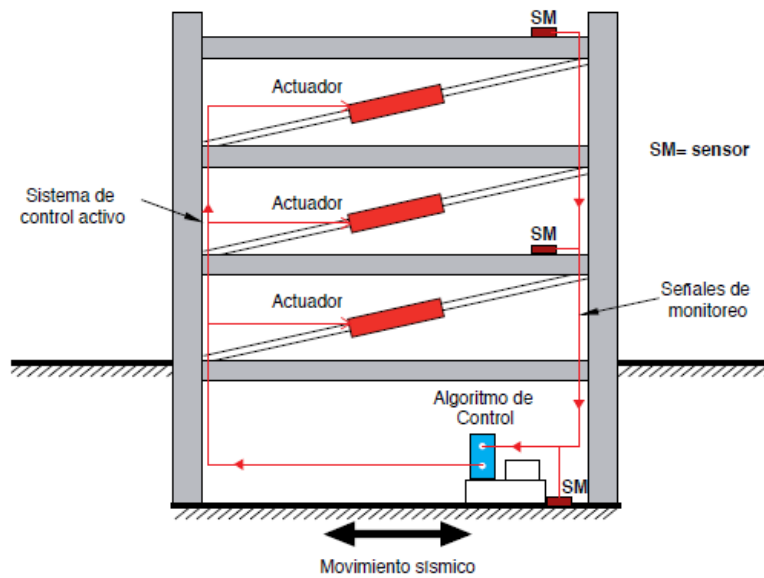


Figura 2.15 Esquema de estructura con sistema de control activo [44]

### 2.3.3. Sistema de control híbrido (semi-activo)

Los sistemas de control semi-activos son similares a los sistemas activos, con la diferencia de que éstos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura, sino que actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. El término “semi-activo” se utiliza como consecuencia del hecho de que la energía externa que se requiere para el funcionamiento del sistema suele ser pequeña en comparación con la cantidad de energía total disipada por la amortiguación. Algunos ejemplos de estos sistemas son los amortiguadores de masa semi-activos y los dispositivos de fricción con fricción controlable [44].

### 2.3.4. Sistema de control pasivo

Los sistemas de control pasivo permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio del calor. A diferencia de los sistemas activos y semi-activos, estos no requieren de energía externa para su funcionamiento, su costo de instalación y mantención es menor, y su mecánica de operación es mucho más simple [44], como se muestra en el diagrama de la figura 2.16. Debido a ello, los sistemas de control pasivo son los más utilizados en la práctica de la ingeniería tanto para estructuras nuevas o existentes [39]. A esta categoría pertenecen los sistemas de aislación sísmica basales, los amortiguadores de masa sintonizada y los disipadores de energía.

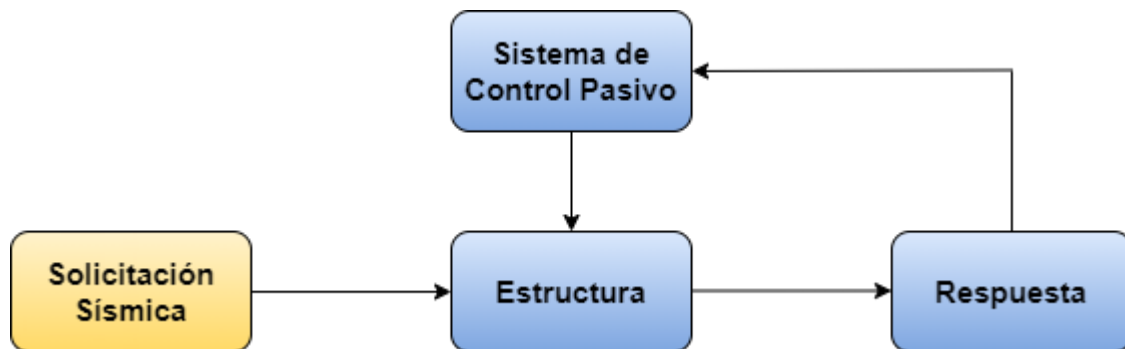


Figura 2.16 Diagrama sobre el funcionamiento del sistema pasivo [44]

#### 2.3.4.1. Amortiguadores de masa sintonizada

Los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) y los amortiguadores de líquidos sintonizados (ALS) se usan principalmente para controlar las vibraciones de viento en estructuras elásticas. Estos sistemas amortiguan el movimiento mediante la transferencia de energía cinética entre varios modos de vibración. Funcionan con una especie de contrapeso que se opone al movimiento del edificio, reduciendo la amplitud de las vibraciones inducidas por sollicitaciones dinámicas externas. El periodo de vibración de esta masa se sintoniza con el periodo de la estructura para así maximizar su efecto amortiguador. Se utiliza con frecuencia durante la construcción de estructuras altas y delgadas, como las torres de los puentes colgantes [41].

#### 2.3.4.2. Aislación sísmica

El diseño de estructuras con aislación sísmica se fundamenta en el principio de separar la superestructura (componentes del edificio ubicados por sobre la interfaz de aislación) de los movimientos del suelo, a través de elementos flexibles en la dirección horizontal, generalmente ubicados entre la estructura y la fundación o a nivel del cielo del subterráneo. La incorporación de aisladores sísmicos permite reducir la rigidez del sistema estructural logrando que el periodo de vibración del

edificio aislado sea, aproximadamente, tres veces mayor al periodo de la estructura sin sistema de aislación [44].

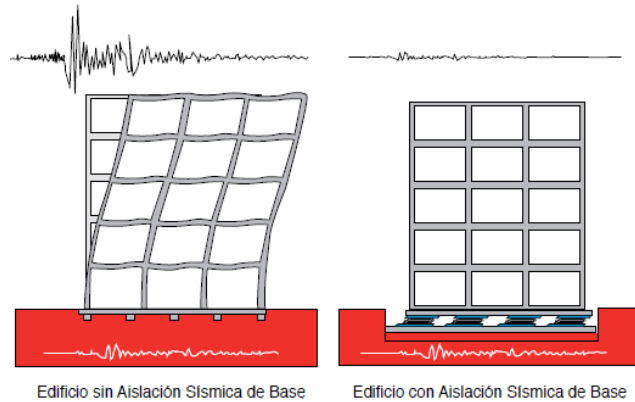


Figura 2.17 Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislamiento basal y edificio con aislamiento basal [44]

Los aisladores sísmicos que más se utilizan incluyen elastómeros y aisladores deslizantes [41] y se pueden encontrar mayoritariamente en países como Italia, Japón, Nueva Zelanda y Estados Unidos [39], [41].

#### 2.3.4.3. Disipadores de energía

Los disipadores de energía, a diferencia de los aisladores sísmicos, no evitan que las fuerzas y movimientos sísmicos se transfieran desde el suelo a la estructura. Como se mencionó con anterioridad, estos dispositivos son diseñados para disipar la energía entregada por cualquier tipo de sollicitación dinámica, reduciendo los daños estructurales y no estructurales. La inclusión de estos elementos permite aumentar el nivel de amortiguamiento, y, en consecuencia, reducir la respuesta estructural [44].

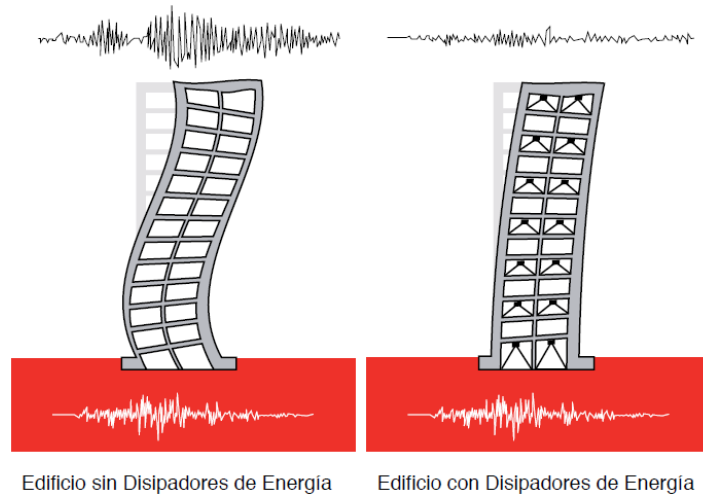


Figura 2.18 Comparación de respuesta sísmica de edificio sin disipadores de energía y edificio con disipadores de energía [44]

Los disipadores pasivos de energía se pueden clasificar en dos tipos: hysteréticos o viscosos [39]. Los hysteréticos son elementos que se activan por medio de los desplazamientos relativos de los extremos del dispositivo, inducidos por el movimiento de la estructura durante el terremoto. Estos disipan la

energía a través de la deformación plástica de sus componentes o mediante la fricción entre superficies especialmente diseñadas para estos fines. Bajo esta clasificación están los dispositivos metálicos, como los elementos *ADAS (Added Damping/Added Stiffness)*; friccionales, como los *SBC (Slotted Bolted Connection)*; de extrusión de materiales, como los *BRB (Buckling-Restrained Braces)* y los sistemas autocentrantes, como los *SMA (Shape Memory Alloys)* [44].

Por otro lado, los dispositivos viscosos se pueden subdividir en dos categorías dependiendo del tipo de activación cada uno. Los disipadores activados por velocidad se activan a partir de las velocidades relativas de los extremos del dispositivo, provocados por el sismo. En esta categoría se encuentran los elementos fluido-viscosos. También están los disipadores activados por desplazamiento y velocidad los cuales, como su nombre lo indica, se activan a partir de la acción combinada de los desplazamientos y velocidades relativas de los extremos del dispositivo, excitados por el movimiento de la estructura durante un terremoto. En esta categoría se encuentran los dispositivos viscoelásticos sólidos [44]. En la figura 2.19 se muestra un diagrama con la clasificación de los disipadores de energía.

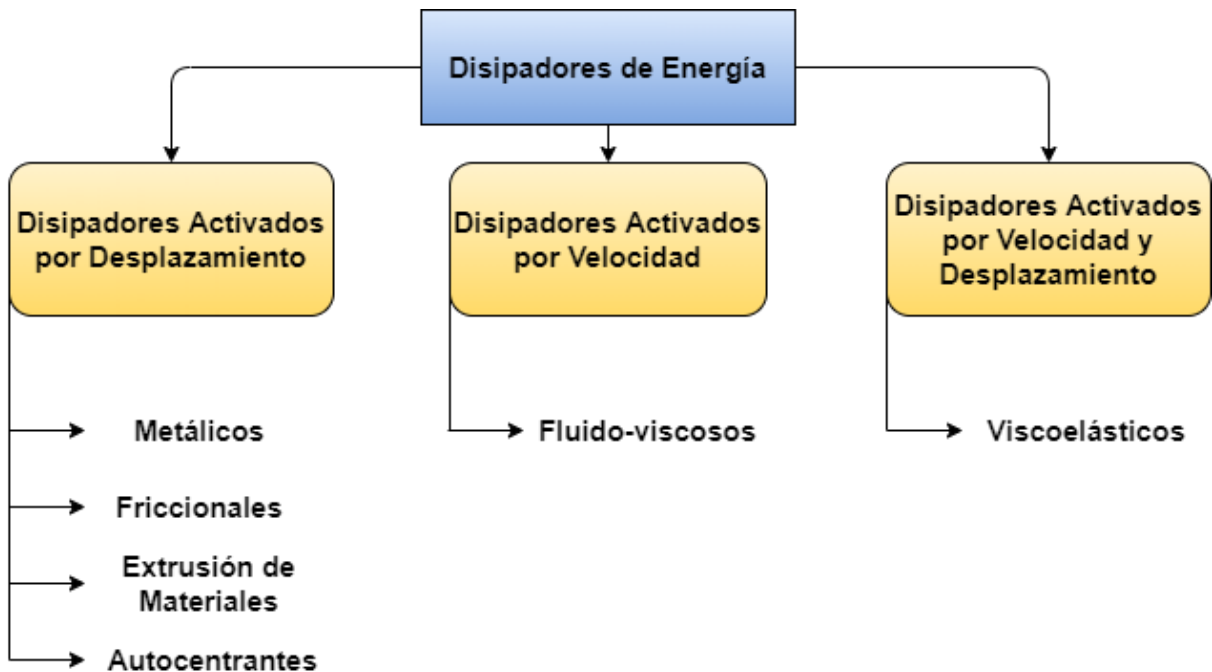


Figura 2.19 Clasificación de los disipadores de energía según método de activación [44]

En la figura 2.20 se muestran los ciclos de fuerza-deformación típicos de los disipadores de energía según su clasificación de activación. El área bajo la curva corresponde a la energía disipada por el dispositivo [39].

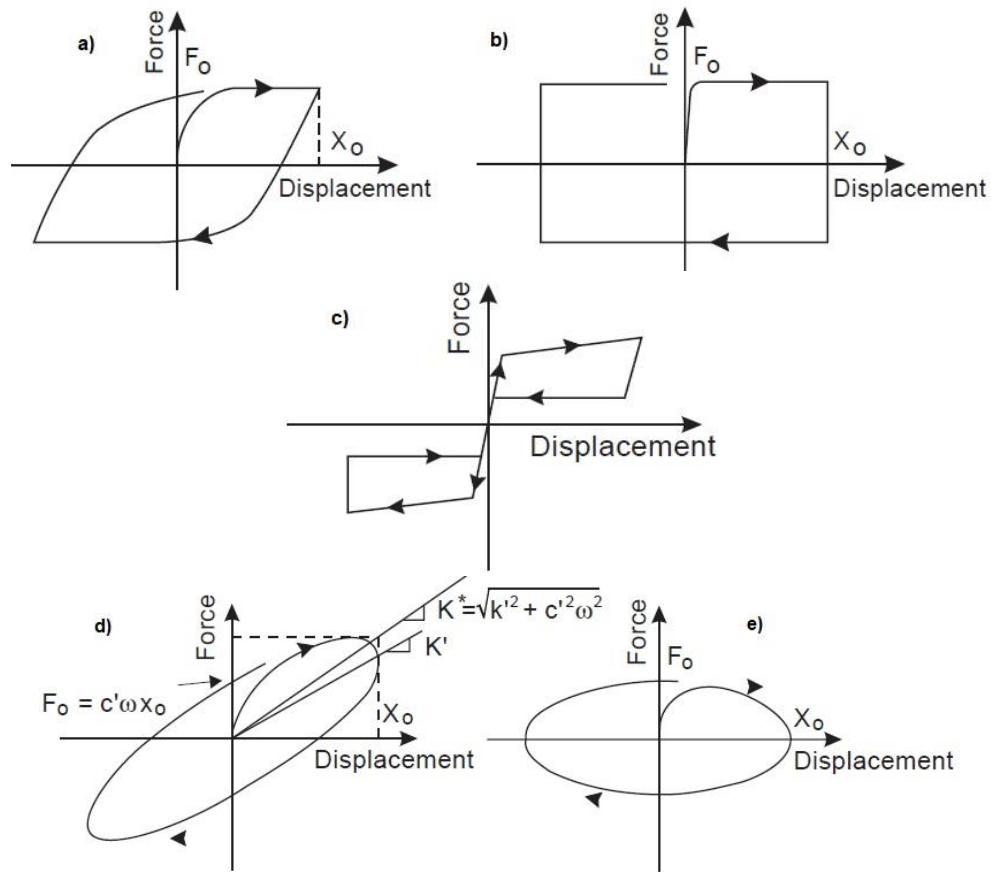


Figura 2.20 Ciclo carga-deformación: disipador activado por desplazamiento a) metálico, b) friccional, c) autocentrante; disipador activado por velocidad y desplazamiento d) viscoelástico sólido; disipador activado por velocidad e) fluido-viscoso [39]

## 2.4. Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero

Con respecto a las estructuras de acero, éstas han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los que presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también en sus diferencias constructivas, funcionales y económicas [28].

El reglamento AISC341-16 [20] clasifica a los sistemas estructurales sismorresistentes en dos grupos: sistemas de marcos a momento y sistemas de marcos arriostrados. Cabe destacar que la norma chilena NCh433 [2] 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).

Tabla 2.1 – Sistemas sismorresistentes en estructuras de acero

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

Fuente: Adaptado de [20]

Los sistemas de marcos a momentos son, en general, más flexibles lateralmente y se caracterizan porque el comportamiento está controlado principalmente por la flexión. Por otro lado, los sistemas con marcos arriostrados tienen una mayor rigidez y su comportamiento depende, principalmente, de las fuerzas axiales o de corte.

En la tabla se puede observar la posibilidad de que el sistema se diseñe como un sistema ordinario o especial. Los sistemas especiales requieren de verificaciones y detalles constructivos más estrictos, para asegurar un comportamiento dúctil, lo que permite utilizar un factor de reducción  $R$  mayor. Mientras que los sistemas ordinarios se diseñan con solicitaciones sísmicas mayores (tienen un menor  $R$ ) y, por lo tanto, el nivel de detalles requerido es menos estricto.

Dado que en un país sísmico como es Chile se requiere diseñar las estructuras de manera que este se comporte de manera dúctil, se explicará el funcionamiento y los detalles de los sistemas más relevantes para el diseño sismorresistente en estructuras de acero: marcos especiales a momento ( $SMF$ ), marcos especiales concéntricos ( $SCBF$ ), marcos arriostrados excéntricamente ( $EBF$ ) y marcos con riostras de pandeo restringido ( $BRBF$ ). Además, se agregarán los sistemas con marcos autocentrantes ( $SC$ ). Cabe recalcar, como se ha explicado anteriormente, que el presente trabajo se enfocará en el diseño de los sistemas  $SCBF$ ,  $BRB$  y  $SC$ .

#### 2.4.1. Marcos especiales a momento ( $SMF$ )

Los marcos resistentes a momentos (también llamados marcos a momento) son, en su forma más simple, ensamblajes rectilíneos de vigas y columnas conectadas de manera rígida entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. La resistencia a las fuerzas laterales se proporciona principalmente por la acción del marco rígido, es decir, por el desarrollo de flexión y fuerzas de corte en los miembros y uniones del marco. Su filosofía de diseño se basa en la formulación de rótulas plásticas en las vigas para permitir la disipación de energía por la fluencia del acero, mientras que las conexiones y columnas permanecen elásticas [25], como se muestra en la figura 2.21.

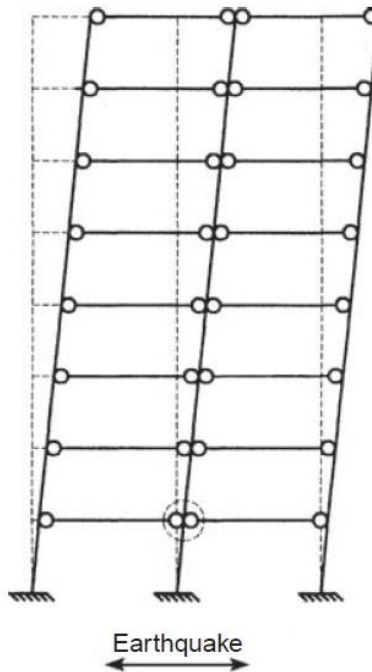


Figura 2.21 Mecanismo de colapso deseado para marcos *SMF* [25]

Los marcos de momentos son populares debido a su versatilidad arquitectónica. No hay arriostramientos que bloqueen las aberturas de las paredes, proporcionando espacio libre entre las columnas. Sin embargo, la penalización de esta libertad arquitectónica resulta de una inherente flexibilidad de los marcos a momento. En comparación con los marcos arriostrados, los marcos de momento sometidos a cargas laterales generalmente requieren de elementos de mayor tamaño para así mantener las deformaciones laterales dentro de los límites exigidos por los códigos [25].

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

Los marcos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura, construcciones industriales, soportes de equipos, etc. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica de manera significativa el comportamiento del marco, dado que se forma una estructura reticulada. La denominación de marcos arriostrados concéntricamente se debe a que las conexiones de las riostras se diseñan de modo de evitar (o reducir al mínimo posible) las excentricidades, por lo que los ejes de las barras que llegan al nudo deben cortarse en un punto. Esto se hace para evitar que se generen esfuerzos de flexión y corte en las barras que lo componen. Este tipo de sistema estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control en los desplazamientos [28]. En la figura 2.22 se muestra con líneas trazadas los ejes baricéntricos de las barras para mostrar que la conexión es concéntrica.

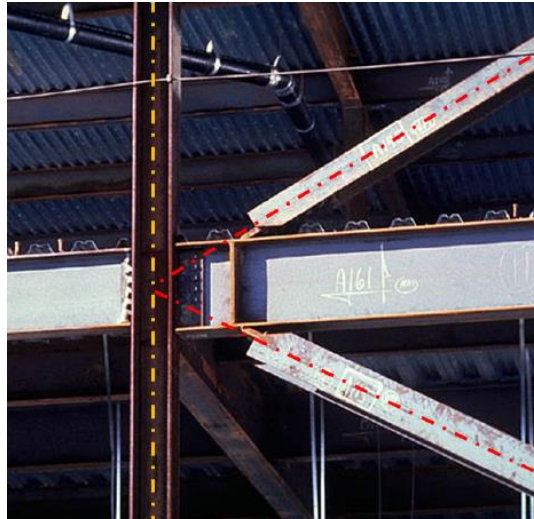


Figura 2.22 Detalle del nudo de un marco con una conexión concéntrica [28]

En la figura 2.23 se presenta las configuraciones típicas permitidas para los sistemas *SCBF*. La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente estéticos [28]. Por otro lado, en la figura 2.24 se observan algunas de las configuraciones que están prohibidas para zonas sísmicas porque poseen una pobre respuesta inelástica cíclica o inducen demandas indeseables hacia otros elementos estructurales [25].

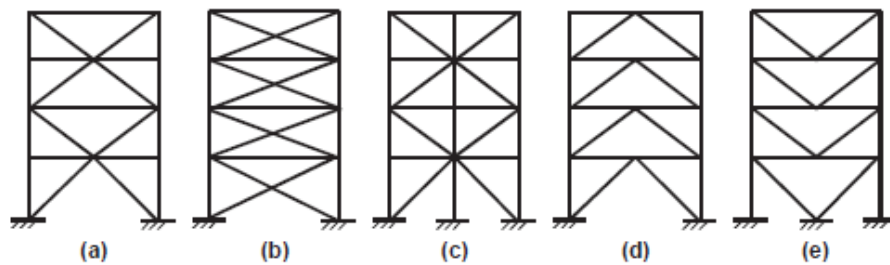


Figura 2.23 Configuraciones permitidas para *SCBF*, de la a) a la c): X; d): V invertida o Chevron invertida; e): V o Chevron [25]

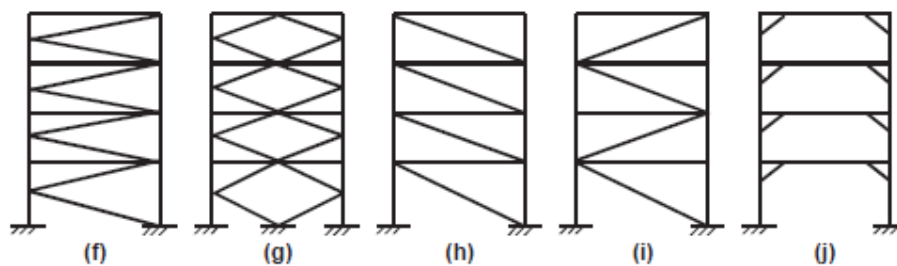


Figura 2.24 Configuraciones prohibidas para *SCBF*, de la f) a la g): tipo K y doble K, respectivamente; de la h) a la i): diagonal sola; j) Tipo Knee [25]

El tipo de conexiones entre vigas, columnas y riostras influye en las sollicitaciones internas de la estructura. Si las conexiones son reticuladas (no transmiten flexión), las diagonales soportan exclusivamente esfuerzos axiales. Si, por el contrario, las conexiones son rígidas, se inducen, además, momentos y esfuerzos de corte. Sin embargo, estos momentos son significativamente menores que en el caso de un marco a momento con similares características. De manera que, en todos los casos, los esfuerzos que controlan el diseño de los marcos arriostrados concéntricamente son las cargas axiales de compresión y tracción [28].

Los marcos concéntricos especiales (*SCBF*) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas grandes a través de la fluencia y pandeo de las riostras por medio de sucesivos ciclos de compresión y tracción. La estrategia de diseño es asegurar que sólo se produzcan deformaciones plásticas en las diagonales, dejando a las columnas y vigas sin daños, permitiendo a la estructura sobrevivir a fuertes sismos sin perder su resistencia a las cargas gravitacionales [25].

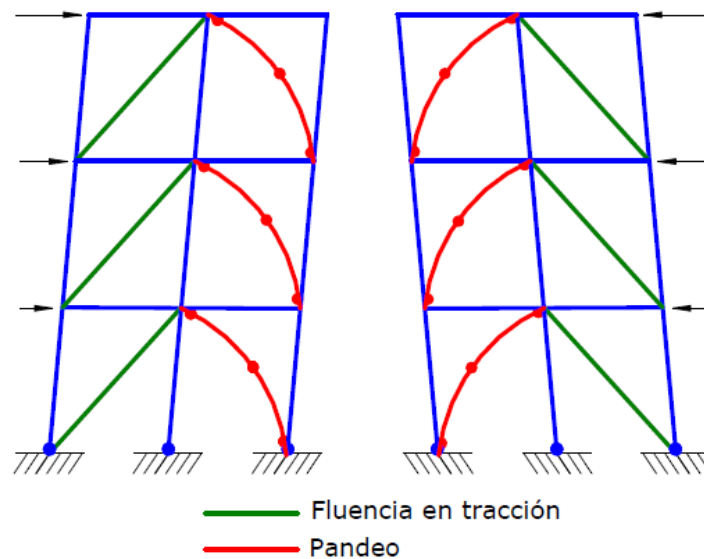


Figura 2.25 Configuración de deformación esperada en sistemas *SCBF* [28]

En la figura 2.26 se muestra el comportamiento bajo carga axial cíclica, donde  $P$  es la carga axial,  $\delta$  es el desplazamiento axial, y  $\Delta$  es el desplazamiento transversal en el centro de la riostra (que se produce como consecuencia del pandeo).

Al aplicar carga axial de compresión, la riostra inicialmente se comporta como un elemento lineal elástico, experimentando un acortamiento  $\delta$ , como se muestra en la figura 2.26 (a). La carga aumenta hasta que se produce el pandeo global al alcanzar el valor de  $P_{cr}$ . Durante el pandeo, la riostra no solo se acorta axialmente, sino que también experimenta una deflexión lateral  $\Delta$  y aparecen esfuerzos internos de flexión. A medida que aumenta la deformación axial y desplazamiento lateral, se incrementa también el momento y se produce una rótula plástica en la zona central de la riostra, como se observa en la figura 2.26 (b). Al remover la carga axial completamente, la riostra se mantiene significativamente deformada, tanto axialmente como lateralmente. Cuando se inicia la carga en tracción, la rigidez axial de la riostra está degradada por efecto del pandeo que experimentó previamente, las rotaciones en la rótula plástica se invierten y la deflexión lateral  $\Delta$  decrece. Al continuar la carga, la riostra fluye en tracción y se deforma plásticamente. Si se inicia un segundo ciclo de carga, se observa que la carga de

pandeo  $P'_{cr}$ , es menor que la carga correspondiente al primer ciclo. Esta reducción es más significativa a medida que aumenta la esbeltez de la riostra [28].

Cabe agregar, que resultados experimentales [29], [45] indican que la resistencia post-pandeo se puede representar como un porcentaje de la carga crítica. Este porcentaje se denomina factor de reducción ( $\alpha_c$ ) y permite cuantificar el decremento de resistencia en la zona de post-pandeo [28].

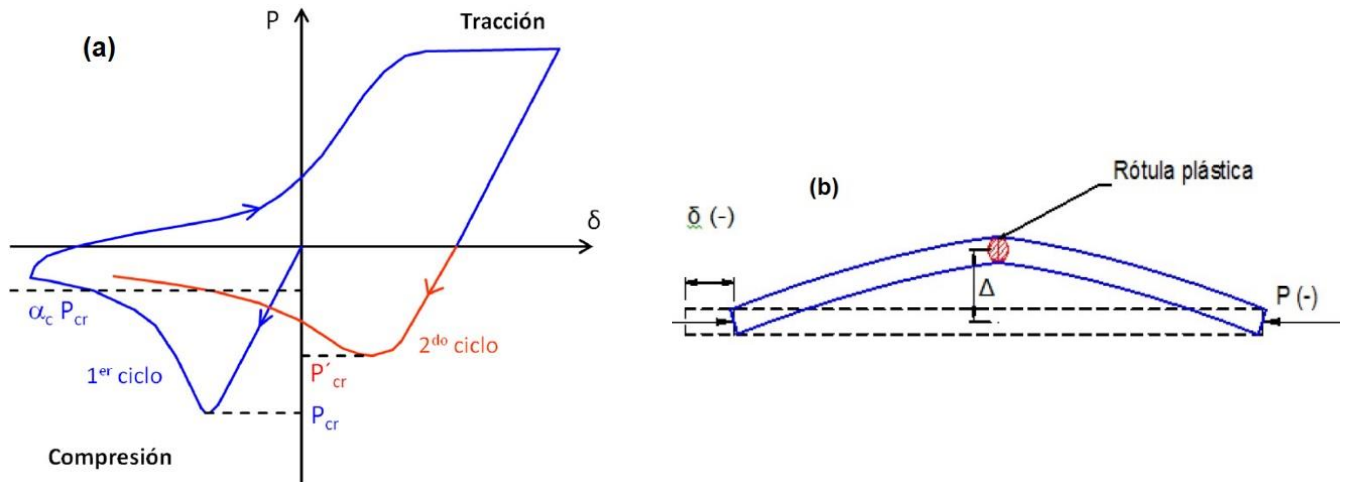


Figura 2.26 (a): Diagrama Esfuerzo-Deformación de una riostra sometida a carga axial cíclica, (b): Deformación lateral de la riostra sometida a compresión [28]

### 2.4.3. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)

Los marcos a momento pueden exhibir una respuesta dúctil y estable, sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por los *drifts* de piso. Los marcos arriostrados presentan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero son propensos al pandeo de las riostras sometidas a compresión. Por esta razón, en la década de 1970 (por medio de Fujimoto et al. [46] y Tanabashi et al. [47]) y en la década de 1980 (por medio de Malley et al. [48]) se desarrolló en Japón y en Estados Unidos, respectivamente, un sistema que trata de combinar las ventajas de los dos anteriores, contrarrestando sus debilidades. Así, surgieron los marcos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen de tal manera de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, denominados enlaces (*links*), donde se disipa la energía por medio de la fluencia del acero. La relación entre el momento y el corte inducidos en el enlace puede modificarse si se varía la longitud de este. Por ejemplo, a una menor excentricidad ( $e$ ), el sistema proveerá de ductilidad por medio de deformaciones plásticas provocadas por los esfuerzos de corte. De esta forma, el diseñador puede controlar el comportamiento del enlace, para que esta fluya por corte o por flexión, siendo el primer mecanismo de fluencia el más conveniente. Los enlaces representan “fusibles estructurales”, los que deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. El resto de los componentes (vigas fuera del enlace, conexiones y columnas) se diseñan para responder esencialmente en el rango elástico [25]. En la figura 2.27 se muestra las configuraciones típicas de estos sistemas, mientras que en la figura 2.28 se observa la configuración de la deformación esperada.

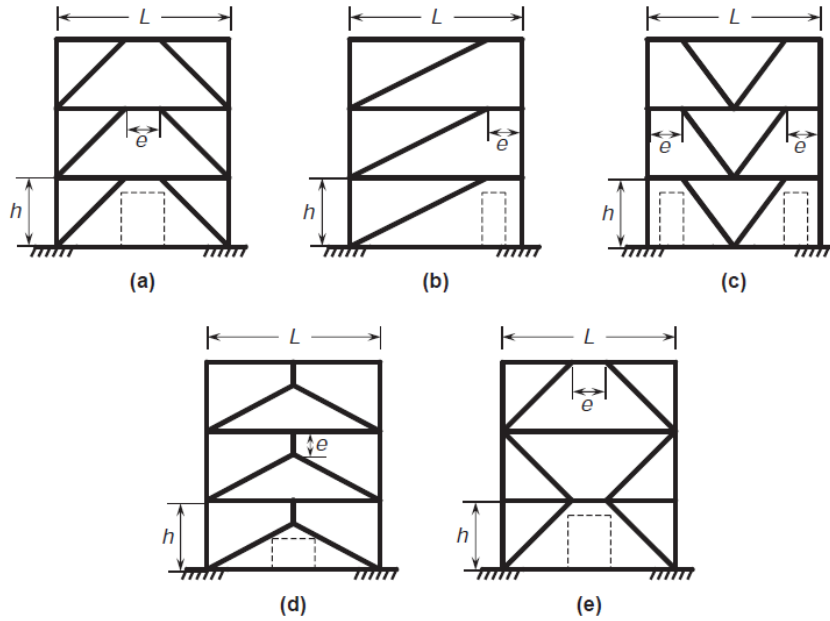


Figura 2.27 Configuraciones típicas de los sistemas *EBF* [25]

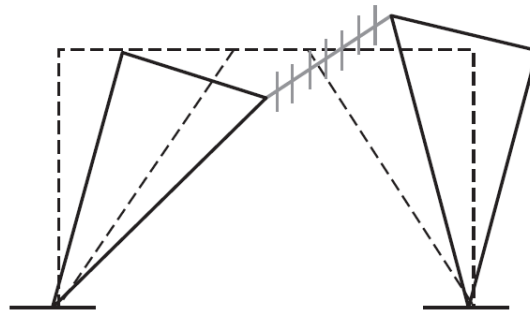


Figura 2.28 Configuración de la deformación esperada en los sistemas *EBF* [25]

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

### 2.4.4.1. Antecedentes de los *BRB*

En comparación con los marcos a momento (*SMF*), así como con los marcos concéntricos (*SCBF*) o excéntricos (*EBF*), los marcos con diagonales de pandeo restringido (del inglés, *Buckling Restrained Braced*) son un sistema relativamente nuevo para las aplicaciones sísmicas [25]. Uno de los primeros estudios que se hicieron sobre este tipo de riostras fue el que realizó Wakabayashi et al. (1973), quienes desarrollaron un sistema en el que las diagonales consistían en placas planas hechas de acero las cuales estaban cubiertas entre un par de paneles de hormigón prefabricado (figura 2.29).

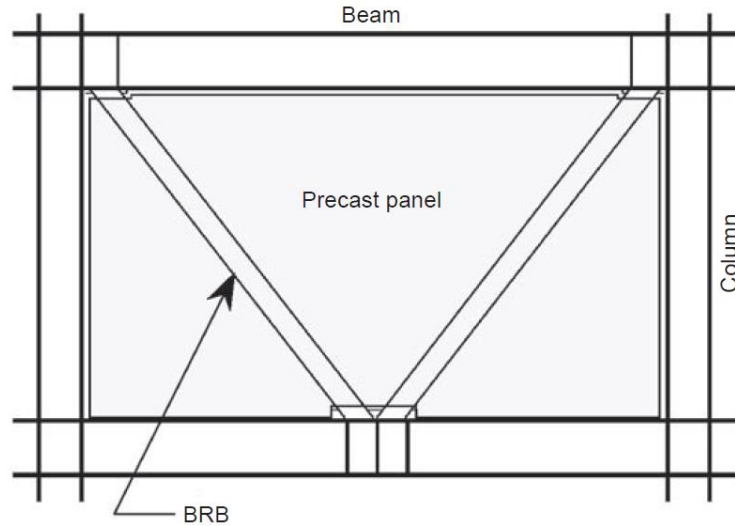


Figura 2.29 – Barras *BRB* confinados por paneles de hormigón prefabricado [25]

Ampliando el concepto de Wakabayashi, autores como Watanabe et al. [49] o Fujimoto et al. [50] en los años ochenta y noventa realizaron en Japón varios avances en materia de los *BRB* utilizando un núcleo de acero confinado por una cubierta de acero y un relleno de hormigón o mortero entremedio. En la figura 2.30 se muestra algunas de las secciones transversales que se estudiaron durante ese periodo. Las secciones (a) a la (c) poseen un núcleo de acero confinado con un relleno de mortero y un tubular cuadrado (*HSS*). La sección (d) muestra un núcleo de acero el cual está unido por dos paneles de hormigón prefabricado y apernado. Por otro lado, las secciones (e) a la (h) están compuestas por un núcleo de acero y confinado sólo por un tubo exterior de acero (no poseen un relleno de mortero).

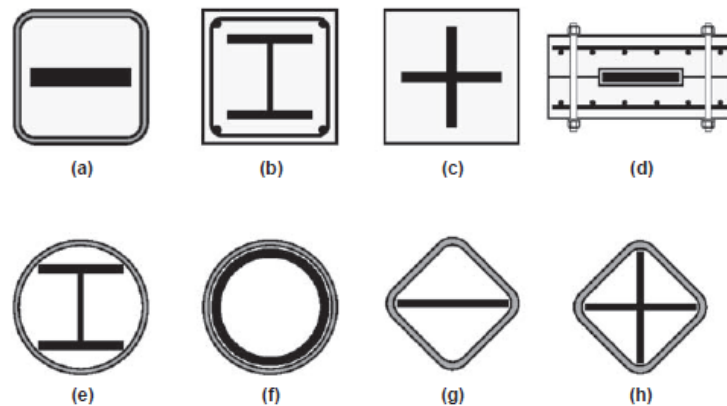


Figura 2.30 – Secciones Transversales de los *BRB* desarrollados en Japón [25]

El primer *BRB* de uso práctico fue realizado por Watanabe et al. [49] en 1988, donde se emplearon tubos rectangulares de acero con mortero de relleno para el revestimiento, demostrando así un comportamiento de la estructura con histéresis estable y simétrica. Estos *BRB* se aplicaron a edificios de oficinas de 15 y 10 pisos con estructuras de acero en 1989, como se muestra en la figura 2.31, convirtiéndose en los primeros edificios con sistemas *BRB* en el mundo [51].



Figura 2.31 - Primeros edificios del mundo con sistemas *BRB* [51]

Después de esta primera aplicación, el *BRB* se ha hecho ampliamente conocido en las áreas sísmicas del mundo con mayores investigaciones en países como Estados Unidos, Taiwán, China, entre otros. En Japón, durante la década de los 90, se diseñaron más de 100 edificios de gran altura en Japón con estos dispositivos [51]. En Norteamérica, a finales de la década de los noventa, diversos autores como Black et al. [52], Clark et al. [53], Tremblay et al. [54], entre otros, realizaron ensayos específicos para verificar el rendimiento cíclico de los *BRB*. La primera implementación de estos dispositivos en Estados Unidos fue a comienzos del año 2000 en el edificio *Plant and Environmental Sciences Building* de la *University of California*, ubicado en Davis, California [55]. En la figura 2.32 se muestra una línea de tiempo desde sus inicios en Japón hasta la primera implementación en Estados Unidos [55].



Figura 2.32 – Línea de tiempo de los *BRB* [55]

#### 2.4.4.2. Composición y materiales de los *BRB*

Las riostras de pandeo restringido están compuestas por cinco componentes:

- **Núcleo de acero (segmento a fluencia y restringido):** Esta sección puede ser rectangular o con forma de crucetas. Se diseña de manera que se pueda plastificar bajo cargas cíclicas de tracción y compresión.
- **Segmento restringido al pandeo que no fluye:** Este segmento, que está rodeado por la camisa de acero y el mortero, suele ser una extensión del núcleo de acero, pero con un área más ampliada para asegurar la respuesta elástica.
- **Segmento sin restricción al pandeo que no fluye:** Este segmento no está cubierto por la camisa de acero ni el mortero, ya que es donde van ubicadas las conexiones. Estas conexiones pueden ser apernadas, soldadas o rotuladas.
- **Superficie antiadherente:** Material antiadherente que minimiza o elimina la transferencia de corte entre el segmento de acero restringido y el mortero. Estos materiales pueden ser caucho, polietileno, grasa de silicona, etc.

- **Mecanismo de pandeo restringido (camisa de acero y material confinante):** Este mecanismo, en general, está compuesto por mortero y una cubierta de acero, y su función es evitar el pandeo local y global del arriostramiento.

En la figura 2.33 se muestran los componentes de estos dispositivos, mientras que en la figura 2.34 se observan los segmentos descritos anteriormente.

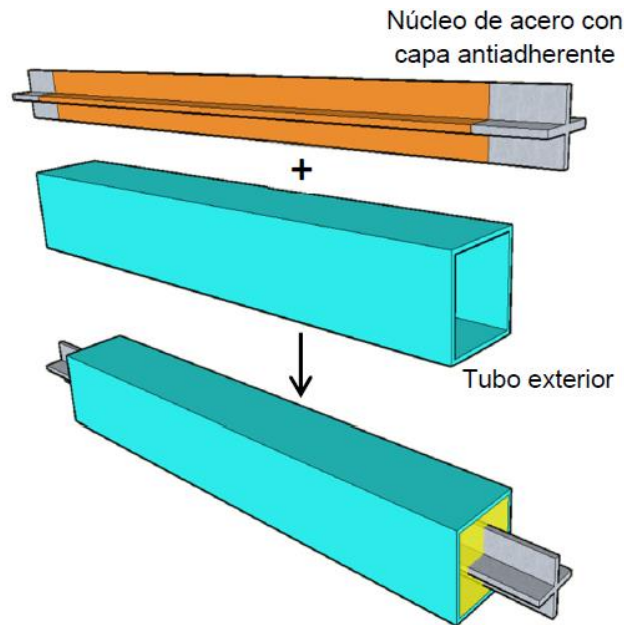


Figura 2.33 – Componentes básicos de un BRB [28]

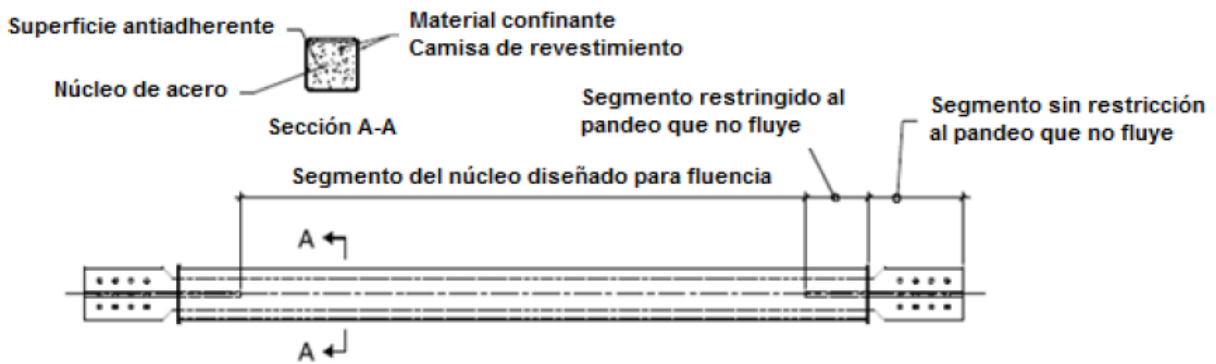


Figura 2.34 – Segmentos de un BRB [25]

### 2.4.4.3. Configuración de los *BRB*

Las configuraciones típicas para marcos *BRB* se muestran en la figura 2.35. En edificios de gran altura las configuraciones de V y V invertida son los más comunes [56].

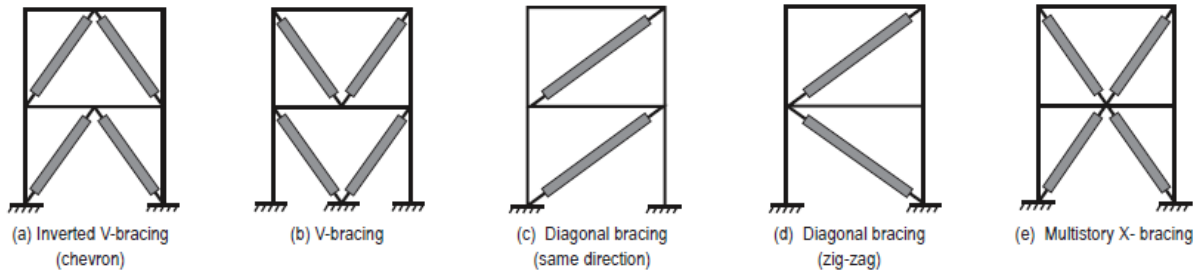


Figura 2.35 Configuraciones de marcos *BRB* (a): V invertida, (b): V, (c): Diagonal, (d): Zig-zag, (e): X [56]

En la figura 2.36 se observan algunos *BRB* representativos de dos fabricantes: CoreBrace y Nippon Steel. Aunque los diferentes proveedores de *BRB* tienen detalles y características únicas en sus dispositivos, los cuales pueden influir en el comportamiento particularmente con la interacción entre el marco y el *BRB*, la relación fundamental de fuerza-deformación del *BRB* entre estas empresas son similares entre sí [56].



Figura 2.36 - (a): *BRB* del proveedor Nippon Steel; (b): *BRB* del proveedor CoreBrace [56]

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

Como se ha explicado con anterioridad, los marcos arriostrados con diagonales de pandeo restringido corresponden a un caso particular de un sistema no convencional sismo-resistente de marcos concéntricamente arriostrados. Estos elementos tienen la característica de evitar el pandeo que ocurre con los arriostramientos convencionales, permitiendo así la fluencia de la diagonal cuando ésta se encuentra sometida tanto a tracción como en compresión, proporcionando una disipación de energía más grande y estable frente a movimientos de gran magnitud, como se muestra en la figura 2.37.

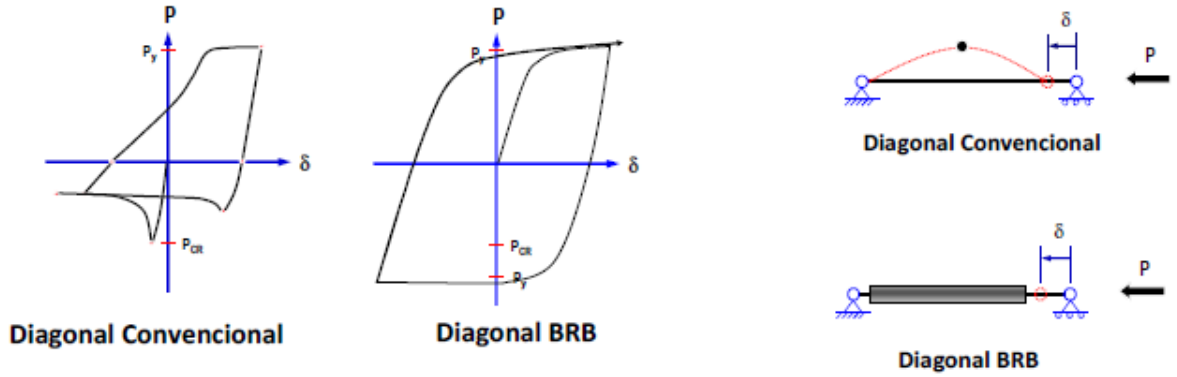


Figura 2.37 - Comparación de ciclos de histéresis (Fuerza axial – Deformación) [57]

#### 2.4.4.5. 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 2.38



(a)



(b)

Figura 2.38 – Conexión de una riostra *BRB* (a): apernada, (b): rotulada con pasador [58]

Hussain et al. [58] en un estudio realizado en 2006, estableció las ventajas y desventajas que poseen cada una de estas conexiones.

Tabla 2.2 – Ventajas y desventajas según el tipo de conexión

Tipo de Conexión	Ventajas	Desventajas
<b>Apernado</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Los agujeros sobredimensionados permiten una mayor tolerancia en el armado de la estructura</li> <li>- Existe una mejor distribución de las fuerzas hacia las placas de conexión (placas gusset)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dado que no es una conexión articulada, momentos secundarios se producen entre la conexión y la riostra</li> <li>- Mayor tamaño de las placas gusset y menor longitud de fluencia para los BRB</li> <li>- Mayor costo de instalación debido al número de pernos y placas de anclaje</li> </ul>
<b>Articulada con pasador</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mayor longitud de fluencia del BRB resultando en deformaciones menores para una carga dada</li> <li>- La articulación elimina los momentos secundarios debido a las derivas</li> <li>- Reducción en los costos de instalación</li> </ul> <p style="text-align: center;">Fuente: Adaptado de [58]</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Menor tolerancia para el montaje</li> </ul>

#### 2.4.4.6. Ventajas y Desventajas de los *BRB*

Comparado con los marcos resistentes a momentos o los marcos arriostrados, los marcos *BRB* presentan las siguientes ventajas y desventajas [25]:

##### Ventajas:

- Comparado con los marcos a momentos, los marcos *BRB* exhiben una alta rigidez lateral elástica en los sismos de baja intensidad, facilitando los requerimientos de deformaciones de los códigos.
- Los *BRB* eliminan el pandeo indeseable de las riostras convencionales, permitiendo la fluencia del elemento tanto en tracción como en compresión, proporcionando así una disipación de energía más grande y estable frente a sismos de gran magnitud.
- Las diagonales 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 una flexibilidad de diseño debido a que su resistencia como su rigidez pueden ser ajustados fácilmente. Además, es fácil modelar el comportamiento cíclico de estos dispositivos para un análisis inelástico.

##### Desventajas:

- La mayoría de los *BRB* son de propiedad de alguna empresa, por lo que su diseño e implementación varía con cada productor.

- Frente a sismos de gran magnitud, los sistemas *BRB* pueden presentar una gran deformación permanente debido a que este elemento, como muchos otros, no poseen un mecanismo de autocentrado.
- No existe un criterio definido que permita detectar y reemplazar las diagonales dañadas.

#### 2.4.5. Marcos con elementos auto-centrantes (SC)

En los últimos años, la tecnología ha evolucionado rápidamente. En lo que respecta a los materiales, se han desarrollado nuevos dispositivos para ser equipados en diversas aplicaciones de ingeniería, con el fin de proporcionar un mejor desempeño y, por tanto, una mejor calidad de vida. Uno de los materiales inteligentes que se han desarrollado recientemente es la aleación de memoria de forma (del inglés, *Shape Memory Alloys, SMA*). El *SMA* consiste en aleaciones con memoria de forma donde el concepto de memoria de forma hace referencia a la habilidad de ciertas aleaciones (Ni-Ti, Cu-Al-Zn, etc.) de sufrir grandes deformaciones, mientras recupera su configuración inicial al final del proceso de deformación, ya sea porque la carga deja de aplicarse o por calentamiento [59]. Aquellos elementos que poseen dicha propiedad de recuperación, se les denomina “autocentrantes” (del inglés, *Self-Centering, SC*). Varios investigadores como Silwal et al. [4], Qiu et al. [5], Issa et al. [13], Dolce et al. [59], Christopoulos et al. [60], McCormick et al. [14], Miller et al. [61], entre otros, han realizado estudios experimentales y numéricos para probar y validar los nuevos marcos con elementos autocentrantes, los cuales funcionan a partir de un mecanismo de autocentrado y de disipación de energía.

En general, existen diversos dispositivos que plantean un mecanismo de autocentrado, como por ejemplo los tendones pretensados [60], resortes [13], [16], [62] y elementos con propiedades *SMA* [3], [5], [13], [59], [14], [15] donde los *SMA* son con frecuencia los más utilizados [63]. Por otro lado, los dispositivos que plantean un mecanismo de disipación de energía pueden ser provistos por dispositivos a fricción [60], [63], [64], [62], viscosos [4], [65] o por fluencia [5], [66], [67]. 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)* [60]. En la figura 2.39 se observa el concepto del sistema *SCED* al mostrar un elemento estructural compuesto por tres dispositivos distintos (fricción, viscoso y fluencia) que actúan como disipadores de energía junto con sus respectivas curvas constitutivas, y un dispositivo autocentrante, el cual, para este caso, corresponde a un tendón pretensado.

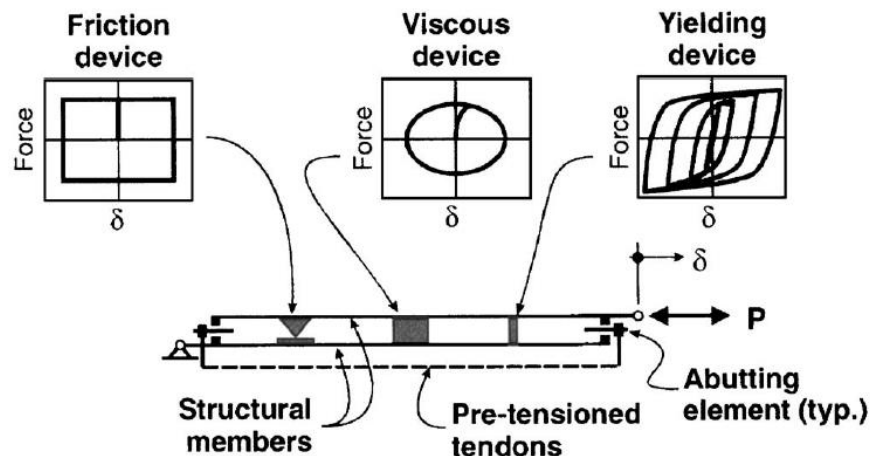


Figura 2.39 – Concepto del sistema *SCED* [60]

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 para obtener la máxima disipación de energía de forma que sea compatible con el autocentrado. Para comprender mejor el diseño conceptual y el comportamiento real de tales dispositivos, vale la pena referirse a un esquema idealizado, en el que el grupo de autocentrado tiene un comportamiento rígido-elástico no lineal, de manera de reducir las deformaciones residuales, mientras que el grupo de disipación de energía es perfectamente rígido-plástico, asociado (para este ejemplo) a un dispositivo friccional. Si estos dos comportamientos se combinan, se obtienen los ciclos resultantes que se muestra en la figura 2.40, comúnmente denominado como curva con forma de bandera (del inglés, *flag-shaped*) [59].

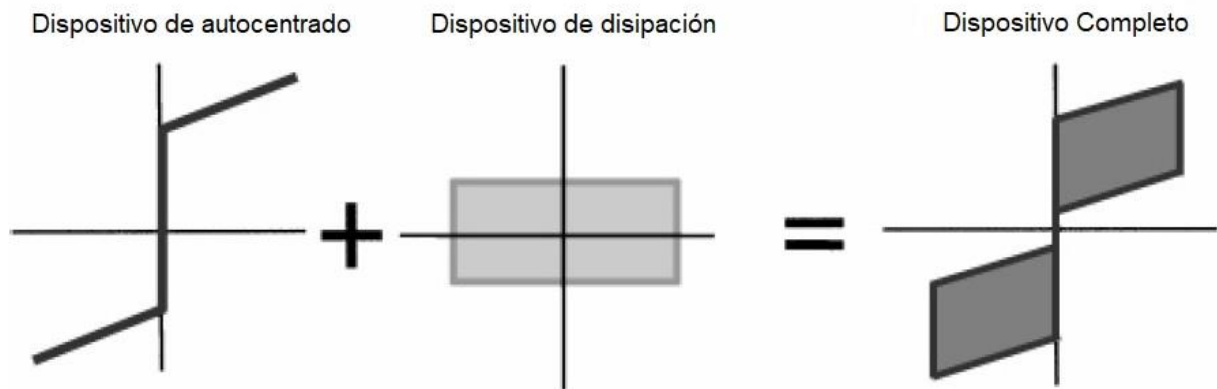


Figura 2.40 – Idealización de la curva del elemento autocentrante y del disipador de energía (friccional) [59]

Esta respuesta en forma de bandera disipa menos energía por ciclo que un dispositivo que trabaja a fluencia, pero regresa a un desplazamiento cercano a cero al final de cada ciclo. Se ha demostrado que los edificios equipados con sistemas de fluencia o autocentrantes tienden a tener demandas similares de *drifts* máximos de piso [8].

Como se dijo anteriormente, existen diferentes sistemas de autocentrado que han sido desarrollados por distintos autores a lo largo del mundo. Estos sistemas inteligentes pueden recuperar su forma original después de una deformación no lineal, lo que la diferencia de los sistemas tradicionales y de algunos más avanzados como los *BRB*. Como resultado se pueden reducir o eliminar los *drifts* residuales entrepiso que ocurren luego de un sismo de gran magnitud. Para entender mejor este comportamiento, a continuación, se describirán algunos de los dispositivos más relevantes [68]:

#### 2.4.5.1. *Piston Based Self-Centering (PBSC)*

El *PBSC* es un novedoso invento desarrollado en 2014 por Haque et al. [69]. Este sistema se compone esencialmente de un pistón, un eje (*shaft*) y barras/cables con propiedades *SMA*. Las barras *SMA* con aleaciones Ni-Ti (níquel-titanio) se utilizan para transferir la carga axial del eje (*shaft*) a la estructura conectada. En la figura 2.41 se muestra un modelo del sistema *PBSC*, mientras que en la figura 2.42 se observan los componentes básicos del sistema *PBSC*.

A partir de un análisis detallado en el estudio de Haque et al. [69] se descubrió que el sistema tiene una respuesta similar a la histéresis en forma de bandera (figura 2.43), lo que refleja una excelente capacidad de autocentrado. Esta capacidad de deformación de la riostra va cambiando a medida que se aumenta o disminuya las dimensiones de las barras *SMA*.



Figura 2.41 – Modelo del *PBSC* [69]

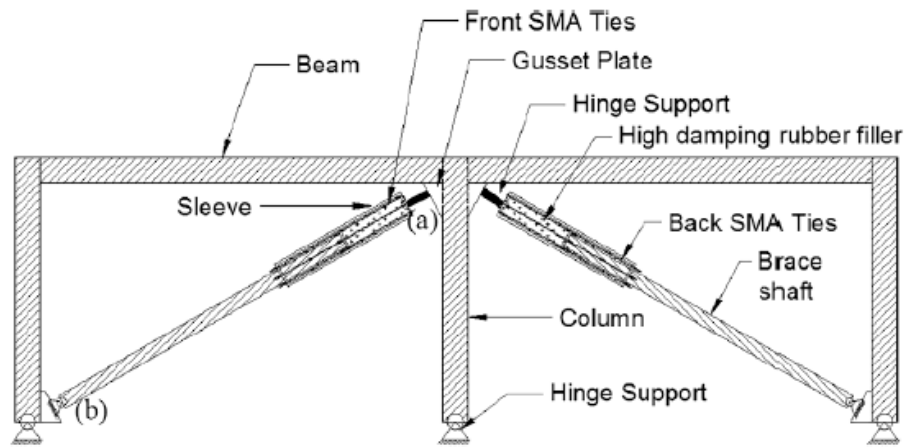


Figura 2.42 – Componentes básicos del sistema de *PBSC* [69]

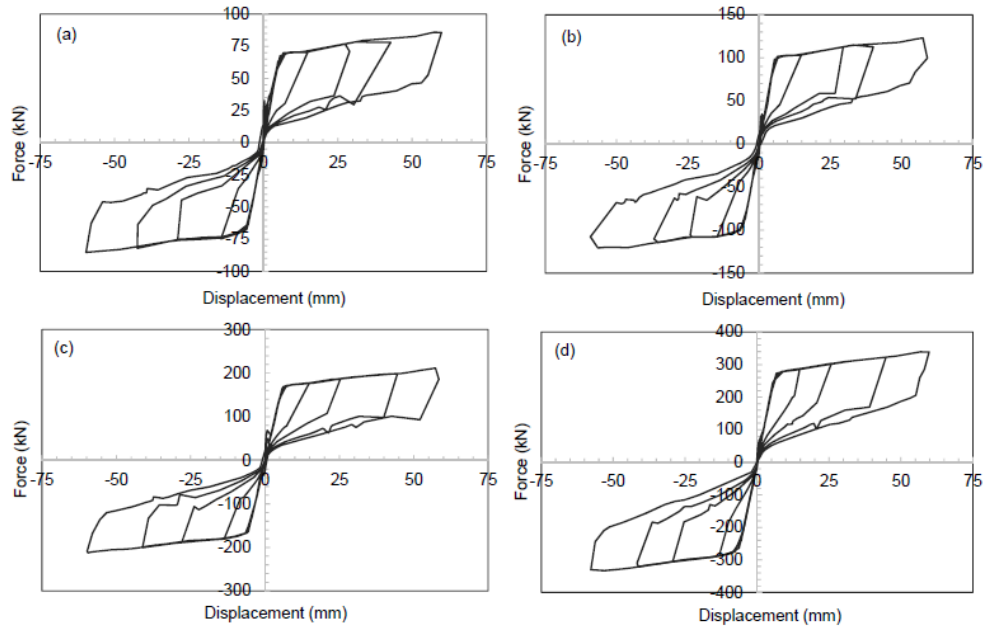


Figura 2.43 – Histéresis del sistema *PBSC* con 2 barras SMA pero diferente diámetro (a): 12.7 [mm] de diámetro, (b): 16 [mm] de diámetro, (c): 20 [mm] de diámetro, (d): 25.4 [mm] de diámetro [69]

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

En 2001 Dolce et al. [59] desarrollaron una diagonal autocentrante a base de alambre de nitinol (aleación de níquel y titanio). Este dispositivo emplea dos *sets* de alambre; un *set* se mantiene en estado de austenita pretensado, y el otro *set* es pretensado al estado de martensita. El alambre en estado de austenita proporciona capacidad de autocentrado, mientras que el de martensita proporciona al sistema la disipación de energía necesaria. En la figura 2.44 se aprecia una vista lateral del dispositivo (a) y una vista isométrica (b), mientras que en la figura 2.45 se observa el espécimen a escala real que se utilizó en el ensayo.

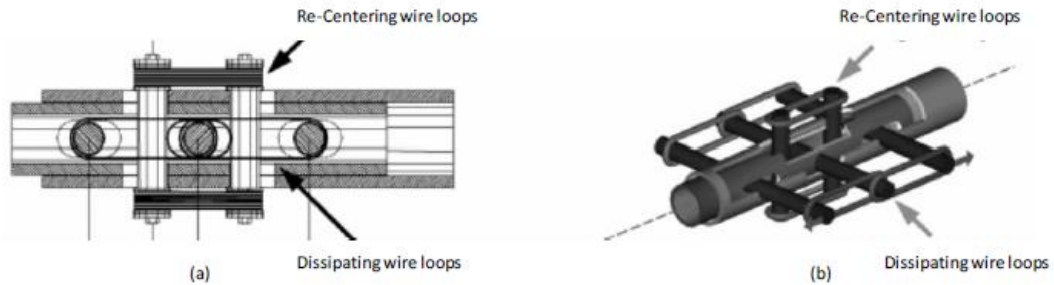


Figura 2.44 – Modelo del dispositivo, (a): vista en lateral, (b): vista isométrica [59]

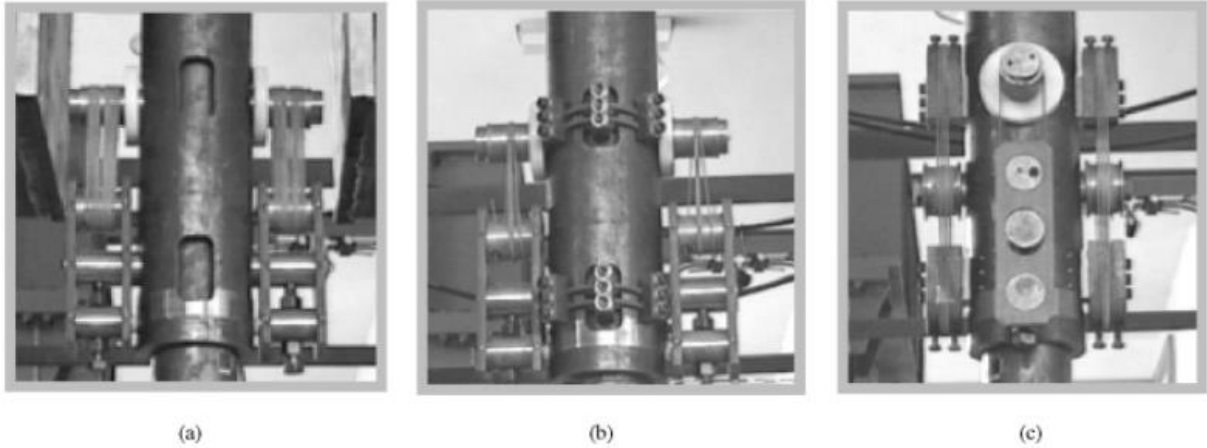


Figura 2.45 – Espécimen de la riostra a escala real con, (a): sólo alambres de austenita (autocentrado), (b): alambres de austenita (autocentrado) y barras de martensita (disipación de energía), (c): autocentrado y disipación de energía con alambres de austenita [59]

En la figura 2.46 se muestran los resultados de la curva de histéresis utilizando el elemento *MANSIDE* descrito anteriormente. Con el fin de evaluar la confiabilidad a largo plazo de estos dispositivos, se ajustaron los posibles efectos de relajación de los cables pretensados repitiendo algunos ensayos en los mismos dispositivos después de tres semanas. Las pruebas repetidas confirmaron que los efectos de la relajación son en gran medida insignificantes [59].

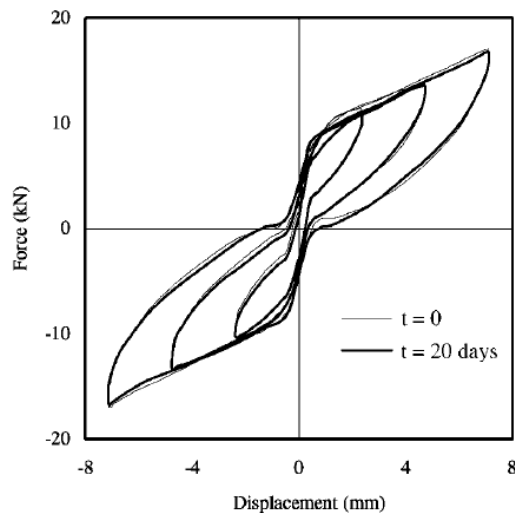


Figura 2.46 – Histéresis del dispositivo *MANSIDE* [59]

### 2.4.5.3. Self-Centering Energy Dissipative (SCED)

Desarrollado por Christopoulos et al. [60] en 2005, este dispositivo consiste en dos mecanismos que proporcionan disipación de energía y capacidad de autocentrado. El sistema de disipación de energía consiste en un elemento de fricción que se basa en una placa fina de fricción que se desliza sobre una superficie de acero inoxidable, donde pernos pretensados de alta resistencia proporcionan la fuerza normal que genera la resistencia a fricción necesaria entre las placas interiores y exteriores (figura 2.47).

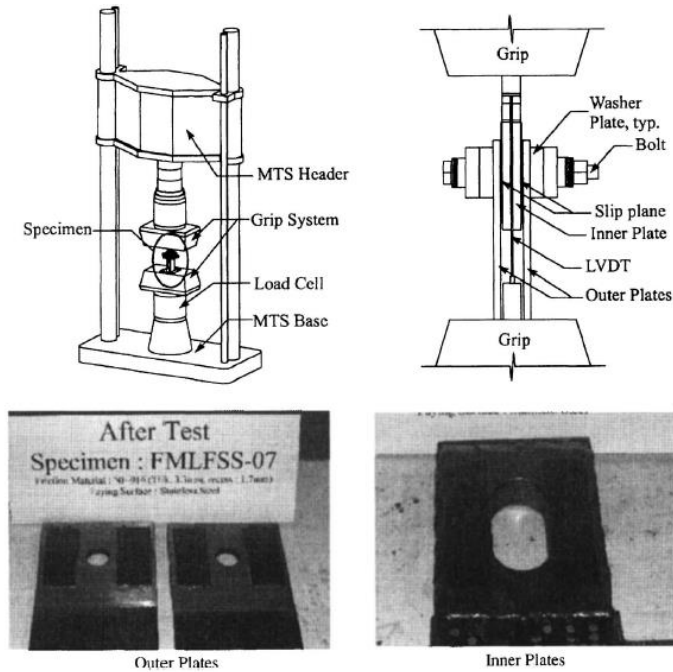


Figura 2.47 – Configuración para la validación del mecanismo de disipación de fricción [60]

Por otro lado, para la función de autocentrado se compararon tendones de distintos materiales. Los elementos tensores metálicos, como el acero de alta resistencia, no tienen suficiente capacidad de elongación para acomodar la deformación requerida en su rango elástico. Debido a esto, se examinaron varios tendones alternativos hechos de fibra como vidrio, carbono y kevlar/aramida. Tras comparar las propiedades de estas fibras, se concluyó que los tendones de kevlar/aramida eran los más adecuados por su gran capacidad de elongación y su módulo elástico razonablemente alto. En la figura 2.48 se ilustra el mecanismo del *SCED* con la ubicación de la zona de fricción y los tendones pretensados de aramida [60].

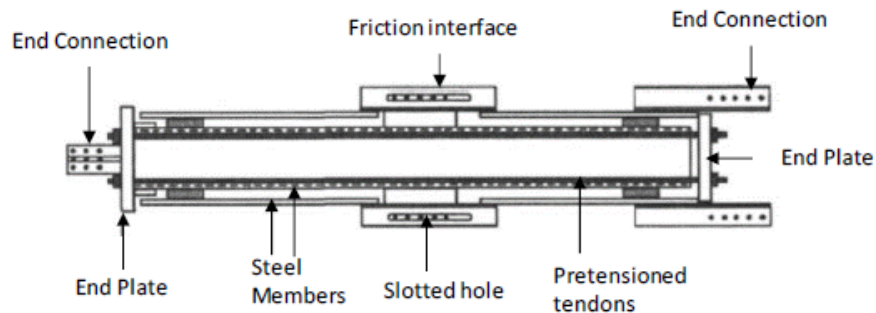


Figura 2.48 – Sistema *SCED* con tubos de acero, tendones y mecanismo disipador de fricción [60]

En la figura 2.49 (a) se observa la respuesta de la fuerza-deformación del sistema teniendo presente sólo los tendones pretensados, donde se ilustra que la respuesta es simétrica en tracción y compresión con capacidad de autocentrante pero sin mostrar disipación de energía. En (b) y en (c) se observan la curva de 2 y 4 pernos (A325), respectivamente, que comprenden los mecanismos disipadores de fricción sometidos a tensión. En (d) se muestra la histéresis del sistema *SCED* completo donde se establece una curva tipo *flag-shaped* con una respuesta autocentrante y una efectiva energía de disipación. En

(e) se observa la variación de la carga en los tendones, el cual muestra que cuando el sistema *SCED* se deforma, se induce un movimiento relativo entre los elementos de la riostra, provocando un aumento en la elongación del tendón; esto ocurre simétricamente bajo la carga de tracción y compresión del sistema *SCED*. En (f) se observa una respuesta bilineal rígido-perfectamente plástico típica de los mecanismos de fricción [60].

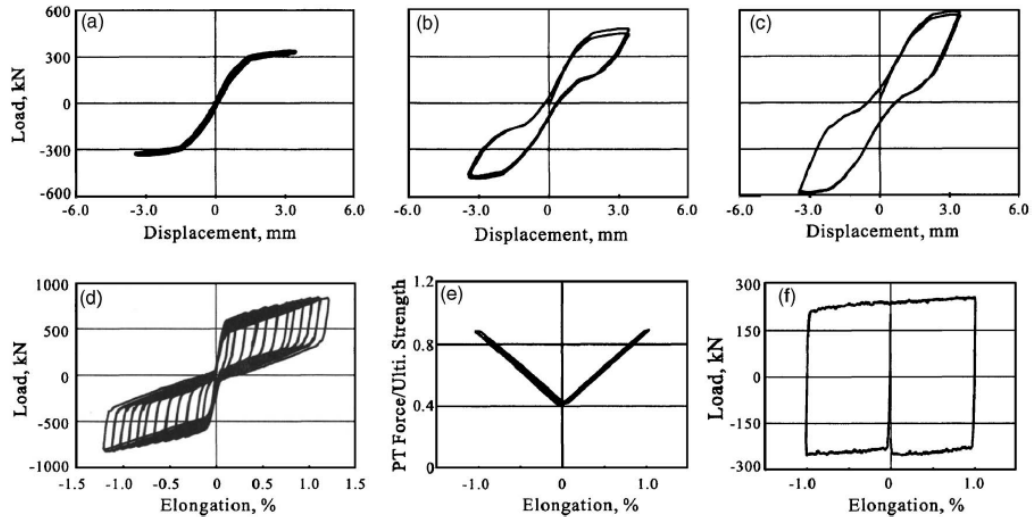


Figura 2.49 – Respuesta del prototipo *SCED* bajo cargas quasi-estáticas [60]

#### 2.4.5.4. Self-Centering Buckling Restrained Brace (SC-BRB)

Desarrollado en 2012 por Miller et al. [61], la configuración del *SC-BRB* es esencialmente un *BRB* que actúa junto a unas varillas con propiedades *SMA* que se alargan para crear una fuerza autocentrante cuando la riostra se carga en tracción o compresión. En la figura 2.50 se ilustran los componentes claves de este sistema:

- **El núcleo de acero del BRB:** Placa de acero que fluye tanto a compresión como a tracción y proporciona la mayor parte de la capacidad de disipación de energía del arriostramiento.
- **Tubo interior:** Tubo de acero que confina al núcleo de acero con mortero u hormigón y cuya función es evitar el pandeo de la placa de acero que está encerrada por este.
- **Tubo medio:** Tubo soldado a la izquierda del núcleo de acero (según configuración de la figura 2.51). Este tubo forma parte del sistema de transferencia de carga al momento en que la riostra se está acortando debido a los esfuerzos de compresión.
- **Tubo exterior:** Tubo soldado a la derecha del núcleo de acero (según configuración de la figura 2.51). Este tubo cumple la misma función que el tubo medio.
- **Placas de anclaje:** Placas de aceros con ranuras las cuales están ubicados en los extremos de la riostra. Las placas de anclaje no están conectadas al núcleo del *BRB* ni a los tubos, lo que les permite deslizarse libremente a lo largo del núcleo. Se encargan de anclar la fuerza de las varillas pretensadas de *SMA* y transfieren la fuerza a los tubos centrales y exteriores.
- **Varillas de SMA:** Son varillas superelásticas de NiTi (aleación níquel-titanio) con propiedades *SMA* y pretensadas, las cuales sujetan las placas de anclaje contra los tubos medios y externos

para crear una compresión inicial en estos tubos. Las varillas SMA están conectadas a esas placas mediante pernos de alta resistencia. Su principal función al sistema es la de incorporar la capacidad de autocentrado.

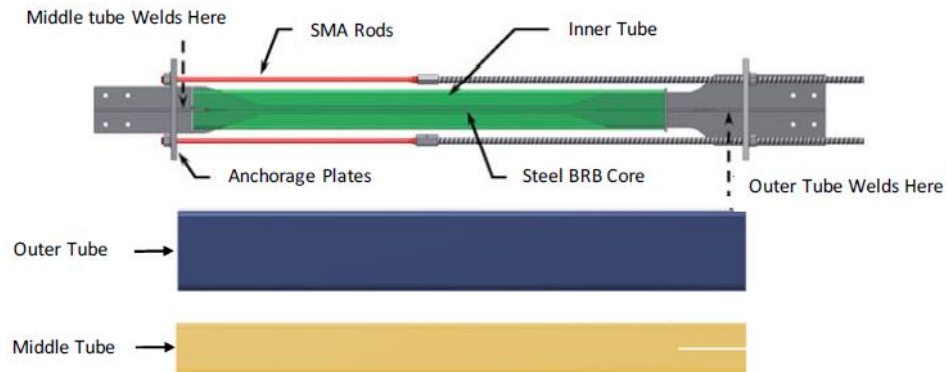


Figura 2.50 – Componentes del sistema SC-BRB [61]

En la figura 2.51 se muestran los extremos de la riostra con sus respectivas soldaduras al núcleo central de acero.



Figura 2.51 – Extremos de la riostra SC-BRB, (a): extremo izquierdo, el tubo medio está soldado al núcleo de acero, (b): extremo derecho, el tubo exterior está soldado al núcleo de acero [61]

Los tubos medios y exteriores actúan como puntales de compresión que separan las placas de anclaje cuando la riostra está en compresión. Cuando la riostra está en tracción, la carga se transfiere desde los extremos del núcleo de la riostra hacia los extremos de los tubos medios y exteriores que soportan las placas de anclaje. Estos empujan las placas de anclaje hacia afuera y dejan a los tubos medios y exteriores sin esfuerzo de tracción. Como se muestra en la figura 2.52, las deformaciones de la riostra cuando está sometido tanto a tracción como a compresión hacen que las placas de anclaje se separen, lo que da lugar a una elongación adicional y a un aumento de la fuerza de la varilla de SMA [61].

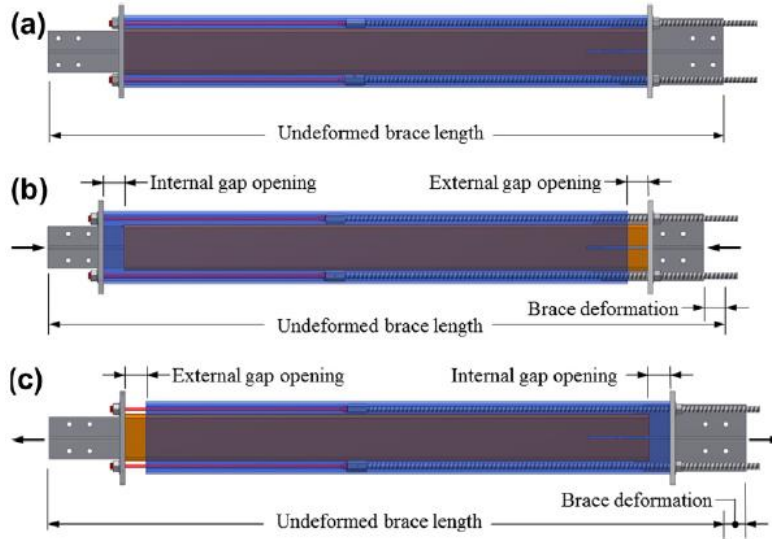


Figura 2.52 – Mecanismo del *SC-BRB*, (a): sin deformar, (b): a compresión, (c): a tracción [61]

La prueba del prototipo del *SC-BRB* mostró un desempeño estable y simétrico (figura 2.53), y se descubrió que incluso después de la fractura del núcleo del *BRB*, debido a las grandes demandas de deformación que se acumulaban en cada ciclo, la riostra todavía tenía una capacidad de carga significativa debido a la redundancia inherente de las varillas *SMA*. Además, la deformación residual que quedaba tras quitar la carga era aproximadamente la mitad de la deformación máxima de la riostra. La cantidad de deformación residual de la riostra se puede ajustar modificando los valores de la fuerza pretensada de las varillas *SMA* [61].

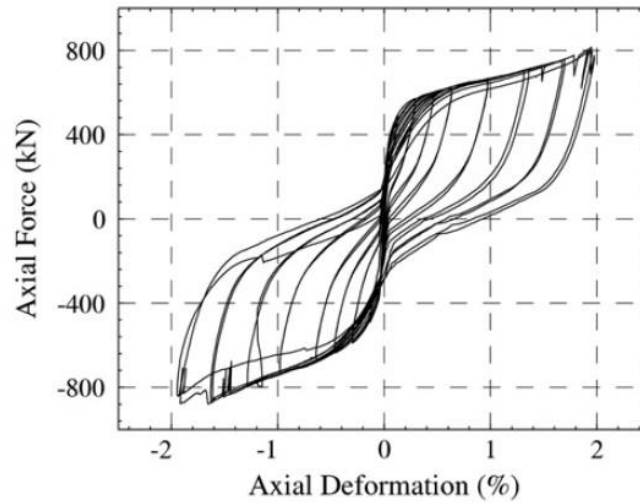


Figura 2.53 – Histéresis del sistema *SC-BRB* bajo un análisis quasi-estático [61]

#### **2.4.5.5. Ventajas y Desventajas de los sistemas SC**

Haque [68] establece las siguientes ventajas y desventajas con respecto a la implementación de estos sistemas autocentrantes:

##### **Ventajas:**

- Aunque los mencionados sistemas autocentrantes tienen un diseño diferente entre sí, producen una respuesta fuerza-deformación similar.
- Sus curvas de histéresis tienen forma de bandera con ligeras variaciones en sus respuestas de cargas o descarga.
- Si se diseñan adecuadamente, pueden devolver las estructuras a su posición original después de un terremoto.

##### **Desventajas:**

- La histéresis en forma de bandera genera menos disipación de energía histerética o amortiguación histerética en comparación que se observa típicamente en los marcos *BRB*. Esta baja amortiguación histerética da como resultado una mayor aceleración durante los sismos.
- Estos sistemas nunca van a autocentrar la estructura completamente; siempre van a experimentar una pequeña cantidad de deformación residual (aunque sean valores bajos).

## Capítulo III

### 3. Diseño con la normativa vigente

Las normas que rigen en Chile para el diseño de edificios con estructuras de acero junto con el diseño de dispositivos de disipación de energía son las siguientes:

- NCh433.Of96.mod2009, “Diseño sísmico de edificios”
- NCh1537.Of.2009, “Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso”
- NCh3171.Of.2010, “Diseño estructural, Disposiciones generales y combinaciones de cargas”
- NCh427/1:2016, “Construcción – Estructuras de Acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios
- Decreto Supremo DS 61, “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios”
- NCh3411:2017, “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo”

La serie NCh corresponde a las normas emitidas por el Instituto Nacional de Normalización (INN), el cual es el organismo que tiene a su cargo el estudio y preparación de las normas técnicas a nivel nacional. Por otro lado, el DS61 fue emitido por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo en el año 2011.

Actualmente, en Chile, en ausencia de una normativa para el diseño de edificaciones de acero, la norma NCh433.Of.96.mod2009 y Decreto Supremo DS61 del 2011 establece que mientras no se oficialice la versión de la norma chilena para dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones que rigen las últimas versiones de la *Specification for Structural Steel Buildings* del *American Institute of Steel Construction*. En las materias relacionadas con el diseño sísmico, estas disposiciones se deben complementar con lo que instaura la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Es decir, que el detallamiento de las conexiones y el diseño y verificación de los elementos estructurales de acero deben realizarse según las normas norteamericanas. Sin embargo, las sollicitaciones de diseño de los marcos y los requisitos de deformación deben adecuarse a la norma chilena de diseño sísmico. Cabe destacar que, en el año 2016, el INN oficializó la norma NCh427/1:2016 la cual está basada en el reglamento ANSI/AISC360-10 pero incorporando ciertas diferencias para su correcta aplicación dentro del territorio nacional.

Las normativas americanas descritas son las siguientes:

- ANSI/AISC360-16, “Specification for Structural Steel Buildings”
- ANSI/AISC341-16, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”

### 3.1. NCh433.Of.96.mod2009, “Diseño sísmico de edificios” + DS61, “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios”

La norma NCh433.Of.96.mod2009 estipula el diseño sísmico de edificios habitacionales la cual, tras el sismo del año 2010, es complementada con el Decreto Supremo 61 [18], donde se incorporan modificaciones en la clasificación de los tipos de suelos, así como de los espectros de diseño. La necesidad de reunir estos dos documentos en uno solo dio como resultado el reglamento NCh433.Of.96.mod2012. (de aquí en adelante, NCh433) que se utiliza en la actualidad.

Esta norma está orientada a lograr estructuras que:

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

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define en forma explícita. Por otra parte, el estado del arte en la disciplina no permite establecer objetivos de desempeño más específicos que los antes genéricamente señalados.

El diseño de las estructuras dependerá de la zona sísmica y suelo de fundación en la que se ubica la edificación, sumado a su categoría ocupacional y al tipo de sistema sismorresistente empleado en su estructuración.

Tabla 3.1 – Valor del coeficiente I

Categoría del edificio	Factor de importancia
I	0.6
II	1
III	1.2
IV	1.2

Fuente: Adaptado de [2]

Tabla 3.2 – Valor de la aceleración efectiva  $A_0$

Zona Sísmica	$A_0$
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Fuente: Adaptado de [2]

Tabla 3.3 – Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	$S$	$T_o$ (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
F	*	*	*	*	*

Fuente: Adaptado de [2]

Tabla 3.4 – Valores máximos de los factores de modificación de respuesta

Sistema Estructural	Material Estructural	$R$	$R_o$
<b>Marcos</b>	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
<b>Muros y Sistemas Arriostrados</b>	Acero Estructural		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11

Fuente: Adaptado de [2]

La norma establece dos métodos para la estimación de la sollicitación sísmica: análisis estático y análisis modal espectral, los cuales, se detallarán en las siguientes secciones.

### 3.1.1. Análisis estático

En este método la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática mediante la siguiente ecuación:

$$Q_o = CIP \quad (3.1)$$

Donde:

$Q_o$ : Esfuerzo de corte basal

$C$ : Coeficiente sísmico

$I$ : Factor de importancia

$P$ : Peso total del edificio sobre el nivel basal

El coeficiente sísmico se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2.75SA_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \quad (3.2)$$

Donde:

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

$A_o$ : Aceleración efectiva máxima

$R$ : Factor de reducción

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

El corte mínimo basal está dado por:

$$Q_{min} = C_{min}IP = \frac{A_o S}{6g} IP \quad (3.3)$$

El corte máximo basal está dado por:

$$Q_{máx} = C_{máx}IP \quad (3.4)$$

Donde  $C_{máx}$  está indicado por la siguiente tabla:

Tabla 3.5 – Valores máximos del coeficiente sísmico C

$R$	$C_{máx}$
2	$0.9 \frac{SA_o}{g}$
3	$0.6 \frac{SA_o}{g}$
4	$0.55 \frac{SA_o}{g}$
5.5	$0.4 \frac{SA_o}{g}$
6	$0.35 \frac{SA_o}{g}$
7	$0.35 \frac{SA_o}{g}$

Fuente: Adaptado de [2]

Mediante este análisis, la acción sísmica se representa a través de fuerzas estáticas equivalentes aplicadas en el centro de masa de cada nivel, según la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum A_j P_j} Q_o \quad (3.5)$$

Donde:

$P_k$ : Peso sísmico asociado al nivel  $k$

$A_k$ : Factor de ponderación para  $P_k$ , y es función de las alturas de los niveles  $k$  y  $k - 1$  medidas desde la base ( $Z_k$  y  $Z_{k-1}$ , respectivamente) y de la altura total de la estructura ( $H$ ):

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (3.6)$$

Los resultados del análisis realizado por las fuerzas estáticas aplicadas en cada una de las direcciones de la acción sísmica se deben combinar con los del análisis por torsión accidental. Para este efecto, se deben aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0.1 b_{ky} \frac{Z_k}{H}$$

$$\pm 0.1 b_{kx} \frac{Z_k}{H}$$

Para el sismo según dirección X e Y respectivamente. El parámetro  $b_{ki}$  corresponde a la dimensión en la dirección  $i$ , de la planta del nivel  $k$ .

Alternativamente, si se usa el método modal espectral, la torsión accidental puede obtenerse desplazando el centro de masa  $\pm 5\%$  de la longitud en planta perpendicular a la dirección del sismo analizado.

Según lo establecido por el acápite 6.2.1 de la NCh433, el método del análisis estático sólo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) Todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1
- b) Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 [m]

### 3.1.2. Análisis modal espectral

Este método es aplicable a estructuras con amortiguamientos modales del orden del 5% del amortiguamiento crítico, donde el espectro de diseño de pseudo-aceleración que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^*/I)} \quad (3.7)$$

Donde:

Los parámetros  $S, A_o, I$  son los parámetros descritos anteriormente,  $\alpha$  es un factor de amplificación que depende del periodo de vibración del modo  $n$  ( $T_n$ ) y es definido por:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3.8)$$

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

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.9)$$

Una vez determinados los periodos naturales y modos de vibrar, las masas equivalentes para cada modo ( $n$ ) está dada por la siguiente expresión:

$$M_{n,i} = \frac{L_{n,i}^2}{M_n} \quad (3.10)$$

Donde  $i$  corresponde a la dirección de análisis:  $x, y, \theta$ .

En que:

$$L_{n,i} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_i\}$$

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$$

Donde  $L_{n,i}$  es el factor de participación del modo  $n$ , en la dirección  $i$ ;  $\{\phi_n\}$  es el vector que representa la forma de vibrar asociada al modo  $n$ ;  $[M]$  es la matriz de masa de la estructura;  $\{r_i\}$  es el vector compuesto por 1 o 0 según sea el grado de libertad para la dirección de análisis  $i$ , y  $M_n$  es la masa del modo  $n$ .

Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según los valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total, es decir:

$$\sum_{i=1}^{N^{\circ} \text{ de modos}} M_{n,i} \geq 0.9(P/g) \quad (3.11)$$

Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar (considerando las limitaciones máximas y mínimas del corte basal). Estos desplazamientos y cortes basales modales deben superponerse utilizando el método CQC (*Complete Quadratic Combination*), según lo establecido en el acápite 6.3.6.2 de la NCh433.

Si el corte basal resultante es menor que  $Q_{min}$ , 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 de la siguiente forma:

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_{min}} < R^* \quad (3.12)$$

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

Por otro lado, si el corte basal resultante 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:

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_{máx}} > R^* \quad (3.13)$$

Para este caso (cuando el corte basal resultante es mayor que  $Q_{m\acute{a}x}$ ), los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales serían los estimados previamente por  $R^*$ .

### 3.1.3. Deformaciones sísmicas

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

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

$$Drift, máx = \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0.002 \quad (3.14)$$

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

$$Drift, máx = \frac{\Delta_{punto,j} - \Delta_{punto,i}}{h_j - h_i} - \frac{\Delta_{cm,j} - \Delta_{cm,i}}{h_j - h_i} \leq 0.001 \quad (3.15)$$

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

## 3.2. NCh3411.Of.2017, “Diseno sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo”

Dado que no existe una norma internacional para el diseno de sistemas pasivos de disipación de energía, la elaboración de esta norma se realizó tomando en consideración el reglamento ASCE 7-10 [70], capítulo 18 *Minimum design loads for buildings and other structures, chapter 18 Seismic Design Requirements for Structures with Damping Systems* y antecedentes nacionales proporcionados por el Comité.

### 3.2.1. Alcances

- Esta norma aplica al diseño y construcción de todo edificio con un sistema pasivo de disipación de energía y sus componentes o partes. Se incluyen, sin estar limitados a, sistemas compuestos por disipadores histeréticos o de fricción, que dependen del desplazamiento relativo entre sus extremos y sistemas compuestos por disipadores viscosos o visco-elásticos, que dependen de la velocidad de deformación de los mismos.
- En los casos de estructuras con aislamiento basal, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones se deben determinar de acuerdo con NCh2745:2013, "Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica" [71].
- Esta norma no aplica a estructuras con disipadores tipo inercial, como son los amortiguadores de masa sintonizada (AMS).

### 3.2.2. Requisitos generales de diseño

#### 3.2.2.1. Clasificación del sistema disipador

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

**Categoría 1:** incluye los sistemas disipadores de energía que constituyen el sistema sismorresistente de la estructura y que han sido incorporados para mejorar el desempeño sísmico de la edificación. Entre estos sistemas se encuentran, por ejemplo, las diagonales con pandeo restringido (*BRB*), disipadores de energía basados en la fricción y otros sistemas histeréticos. Sin embargo, también se requiere que el sistema disipador reciba no menos del 75% del corte basal total de la estructura, y la ejecución de un extenso programa de ensayos de prototipos a nivel de subsistemas y de dispositivos de manera individual.

**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.

- 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.
- 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.

### 3.2.2.2. Estructura sismorresistente

- El corte basal sísmico usado para el diseño de la estructura sismorresistente no debe ser menor que  $V_{min}$ , donde el  $V_{min}$  corresponde al máximo valor entre  $Q_{SDS}$  y la ecuación 3.16

$$V_{min} = \frac{IA_oSP}{B_1 6g} \quad (3.16)$$

- Donde  $Q_{SDS}$  corresponde al corte basal obtenido del espectro SDS, y  $B_1$  es el factor de reducción por amortiguamiento en la dirección de análisis, que permite disminuir el esfuerzo de corte basal de diseño del edificio debido a la adición de amortiguamiento mediante disipadores.
- Los valores de los parámetros  $I$ ,  $A_o$ ,  $P$  son los mismos utilizados en la norma NCH433, con excepción del factor  $S$  donde, para efectos de esta norma, se permite considerar  $S = 1$  si el sistema es categoría 1 o categoría 2. Por otro lado, para sistemas sismorresistentes de categoría 1,  $B_1$  es igual 1.33 para cada dirección de análisis, mientras que para las categorías 2 o 3, es igual al cociente de los cortes basales del edificio sin y con disipadores de energía, según lo estipulado por la cláusula 6 de esta norma.
- Los efectos en la estructura sismorresistente debido a cargas gravitacionales y cargas sísmicas se deben combinar de acuerdo con NCh3171, incorporando el análisis del corte mínimo  $V_{min}$  que establece la presente norma.

### 3.2.2.3. Sistema disipador

- Los elementos del sistema disipador que no corresponden a los disipadores se deben diseñar para permanecer elásticos para las cargas no reducidas generadas por los disipadores durante el Sismo Máximo Probable (SMP).

### 3.2.2.4. Espectro elástico de diseño

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

- a) Sismo de Servicio (SDS): Corresponde al espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de las estructuras según NCh433, modificado adicionalmente por los parámetros  $B_1$  y  $S$ . Para el diseño de la estructura sismorresistente, se debe utilizar el espectro asociado a SDS.
- b) Sismo de Diseño (SDI): Corresponde al espectro de diseño de Newmark & Hall que establece la norma NCh2745:2013, el cual está definido por los parámetros indicados en la tabla 3.6. Además, se incorporan los factores de modificación por zona sísmica ( $Z$ ) de NCh2745.
- c) Sismo Máximo Probable (SMP): Corresponde al nivel de movimiento del suelo cuyo espectro se obtiene al multiplicar el espectro SDI por un factor 1.2. Para el diseño del sistema disipador se deben utilizar los registros compatibles con el espectro asociado a SMP

Tabla 3.6 – Definición del espectro de diseño

Clasificación del Suelo	T <sub>a</sub> [s]	T <sub>b</sub> [s]	T <sub>c</sub> [s]	T <sub>d</sub> [s]	T <sub>e</sub> [s]	T <sub>f</sub> [s]	α <sub>A</sub> A [cm/s <sup>2</sup> ]	α <sub>v</sub> V [cm/s]	α <sub>D</sub> D
A	0.003	0.11	0.29	2.51	10	33	1.085	50	20
B	0.003	0.2	0.54	2	10	33	1.1	94	30
C	0.003	0.375	0.68	1.58	10	33	1.212	131	33
D	0.003	0.375	0.68	1.58	10	33	1.47	159	40

Fuente: Adaptado de [22]

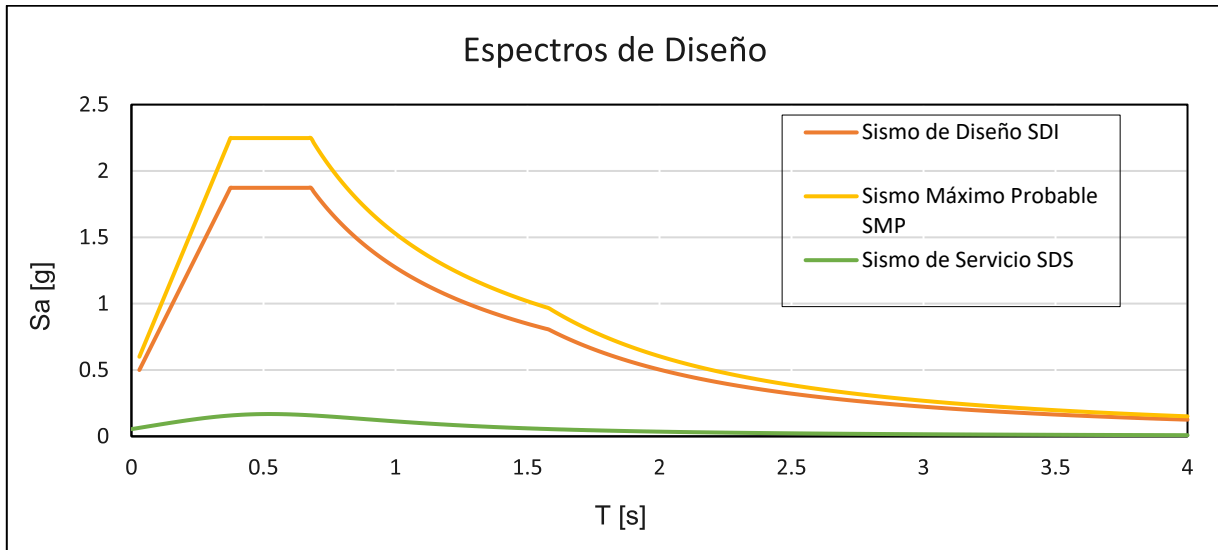


Figura 3.1 – Espectros de diseño según NCh3411 para un suelo D, zona sísmica 3, Categoría 1, I = 1

### 3.2.2.5. Registros sísmicos

Para el análisis y diseño de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía se deben utilizar componentes horizontales de registros de aceleración del suelo de al menos 3 eventos sísmicos. Para cada par de registros horizontales se deben construir los espectros elásticos de pseudo aceleración para una razón de amortiguamiento crítico del 5% y se deben combinar según el método *SRSS* (*Square root of the sum of the squares*). Los registros se deben modificar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con *SRSS* para los tres o más pares de registros, no resulte menor que 1,17 veces el espectro elástico de SDI o SMP según corresponda, en el rango de periodo  $0.1T_1$  y  $1.5T_1$ .

### 3.2.2.6. Deformaciones sísmicas

La limitación de deformación entre piso es la misma que establece el NCh433, debido a que el espectro y el límite considerados en conjunto han resultado en un nivel de desempeño aceptable en eventos sísmicos pasados. Alternativamente, se permite verificar las deformaciones incluyendo el efecto del amortiguamiento de los disipadores. En tal caso, se debe utilizar un análisis dinámico no lineal considerando registros compatibles con el espectro SDS amplificados por  $R^*$  (elástico), una razón de amortiguamiento crítico inherente a la estructura no mayor a 5% para todos los modos de vibrar, un

factor de reducción de amortiguamiento  $B_1 = 1$ , y, amplificando los límites de deformaciones de NCh433 por  $R_1$ , donde:

$$R_1 = R^* ; Si Q_{SDS} \geq V_{min}$$

$$R_1 = \frac{R^* \times Q_{SDS}}{V_{min}} ; Si Q_{SDS} < V_{min}$$

### 3.2.2.7. Procedimiento de análisis dinámico no lineal

Los modelos matemáticos de los disipadores dependientes de la deformación deben reproducir el comportamiento histerético no lineal de los dispositivos y deben tomar en cuenta todo cambio significativo de rigidez, resistencia, y forma del lazo histerético. Los valores de los cocientes  $E$ ,  $\theta$  y  $B_1$ , se deben calcular, para cada dirección de análisis, como el promedio de los valores correspondientes a cada excitación sísmica, siempre y cuando se considere al menos siete pares de registros horizontales de aceleración en dos direcciones ortogonales. De lo contrario, los valores de  $\theta$  y  $B_1$  se deben determinar como el valor mínimo obtenidos de los registros considerados, y el cociente  $E$  se debe determinar como el valor máximo obtenido de los registros considerados.

### 3.2.2.8. Procedimiento de análisis modal espectral

El análisis modal espectral debe satisfacer los requisitos establecidos por dicho análisis definido en NCH433 en lo que no se contraponga con los requisitos de la presente norma, utilizando el espectro SDS.

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

El código AISC360-16 establece 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 el anexo B. Cabe destacar que estos requisitos son similares con respecto a la NCh427/1:2016, “Construcción – Estructuras de Acero – Parte1: 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 AISC341-16 establece una serie de condiciones que promueven un buen comportamiento ante la acción de cargas sísmicas, según el tipo de marco a diseñar.

### 3.4.1. Requisitos para marcos *SCBF*

#### 3.4.1.1. Análisis

La resistencia requerida en vigas, columnas, riostras y conexiones 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 solicitaciones 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 como:

$$R_y F_y A_g$$

Donde:

$R_y$ : Resistencia esperada del acero = 1.5 (Acero A36)

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$A_g$ : Sección bruta del perfil

La resistencia esperada a compresión se determina como:

$$\min \{R_y F_y A_g ; 1.14 F_{cre} A_g\}$$

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

La resistencia esperada de post-pandeo se determina como:

$$0.3 * \max \{ \min \{ R_y F_y A_g ; 1.14 F_{cre} A_g \} \}$$

#### 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

En el caso de miembros de acero que forman parte de estructuras sismorresistentes, la presente norma incluye una clasificación de las secciones por ductilidad, con el objeto de controlar el pandeo local y asegurar el desarrollo de las deformaciones plásticas. Para ello se definen dos valores límites para la relación ancho-espesor de las secciones, elementos con ductilidad moderada,  $\lambda_{md}$ , y ductilidad alta,  $\lambda_{hd}$ . Para el caso de este estudio, las vigas y columnas deben verificarse con el valor límite  $\lambda_{hd}$ . Por otro lado, dado que los arriostramientos son multiplanel (*MT-SCBF*) deben verificarse con el valor límite  $\lambda_{md}$ . El detalle de esto se muestra en el Anexo D.

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

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200$$

#### 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:
- Resistencia flexional esperada de la riostra multiplicada por 1.1, es decir,  $1.1R_yM_p$
  - Suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna multiplicada por 1.1, es decir,  $1.1\sum(R_yF_yZ)$

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

$$\min \{1.1R_yM_p ; 1.1 \sum (R_yF_yZ)\}$$

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. Es por ello que, 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 igual a la resistencia flexional esperada de la riostra por 1.1, esto es  $1.1R_yM_p$ , donde  $M_p$  se determina con respecto al eje crítico de pandeo.
  - Capacidad de rotación: La conexión debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la riostra correspondiente al nivel de distorsión de piso de diseño. Se permite considerar la rotación inelástica de la conexión

### 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,  $E_{cl}$ , considerando que todas las riostras desarrollan la resistencia ajustada a tracción o a compresión (Capítulo IV), según corresponda. El análisis debe considerar ambos sentidos 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  $\lambda_{md}$ .

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.

### **3.4.2.3. 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,  $1.1 \sum R_y F_y Z$ .

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

## Capítulo IV

### 4. Caso a estudiar

Se realizó un análisis lineal utilizando el *software* ETABS v17.0.1, mientras que la solicitación sísmica se obtuvo mediante un análisis modal espectral, de acuerdo con el capítulo 6 de la NCh433.

#### 4.1. Descripción de la estructura a analizar

Para el desarrollo de este trabajo, se analizará un edificio tipo oficina simétrico con marcos de acero. Se tomará como referencia la geometría del edificio estudiado por Issa [13], debido a su similitud con la geometría de los edificios de oficina que se construyen en Chile. La estructura consiste en un edificio simétrico de 4 pisos con marcos de acero, con una altura entre piso de 3,3 [m] y, en cada dirección, 5 vanos espaciados a una distancia de 5 [m] cada uno, dando como resultado un área superficial por piso de 625 [m<sup>2</sup>]. Para el sistema de piso, se dispone de una losa colaborante Instadeck con un espesor sobre la cresta de 5 [cm] y un espesor total (placa + hormigón) de 11,35 [cm].

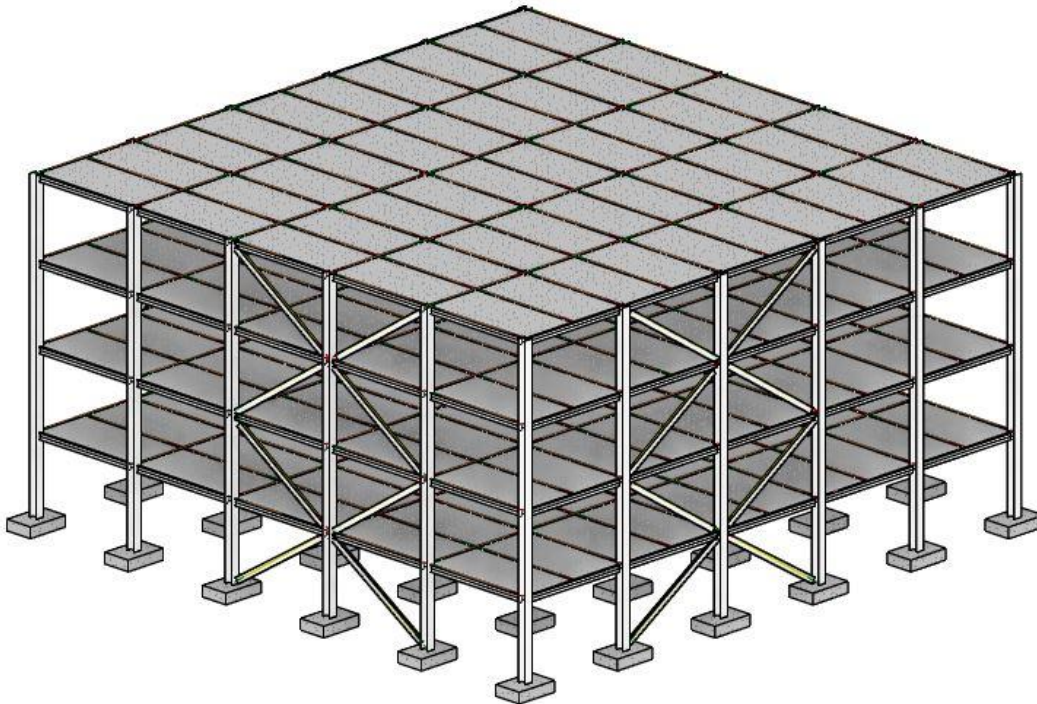


Figura 4.1 – Vista isométrica del caso de estudio

Las dimensiones y tipos de perfiles a utilizar se muestran en la tabla 4.1, mientras que las propiedades de los materiales se muestran en la tabla 4.2. Para los tres casos (*SCBF*, *BRB*, *SC*) se utilizarán los mismos perfiles de vigas y columnas de la tabla 4.1 con una calidad de acero A36. En la figura 4.2 se ilustra la planta tipo del edificio con la ubicación de los marcos arriostrados (línea trazada de color rojo). Por otro lado, las columnas ubicadas en estos marcos arriostrados (encerrados en círculos) corresponden al perfil W14x145, mientras que las columnas que no pertenecen a los marcos arriostrados corresponden al perfil W8x67. En la figura 4.3 se observa la elevación del eje A, donde se puede destacar la configuración de las riostras del presente estudio. Las propiedades del hormigón para la losa colaborante se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.1 – Perfiles a utilizar en las vigas primarias, secundarias y columnas

Vigas primarias		Vigas secundarias	Columnas	
W14x26	W14x53	W10x17	W14x145	W8x67

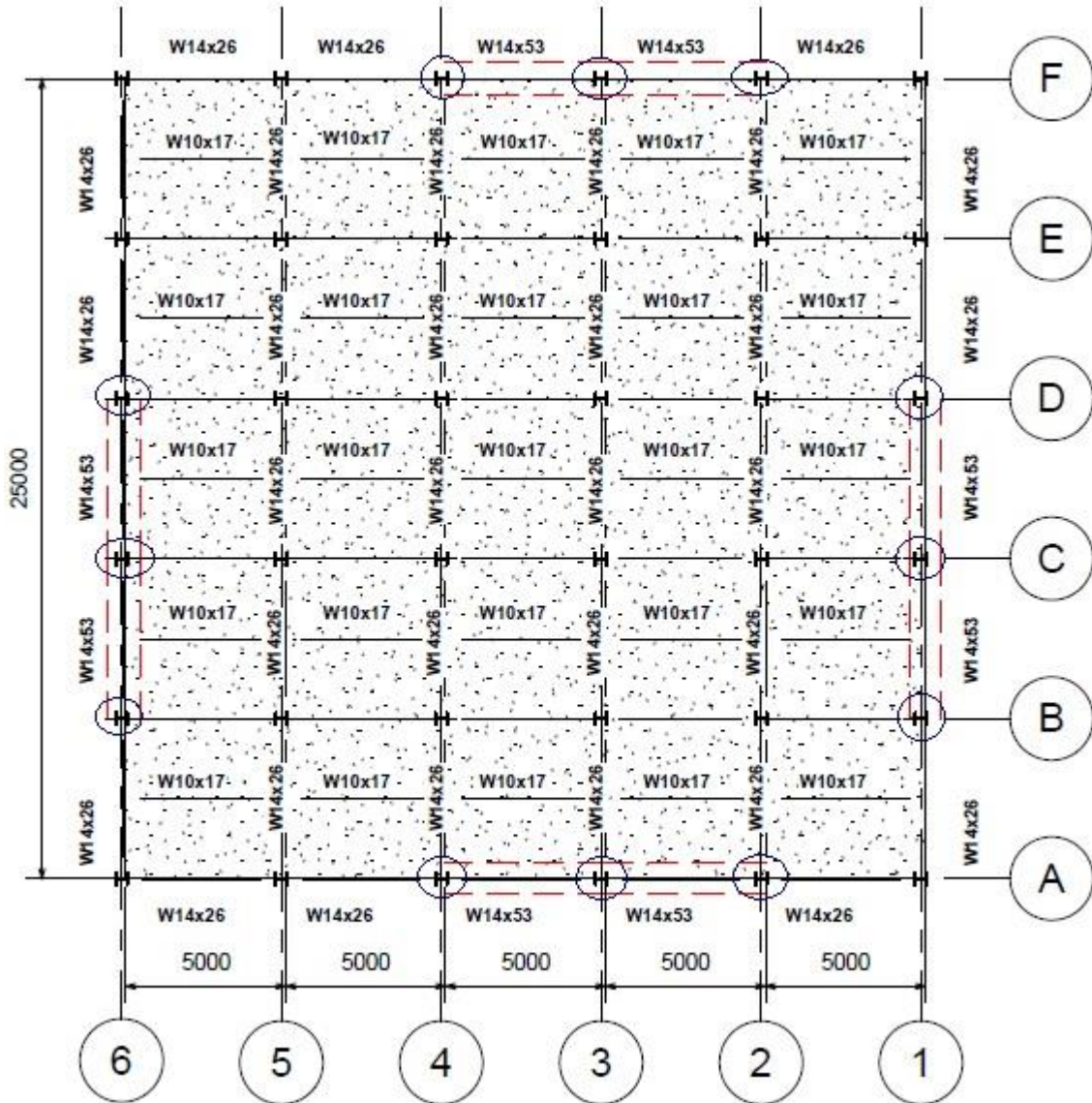


Figura 4.2 – Planta del caso de estudio

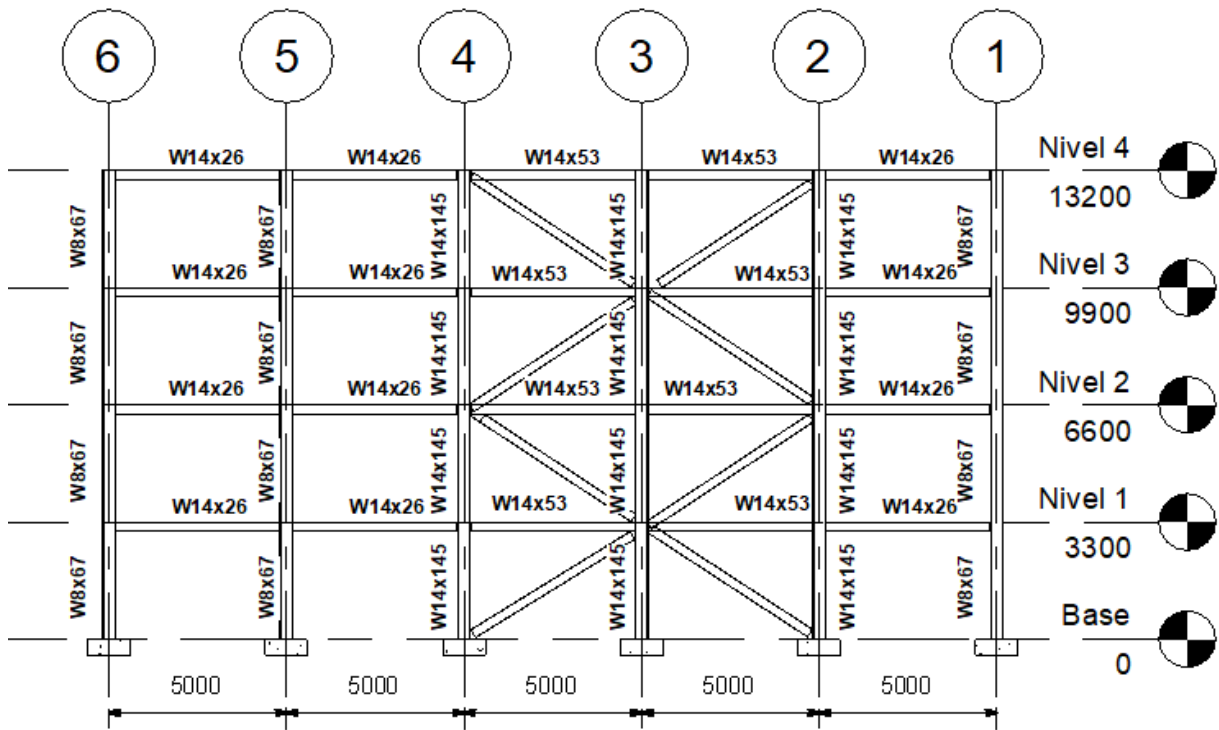


Figura 4.3 – Elevación del eje A del caso de estudio

Tabla 4.2 – Propiedades de los materiales

Calidad	$E_s$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Coef. Poisson	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Peso Específico [kgf/m <sup>3</sup> ]	$F_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$F_u$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
A36	2100000	0.3	784193	7850	2530	4080
A53 Gr. B	2100000	0.3	784193	7850	2460	4218

Tabla 4.3 – Propiedades de la losa colaborante

Hormigón	$E_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] (ACI318-14 19.2.2.1.b)	$f'_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
G25	235000	250

En la figura 4.4 se ilustra la sección tipo del perfil W del catálogo ICHA del 2010 [23], mientras que en las tablas 4.4 y 4.5 se muestran las propiedades geométricas de las vigas y columnas, respectivamente.

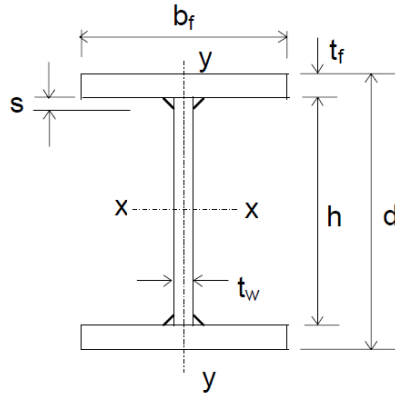


Figura 4.4 - Sección Tipo W [23]

Tabla 4.4 – Propiedades geométricas de las vigas

Definición	W14x53		W14x26		W10x17	
Altura sección (peralte)	d	354 [mm]	d	353 [mm]	d	257 [mm]
Espesor del alma	t <sub>w</sub>	9.4 [mm]	t <sub>w</sub>	6.48 [mm]	t <sub>w</sub>	6 [mm]
Ancho del ala	b <sub>f</sub>	205 [mm]	b <sub>f</sub>	128 [mm]	b <sub>f</sub>	102 [mm]
Espesor del ala	t <sub>f</sub>	16.8 [mm]	t <sub>f</sub>	10.7 [mm]	t <sub>f</sub>	8 [mm]
Peso propio	Pp	79 [kgf/m]	Pp	39 [kgf/m]	Pp	24.2 [kgf/m]
Área neta	A	101.2 [cm <sup>2</sup> ]	A	49.6 [cm <sup>2</sup> ]	A	30.78 [cm <sup>2</sup> ]
Momento de inercia c/r a eje x	I <sub>xx</sub>	22713 [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>xx</sub>	10200 [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>xx</sub>	3049 [cm <sup>4</sup> ]
Módulo Elástico c/r a eje x	W <sub>xx</sub>	1217 [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>xx</sub>	578 [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>xx</sub>	266 [cm <sup>3</sup> ]
Radio de giro c/r a eje x	r <sub>x</sub>	14.8 [cm]	r <sub>x</sub>	14.3 [cm]	r <sub>x</sub>	10.29 [cm]
Momento de inercia c/r a eje y	I <sub>yy</sub>	2416 [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>yy</sub>	375 [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>yy</sub>	148.2 [cm <sup>4</sup> ]
Módulo Elástico c/r a eje y	W <sub>yy</sub>	224 [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>yy</sub>	58.6 [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>yy</sub>	29.1 [cm <sup>3</sup> ]
Radio de giro c/r a eje y	r <sub>y</sub>	4.85 [cm]	r <sub>y</sub>	2.75 [cm]	r <sub>y</sub>	2.145 [cm]
Módulo Plástico c/r a eje x	Z <sub>xx</sub>	1368 [cm <sup>3</sup> ]	Z <sub>xx</sub>	661 [cm <sup>3</sup> ]	Z <sub>xx</sub>	306.4 [cm <sup>3</sup> ]
Constante Torsional	J	80.7 [cm <sup>4</sup> ]	J	15 [cm <sup>4</sup> ]	J	6.5 [cm <sup>4</sup> ]

Tabla 4.5 – Propiedades geométricas de las columnas

Definición	W14x145			W8x67		
Altura sección (peralte)	d	375	[mm]	d	229	[mm]
Espesor del alma	t <sub>w</sub>	18	[mm]	t <sub>w</sub>	14.48	[mm]
Ancho del ala	b <sub>f</sub>	394	[mm]	b <sub>f</sub>	210	[mm]
Espesor del ala	t <sub>r</sub>	28	[mm]	t <sub>r</sub>	23.75	[mm]
Peso propio	P <sub>p</sub>	218.1	[kgf/m]	P <sub>p</sub>	100	[kgf/m]
Área neta	A	278	[cm <sup>2</sup> ]	A	127.1	[cm <sup>2</sup> ]
Momento de inercia c/r a eje x	I <sub>xx</sub>	71175	[cm <sup>4</sup> ]	I <sub>xx</sub>	11322	[cm <sup>4</sup> ]
Módulo Elástico c/r a eje x	W <sub>xx</sub>	3787	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>xx</sub>	990.5	[cm <sup>3</sup> ]
Radio de giro c/r a eje x	r <sub>x</sub>	16.07	[cm]	r <sub>x</sub>	9.438	[cm]
Momento de inercia c/r a eje y	I <sub>yy</sub>	28179	[cm <sup>4</sup> ]	I <sub>yy</sub>	3688	[cm <sup>4</sup> ]
Módulo Elástico c/r a eje y	W <sub>yy</sub>	1431	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>yy</sub>	350.7	[cm <sup>3</sup> ]
Radio de giro c/r a eje y	r <sub>y</sub>	10.11	[cm]	r <sub>y</sub>	5.387	[cm]
Módulo Plástico c/r a eje x	Z <sub>xx</sub>	4260	[cm <sup>3</sup> ]	Z <sub>xx</sub>	1149	[cm <sup>3</sup> ]
Constante Torsional	J	632.7	[cm <sup>4</sup> ]	J	210.2	[cm <sup>4</sup> ]

## 4.2. Combinaciones de carga

La norma NCh3171.Of.2010, “Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga” [72] establece las disposiciones generales para las cargas y sus apropiadas combinaciones, tanto para el diseño por resistencia (LFRD) como por tensiones admisibles (ASD). Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límites, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural. En este proyecto el análisis se realizará utilizando el método LFRD mediante las combinaciones de carga que estipula dicha norma en su cláusula 9:

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

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

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

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

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

Donde:

*D*: Carga permanente

*L*: Carga de uso (sobrecarga)

*S<sub>x</sub>*: Carga sísmica en dirección X, según NCh433

*S<sub>y</sub>*: Carga sísmica en dirección Y, según NCh433

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

$$R_{u,LFRD} \leq \phi R_n \quad (4.1)$$

Donde:

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

$\phi$ : Factor de resistencia

$R_n$ : Resistencia nominal de un elemento

### 4.3. Cargas estáticas y peso sísmico

La norma NCh1537.Of.2009, "Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso" [73] establece que para edificios destinados al uso de oficinas públicas (o privados que poseen equipos), la sobrecarga de uso corresponde a 500 [kgf/m<sup>2</sup>] en todos los pisos excepto en la zona del techo. Sin embargo, para efectos de este trabajo, se utilizará una carga de uso de 500 [kgf/m<sup>2</sup>] en el último nivel debido a una posible ampliación del inmueble. 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 [74], de 212 [kg/m<sup>2</sup>]. 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/m<sup>2</sup>] el cual considera el peso de los elementos no estructurales (estuco, tabiquería, pintura).

Tabla 4.6 – Carga permanente y sobrecarga

Carga de uso [Kgf/m <sup>2</sup> ]	Carga permanente adicional [Kgf/m <sup>2</sup> ]
500	100

El peso sísmico de la estructura se calculó utilizando el peso total de la carga muerta más el 25% de la sobrecarga de uso, el cual corresponde al valor mínimo que estipula la norma NCh433.

### 4.4. Estados límites de servicio

La norma ASCE7-16 define los límites de deflexión vertical para miembros horizontales de L/360 para los pisos (o techos) sometidos sólo a una carga viva, mientras que, para miembros sometidos a carga muerta y carga viva, la deflexión límite es de L/240, donde L corresponde a la longitud del vano, cuyo valor es de 5 metros. Por otro lado, el Manual Técnico Instadeck establece una deflexión máxima de L/180. En la tabla 4.7 se muestra los resultados de las deformaciones de la losa obtenida en el programa ETABS.

Tabla 4.7 – Estados límites de servicio

Combinación	Deflexión [mm]	Límite L/180 [mm]	Límite L/240 [mm]	Límite L/360 [mm]
L	4.4	-	-	13.9
D + L	7.2	27.8	20.8	13.9

## 4.5. Análisis lineal - Marco SCBF

A continuación, se presentan los resultados del análisis lineal de la estructura utilizando marcos concéntricos especiales (SCBF).

### 4.5.1. Peso de la estructura y parámetros sísmicos

En la tabla 4.8 se muestra el resultado de la carga muerta considerando la carga permanente de 100 [kgf/m<sup>2</sup>] más el peso propio del material y la sobrecarga de 500 [kgf/m<sup>2</sup>]. Con esto se obtiene el peso sísmico de la estructura, cuyo valor resultado se ilustra en la tabla 4.9.

Tabla 4.8 – Valores de carga muerta y carga viva

<b>Carga muerta [tonf]</b>	<b>Carga viva [tonf]</b>
900	1250

Tabla 4.9 – Valores de peso y masa sísmica

<b>Peso Sísmico [tonf]</b>	<b>Masa Sísmica [tonf/g]</b>
1214	124

En la tabla 4.10 se calcula el peso por unidad de área de cada diafragma. Se aprecia como el peso de cada piso es aproximadamente de 0.5 [Tonf/m<sup>2</sup>], valor ubicado dentro del rango de las estructuras de acero.

Tabla 4.10 – Peso por unidad de área

<b>Piso</b>	<b>Masa [tonf/g]</b>	<b>Peso [tonf]</b>	<b>Área [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P/A [tonf/m<sup>2</sup>]</b>
4	30	294	625	0.47
3	31	303	625	0.49
2	31	303	625	0.49
1	31	303	625	0.49
Base	1	10	-	-
Total	124	1214	2500.00	0.49

En la tabla 4.11 se observan los parámetros sísmicos del caso de estudio, para una zona 3 y un suelo tipo D para los marcos SCBF, según lo que estipula la norma NCh433.

Tabla 4.11 – Parámetros Sísmicos

<b>Parámetros del Análisis Sísmico</b>	
Zona Sísmica	3
Ao/g	0.4
Tipo de Suelo	D
Categoría Edificio	II
I	1
S	1.2
To	0.75
T'	0.85
n	1.8
p	1
Sistema Estructural	Acero Estructural SCBF
R	5.5
Ro	8

## 4.5.2. Análisis modal espectral

### 4.5.2.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En el análisis se incluyeron 12 modos de vibración, con el objetivo de que las sumas de las masas equivalentes, en las tres direcciones ( $x, y, \theta$ ) sea mayor o igual al 90% de la masa de la estructura. En la tabla 4.12 se muestran los resultados de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis.

Tabla 4.12 – Periodos y masas traslacionales utilizando marcos SCBF

<b>Modo</b>	<b>T* [s]</b>	<b>Me<sub>x</sub></b>	<b>Me<sub>y</sub></b>
1	0.423	0	0.8745
2	0.415	0.8775	0

### 4.5.2.2. Corte basal de diseño

Los valores de corte máximo y corte mínimo se muestran en la tabla 4.13 utilizando los parámetros sísmicos de la tabla 4.11. Por otro lado, los resultados del análisis modal espectral para el corte basal se muestran en la tabla 4.14.

Tabla 4.13 – Corte máximo y corte mínimo

Corte mínimo			Corte máximo		
Cmin	0.08		Cmax	0.192	
Qo min	97	[tonf]	Qo max	233	[tonf]

Tabla 4.14 – Corte basal mediante análisis modal espectral

Dirección	P [tonf]	Qo elástico [tonf]	Qo elástico/P [%]	R*	Qo [tonf]	Qo/P [%]	Qmax [tonf]	R**	Qmáx / P [%]
Y	1214	1520	125	4.31	351	29	233	6.53	19.2
X	1214	1517	125	4.27	347	28.64	233	6.51	19.2

Donde:

$P$ : Peso sísmico de la estructura, según NCh433

$Q_{o,elástico}$ : Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por  $R^*$

$Q_o$ : Corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por  $R^*$

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

$R^{**}$ : Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar  $Q_{máx}$

#### 4.5.2.3. Demanda de perfiles

En la tabla 4.15 se muestra la demanda máxima de compresión, tracción, flexión y corte en las columnas, vigas y riostras, utilizando la envolvente de las combinaciones de carga LFRD establecidas anteriormente. Dada la carga última sometida a compresión de la diagonal, se propondrá un perfil tubular Yoder de 10 pulgadas. La riostra tiene una calidad de acero A53 Gr. B, mientras que todas las vigas y columnas poseen una calidad de acero A36. La verificación de resistencia de estos perfiles se detalla en el Anexo B.

Tabla 4.15 – Demanda de perfiles

Perfil	Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Flexión [tonf-m]	Corte [tonf]
W14x145	Columna	152	86	5	3
W14x53	Viga	0	0	10	8
Tubular Yoder 10"	Riostra	108	102	0	0

En la figura 4.5 se observa el modelo del edificio con los marcos  $SCBF$ , mientras que en la figura 4.6 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.

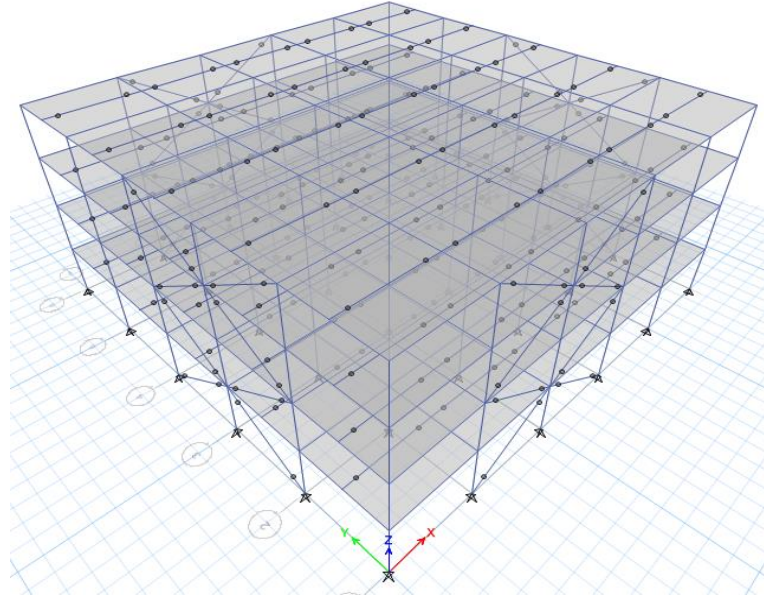


Figura 4.5 – Vista isométrica del edificio con sistema *SCBF*

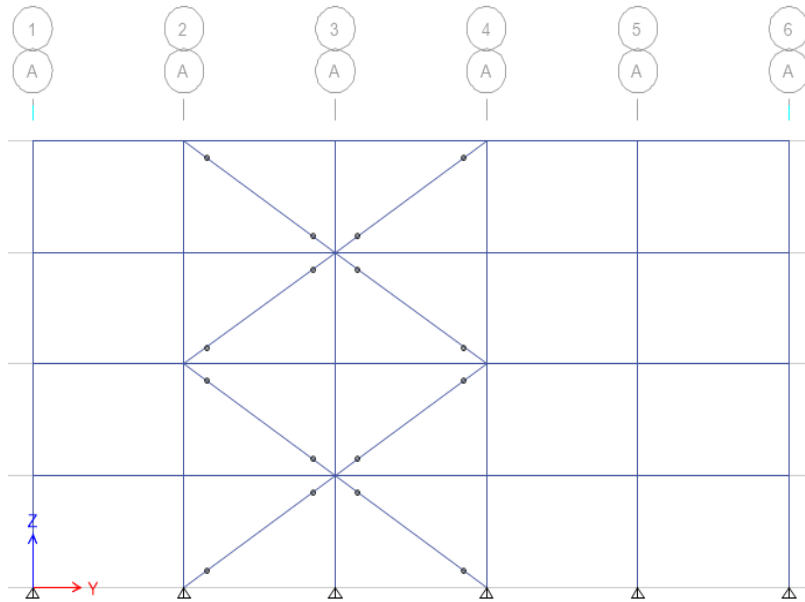


Figura 4.6 – Elevación del eje A del edificio con sistema *SCBF*

#### 4.5.2.4. Espectro de Diseño

En la figura 4.7 se muestra el espectro elástico (sin reducir por  $R^*$ ) y el espectro de diseño utilizando  $R^{**}$  para cada dirección de análisis. Cabe señalar que el espectro se obtuvo a partir de los parámetros sísmicos de la tabla 4.9, esto es, asumiendo una zona D, una categoría del edificio II, y una razón de amortiguamiento del 5%. Los puntos rojos corresponden a la pseudo-aceleración del edificio asociada a los periodos fundamentales de la tabla 4.15.

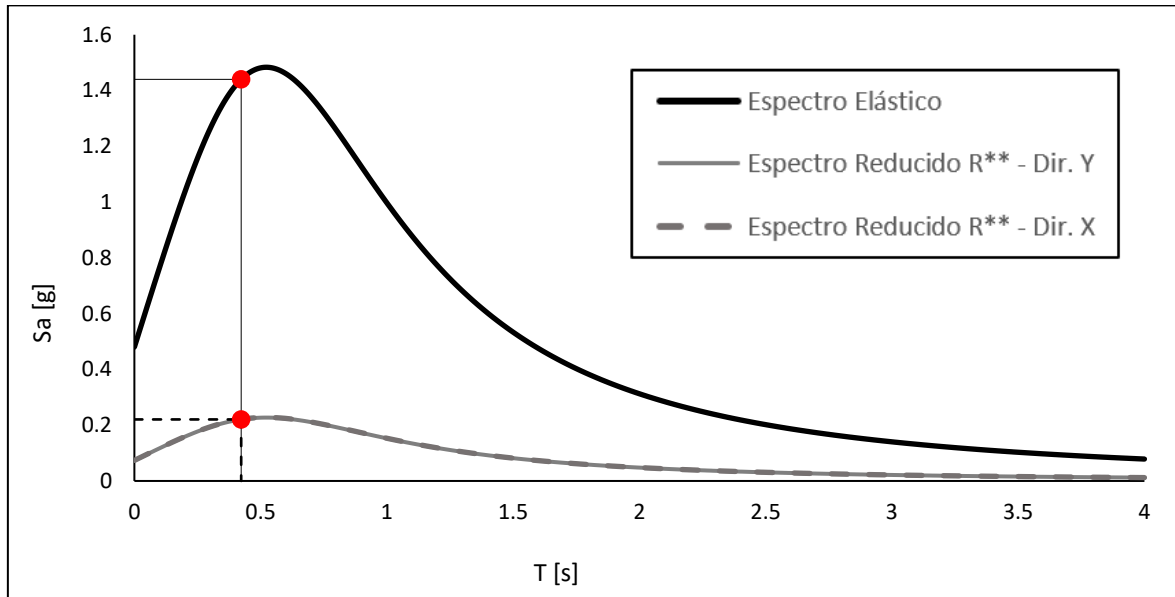


Figura 4.7 – Espectro de diseño, NCh433

#### 4.5.2.5. Distribución de corte basal en altura

En la figura 4.8 se muestra la distribución del corte actuando en cada diafragma, en ambas direcciones, a través del análisis modal espectral. En el nivel 4 se tiene un corte de 84 [tonf], en el nivel 3 se tiene 155 [tonf], el nivel 2 se tiene 206 [tonf] y en el primer nivel se tiene el valor del corte basal de 233 [tonf].

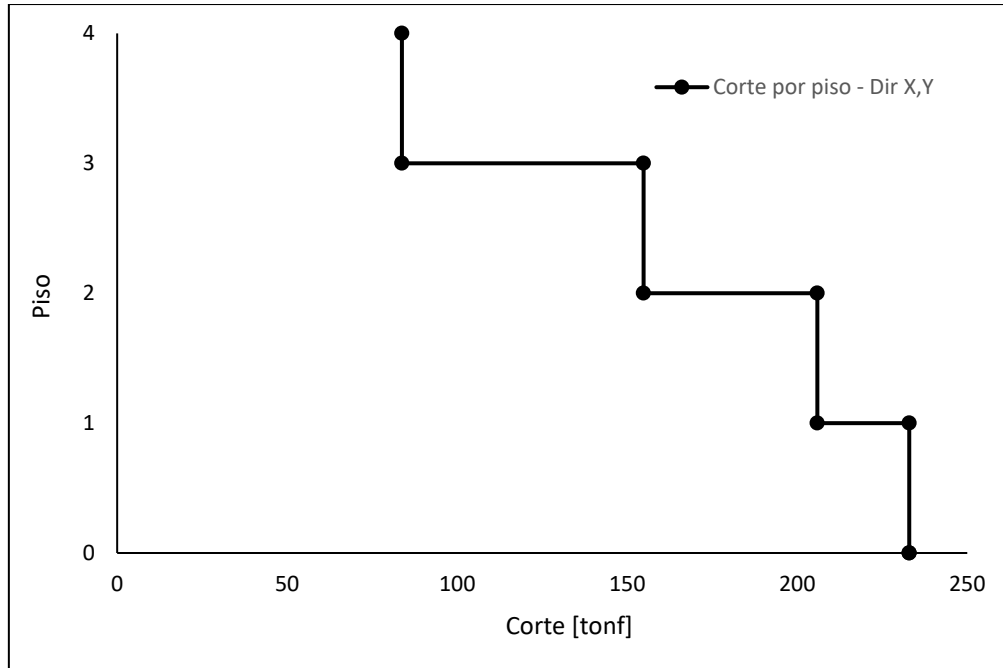


Figura 4.8 – Corte por piso por medio del análisis modal espectral

### 4.5.3. Deformaciones sísmicas

En la figura 4.9 se presenta un gráfico con los valores de desplazamientos relativos de entrepiso (*drift*) medidos en el centro de masa (CM) de cada diafragma. Los valores máximos se aprecian en la tabla 4.16 donde se observa que los *drifts* son del orden del 1 [‰] y, por lo tanto, cumplen con los requerimientos de la NCh433. Por otro lado, los valores de las diferencias en los desplazamientos relativos de entrepiso, entre los medidos en cualquier punto de la planta (en este caso, el punto más desfavorable es la esquina de la planta) y los medidos en el centro de masa cumplen con lo establecido en la NCh433. El detalle de lo anterior se presenta en el Anexo B.

Tabla 4.16 – Valores de *drift* con respecto al CM

<b><i>Drift</i> máx [‰] - Dir. X</b>	<b><i>Drift</i> máx [‰] - Dir. Y</b>	<b><i>Drift</i> máx NCh433[‰]</b>
1.15	1.17	2

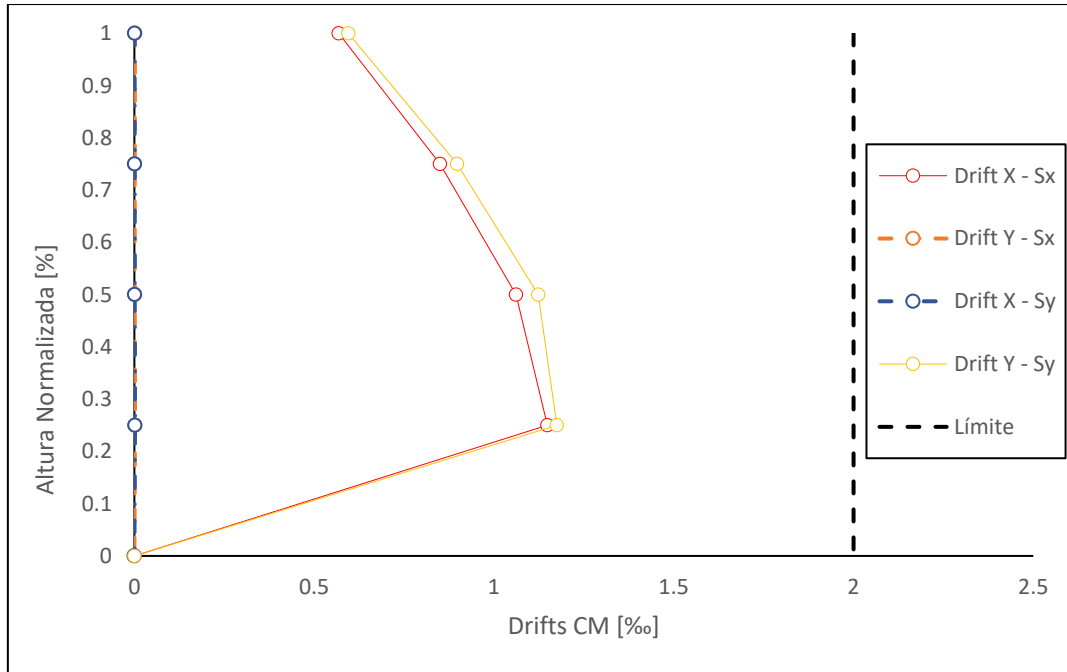


Figura 4.9 – Drifts con respecto al CM

#### 4.5.4. Diseño por capacidad

Tal como indica la norma AISC341-16, se debe realizar un diseño por capacidad de manera que los elementos estructurales que no forman parte del sistema sismorresistente (vigas, columnas y conexiones) se comporten de manera elástica durante un terremoto, y así evitar un comportamiento errático del arriostramiento debido a una posible deformación en las vigas y columnas o a fallas producidas en las conexiones. Dicho de otra manera, estos elementos deben ser capaces de resistir las fuerzas esperadas máximas de las riostras que se producen durante el análisis inelástico. En el caso de los marcos SCBF, para determinar las fuerzas axiales máximas de diseño, la norma AISC341-16 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. 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 4.10. Para un acero de calidad A53 Gr. B y un tubular Yoder de 10", el factor de respuesta esperado, la fluencia mínima esperada y el área bruta de la sección corresponden a 1.6, 2460 [kgf/cm<sup>2</sup>] y 76.8 [cm<sup>2</sup>], respectivamente. Tal como se indicó en el Capítulo III, las fórmulas para obtener los valores esperados de tracción y compresión en la riostra son:

##### Resistencia esperada a tracción:

$$T_{m\acute{a}x} = R_y F_y A_g = 1.6 * 2460 \left[ \frac{kgf}{cm^2} \right] * 76.8 [cm^2] = 302 [tonf] \quad (4.2)$$

##### Resistencia esperada a compresión:

$$C_{m\acute{a}x} = \min\{R_y F_y A_g ; 1.14 F_{cre} A_g\} = \{302 ; 259\} = 259 [tonf] \quad (4.3)$$

##### Resistencia a compresión post-pandeo:

$$0.3 C_{m\acute{a}x} = 78 [tonf] \quad (4.4)$$

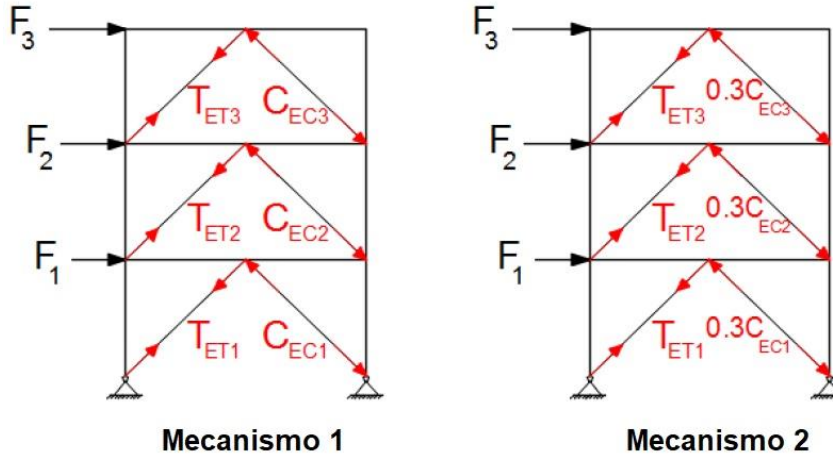


Figura 4.10 – Mecanismos del análisis plástico para marcos SCBF [75]

#### 4.5.4.1. Diseño por capacidad de vigas

La resistencia de las vigas debe verificarse con respecto a las fuerzas axiales máximas que se esperan en la riostra, tanto a tracción como a compresión. En la figura 4.11 se muestra un diagrama de cuerpo libre de la distribución de las cargas sobre las vigas de los niveles pares e impares. Para calcular las fuerzas axiales en las vigas de los marcos, se asumirá que el corte en las columnas es despreciable ( $V_{c,i} = V_{c,i+1} = 0$ ), y la fuerza actuante en el marco, correspondiente al mecanismo plástico,  $F_i$ , en el nivel  $i$ , se divide en dos partes iguales las cuales se reparten en las columnas de los extremos.

En el caso de los pisos pares (figura 4.11 (a)), la carga axial en la viga se determina por medio de un equilibrio de fuerzas horizontales mediante las siguientes ecuaciones:

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

El esfuerzo axial en la viga,  $P_u$ , corresponde al valor máximo de las siguientes ecuaciones:

$$P_{ui} = \frac{F_i}{2} + (T_{max})_{i+1} \cos(\theta_{i+1}) - (C_{max})_i \cos(\theta_i) \quad (4.6)$$

$$P_{uj} = (T_{max})_i \cos(\theta_i) - (C_{max})_{i+1} \cos(\theta_{i+1}) - \frac{F_i}{2} \quad (4.7)$$

$$P_u = \max \{P_{ui} ; P_{uj}\}$$

En el caso del último piso, debido a que no existen arriostramientos en el nivel superior, los términos de fuerzas esperadas  $(T_{max})_{i+1}$  y  $(C_{max})_{i+1}$  son iguales a 0. Por otro lado, en los pisos impares (figura 4.11 (b)), dado que las fuerzas esperadas en las riostras son similares tanto en los niveles superiores como inferiores ( $(T_{max})_{i+1} = (T_{max})_i ; (C_{max})_{i+1} = (C_{max})_i$ ), estos esfuerzos se anulan y la carga axial que recibe la viga es igual a 0. En la tabla 4.17 y en la tabla 4.18 se muestran los resultados de las cargas axiales en las vigas utilizando el mecanismo 1 y el mecanismo 2, respectivamente.

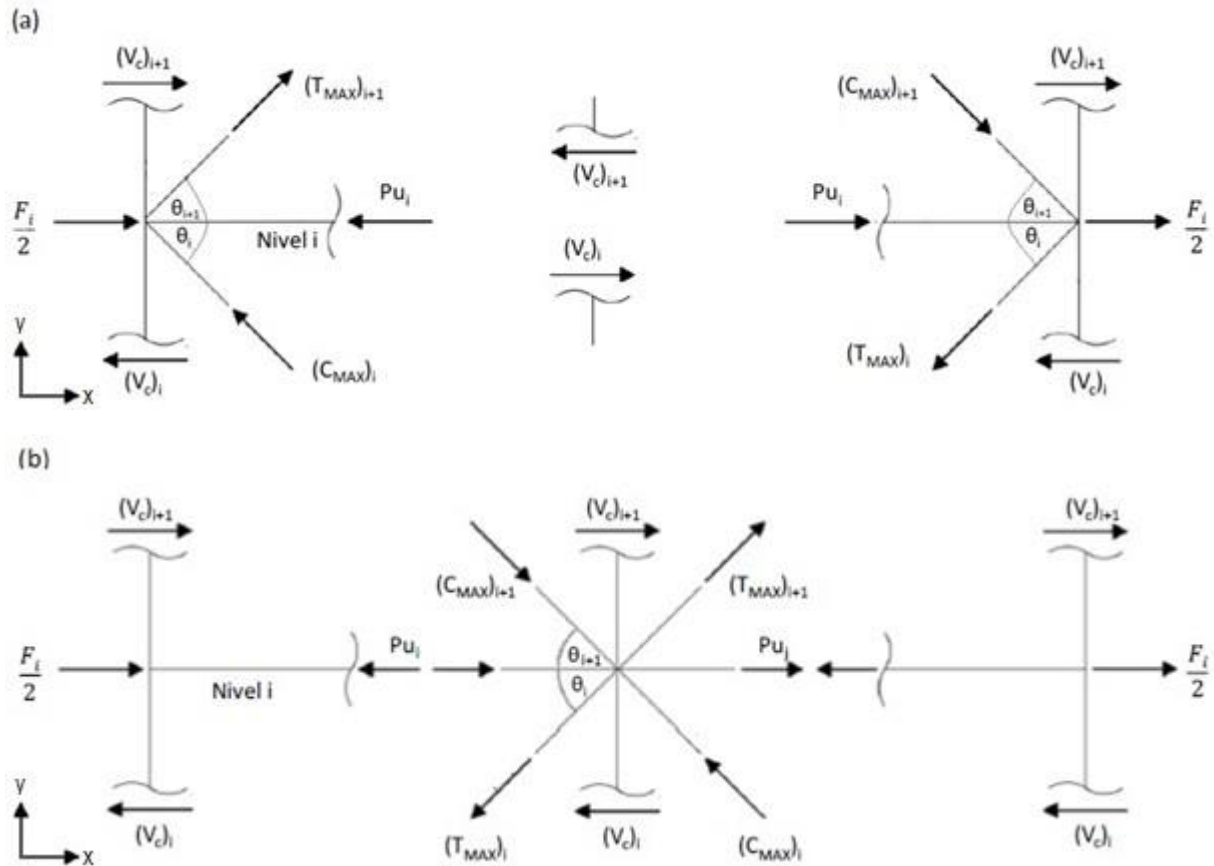


Figura 4.11 – Diagrama de cuerpo libre (a): nivel par, (b): nivel impar

Tabla 4.17 – Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 1

**Mecanismo 1:**

Piso "i"	T i [tonf]	C i [tonf]	T i+1 [tonf]	C i+1 [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	Fi [tonf]	Pu [tonf]	$\phi P_n c$ [tonf]
4	302	259	0	0	33	0	468	25	204
3	302	259	302	259	33	33	0	0	204
2	302	259	302	259	33	33	0	37	204
1	302	259	302	259	33	33	0	0	204

Tabla 4.18 – Diseño por capacidad de la viga mediante mecanismo 2

**Mecanismo 2:**

Piso "i"	T <sub>i</sub> [tonf]	C <sub>i</sub> [tonf]	T <sub>i+1</sub> [tonf]	C <sub>i+1</sub> [tonf]	θ <sub>i</sub> [°]	θ <sub>i+1</sub> [°]	F <sub>i</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> [tonf]	φP <sub>n c</sub> [tonf]
4	302	78	0	0	33	0	317	94	204
3	302	78	302	78	33	33	0	0	204
2	302	78	302	78	33	33	0	188	204
1	302	78	302	78	33	33	0	0	204

**4.5.4.2. 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.

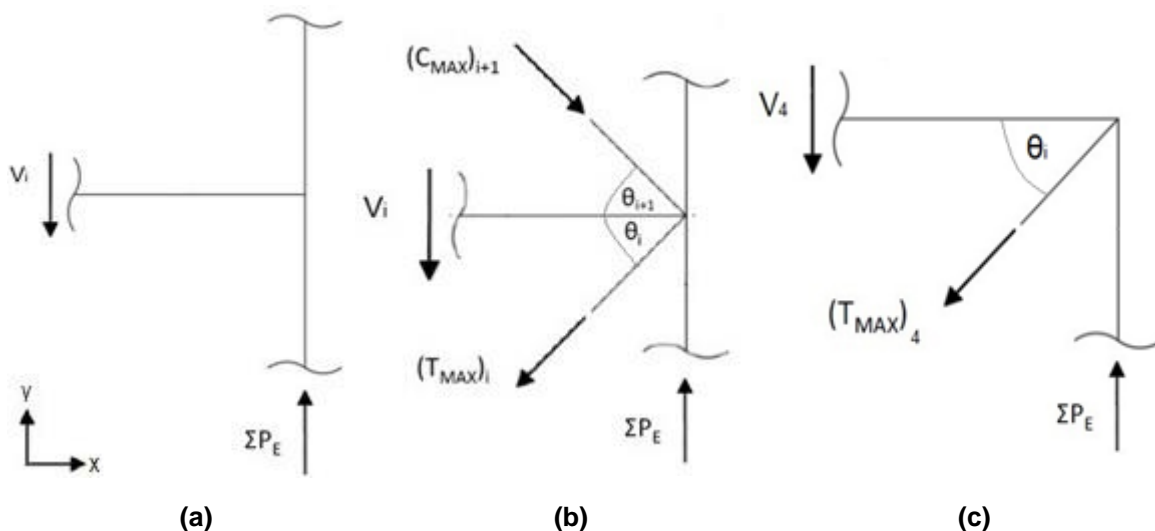


Figura 4.12 – Diagrama de cuerpo libre para el diseño por capacidad en las columnas (a): nivel impar, (b): 2do nivel, (c): último nivel

Realizando un equilibrio de fuerzas en el eje vertical y tomando como referencia el diagrama de cuerpo libre de la figura 4.12, se puede obtener la carga axial a compresión que recibe la columna en cada nivel a través de las siguientes ecuaciones:

**Nivel 4:**

$$P_{E,4} = (T_{m\acute{a}x,4}) \sin(\theta_4) + V_4 \quad (4.8)$$

**Nivel 3:**

$$P_{E,3} = P_{E,4} + V_3 \quad (4.9)$$

**Nivel 2:**

$$P_{E,2} = P_{E,3} + C_{m\acute{a}x,3} \sin(\theta_3) + T_{m\acute{a}x,2} \sin(\theta_2) + V_2 \quad (4.10)$$

**Nivel 1:**

$$P_{E,1} = P_{E,2} + V_1 \quad (4.11)$$

El corte de la columna,  $V_i$ , representa la fuerza vertical producto del equilibrio de fuerzas que se produce en las diagonales, la cual, para una configuración en X de dos niveles, es a menudo despreciada [25]. Además, se debe incorporar la fuerza resultante de las cargas gravitacionales que incurren en las columnas, utilizando la combinación de carga 1.2D + 1.6L. En la tabla 4.19 y 4.20 se muestran los resultados utilizando el mecanismo 1 y mecanismo 2, respectivamente.

Tabla 4.19 – Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 1

**Mecanismo 1:**

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{e_i}$ [tonf]	$P_u = 1.2D + 1.6L$ [tonf]	$P_{e_i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_{n_c}$ [tonf]
4	259	302	0	33	0	166	16	182	600
3	259	302	259	33	33	166	32	198	600
2	259	302	259	33	33	475	48	523	600
1	259	302	259	33	33	475	64	539	600

Tabla 4.20 – Diseño por capacidad de la columna mediante mecanismo 2

**Mecanismo 2:**

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{e_i}$ [tonf]	$P_u = 1.2D + 1.6L$ [tonf]	$P_{e_i} + P_u$ [tonf]	$\phi P_{n_c}$ [tonf]
4	78	302	0	33	0	166	16	182	600
3	78	302	78	33	33	166	32	198	600
2	78	302	78	33	33	376	48	424	600
1	78	302	78	33	33	376	64	440	600

## 4.6. Análisis marco *BRB*

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

### 4.6.1. Características geométricas

Para analizar el marco con elementos *BRB* es necesario primero definir los parámetros geométricos que influyen en su diseño. En la figura 4.13 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:

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

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

$L_{wp}$ : Longitud total del arriostramiento.

$\Delta_{brace}$ : Deformación longitudinal de la riostra.

$\Delta_{frame}$ : Deformación longitudinal de la viga.

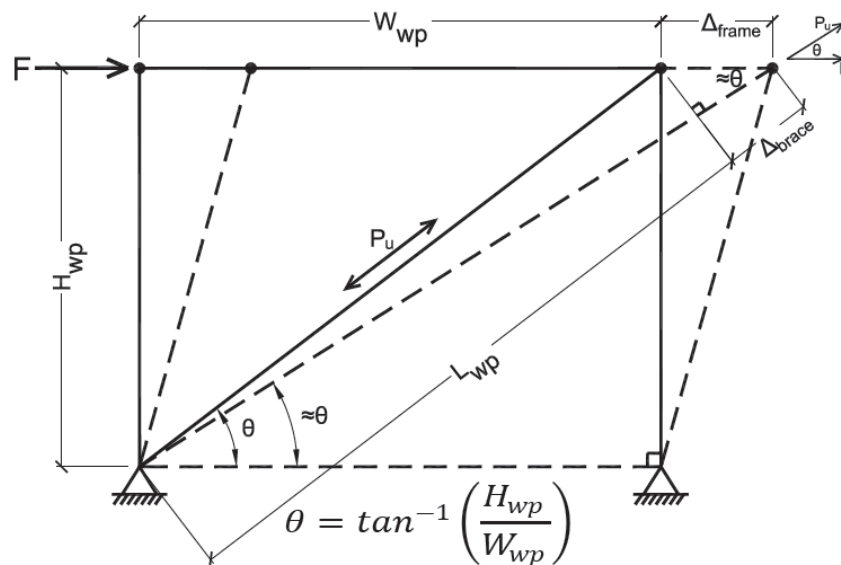


Figura 4.13 – Deformación del marco con una diagonal simple [76]

Un aspecto importante al momento de modelar los *BRB* es obtener su rigidez elástica. Sin embargo, como se muestra en la figura 4.14, los *BRB* son miembros no prismáticos compuesto por 3 regiones con distinta rigidez, las cuales se deben evaluar para poder estimar la rigidez efectiva (real) de la riostra *BRB*. Esta rigidez efectiva se puede determinar asumiendo que estos tres componentes están dispuestos en serie, como se muestra en la ecuación 4.12:

$$K_{eff} = \frac{E}{\left(\frac{L_c}{A_c} + \frac{L_t}{A_t} + \frac{L_n}{A_n}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_n}\right)} \quad (4.12)$$

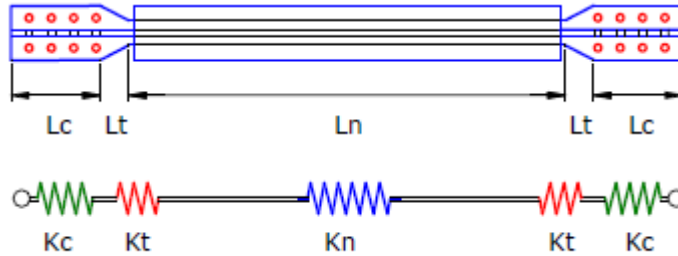


Figura 4.14 - Modelo para el análisis estructural de las BRB [28]

Donde:

$K_n$ : Rigidez axial del núcleo

$K_t$ : Rigidez de la zona de transición

$K_c$ : Rigidez de las conexiones

Este valor de rigidez efectiva  $K_{eff}$  se encuentra típicamente entre los rangos de 1.3 y 1.8 veces la rigidez de un elemento prismático con un núcleo de acero extendido a una distancia  $L_{wp}$  [25]. Es decir:

$$K_{eff} \approx 1.3 - 1.8 * K_n \quad (4.13)$$

El fabricante CoreBrace [76] define este valor como  $K_{eff} \cong 1.67 * K_{n_{wp}}$  asumiendo que  $K_c$  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 4.14:

$$KF \cong \frac{L_{wp}}{L_n} = \frac{1}{0.6} = 1.67 \quad (4.14)$$

Donde  $KF$  corresponde a un factor de ajuste de la rigidez axial.

Estos parámetros deben ser confirmados y entregados por algún proveedor de BRB. Para este proyecto, se considerará inicialmente lo que establece el proveedor CoreBrace [76] en su catálogo. De esta manera, las características geométricas del marco de este trabajo se muestran en la tabla 4.21

Tabla 4.21 – Características geométricas del BRB

Piso	$H_{wp}$ [cm]	$W_{wp}$ [cm]	$\theta^\circ$	$L_{wp}$ [cm]	KF	$L_n$ [cm]
4	330	500	33.42	599	1.67	359
3	330	500	33.42	599	1.67	359
2	330	500	33.42	599	1.67	359
1	330	500	33.42	599	1.67	359

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

Las riostras deben diseñarse de tal modo que la resistencia a la tracción sea la misma que a compresión. Dicho esto, la resistencia de diseño de estos elementos está dado por la ecuación 4.15:

$$P_u = \phi F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (4.15)$$

Donde:

$P_u$ : Carga última axial, según combinaciones LFRD

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

$A_{sc}$ : Área del núcleo de acero

$\phi$ : Factor de reducción para el estado límite de fluencia

Como se explicó en el capítulo III, para el diseño del dissipador de energía y el diseño de la estructura sismorresistente, se utilizan los espectros del Sismo Máximo Probable (SMP) y del Sismo de Servicio (SDS), respectivamente. En las tablas 4.22 y 4.23 se muestran los resultados del área de núcleo requerido y suministrado en las direcciones Y y X, respectivamente, utilizando el espectro SMP de la NCh3411.

Tabla 4.22 – Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado utilizando NCh3411, dirección Y

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc, suministrado}$ [cm <sup>2</sup> ]
4	216	85	180
3	401	158	180
2	568	225	300
1	724	286	300

Tabla 4.23 – Carga última axial y área de núcleo de acero suministrado utilizando NCh3411, dirección X

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc, suministrado}$ [cm <sup>2</sup> ]
4	203	80	180
3	361	143	180
2	536	212	300
1	700	277	300

Sin embargo, debido a la gran cantidad de área suministrada proporcionada por el espectro SMP para el núcleo de acero del *BRB*, se optará por diseñar este núcleo utilizando el mismo procedimiento que se utilizó para el diseño de las diagonales del sistema *SCBF*, esto es, considerando la envolvente de las combinaciones de cargas según el método LFRD de la norma NCh3171 y el espectro de diseño de la norma NCh433, y verificando que los elementos estructurales que no son parte del dissipador de energía, se mantengan dentro del rango lineal elástico mediante un diseño por capacidad y un análisis no lineal dinámico. Esta hipótesis se verificará más adelante (ver anexo F). En la tabla 4.24 y 4.25 se presenta el área requerida de núcleo de acero para cada piso con su respectiva área suministrada en la dirección Y, y en la dirección X, respectivamente, utilizando la norma NCh433.

Tabla 4.24 – Área del núcleo de acero utilizando NCh433, dirección Y

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc, suministrado}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$
4	35	15.37	35	80	0.44
3	65	28.55	35	80	0.81
2	86	37.77	55	125	0.69
1	114	50.07	55	125	0.91

Tabla 4.25 – Área del núcleo de acero utilizando NCh433, dirección X

Piso	$P_u$ [tonf]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc, suministrado}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$	$P_u/\phi P_n$
4	31	13.61	35	80	0.39
3	55	24.15	35	80	0.69
2	79	34.69	55	125	0.63
1	106	46.55	55	125	0.85

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. [49] sugirieron que la funda se debe diseñar (ignorando el efecto del mortero) para una rigidez a flexión tal que:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1 \quad (4.16)$$

Donde:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{sc}}{L_{sc}^2} \quad (4.17)$$

$P_y$ : 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,  $\phi$ , de 0.85 en el numerador, entonces:

$$\frac{\phi P_e}{1.3 P_y} \geq 1 \quad (4.18)$$

Luego, ordenando los términos se obtiene:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5 \quad (4.19)$$

Tomando una sección rectangular (HSS) de 254x254x8 para los 2 niveles de la estructura, y una sección rectangular de 305x305x8 para los 2 niveles superiores, se verifica que el tubular cumpla con la ecuación 4.19. En la tabla 4.26 se muestra las dimensiones de la funda de acero en cada piso.

Tabla 4.26 – Dimensiones de la funda de acero

Piso	Funda	$P_e$ [tonf]	$P_y$ [tonf]	$P_e/P_y$
4	254x254x8	442	88.55	5
3	254x254x8	442	88.55	5
2	305x305x8	779	139	5.6
1	305x305x8	779	139	5.6

### 4.6.3. Peso de la estructura

Para este sistema la distribución de los arriostramientos será similar que en el caso con los marcos SCBF, las conexiones serán rotuladas y apernadas a una placa. En la figura 4.15 y en la figura 4.16 se ilustra el modelo tridimensional y la elevación A del edificio en estudio, respectivamente, a través del programa ETABS.

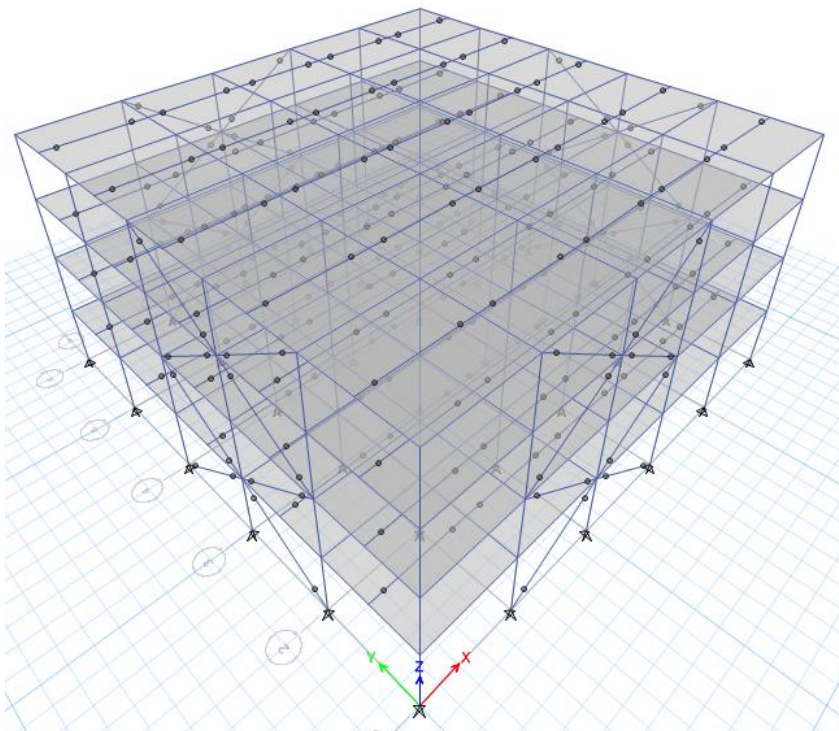


Figura 4.15 – Modelo Tridimensional del edificio con riostras BRB

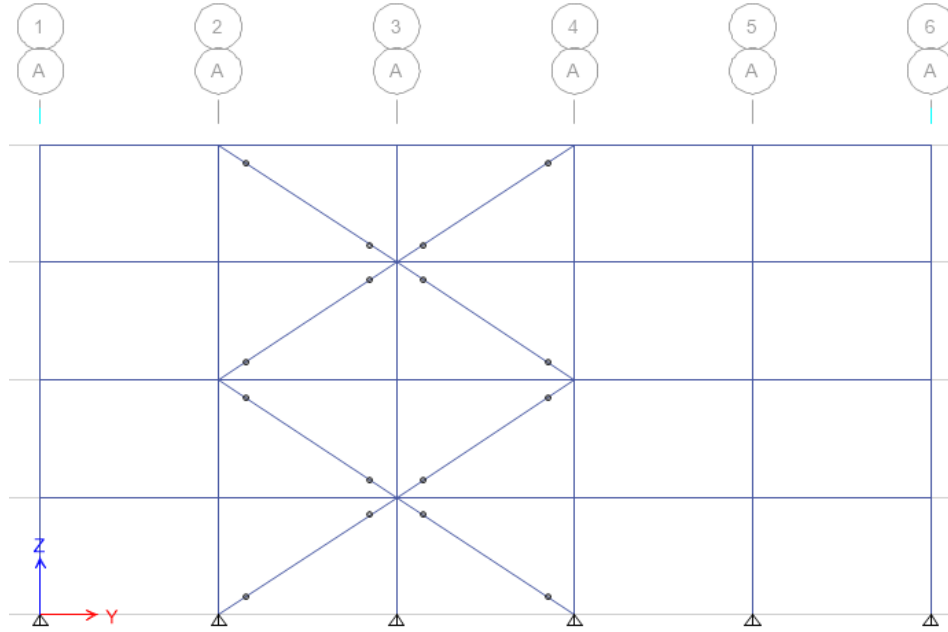


Figura 4.16 – Elevación del eje A del edificio con riostras BRB

En la tabla 4.27 se muestra el resultado de la carga muerta considerando la carga permanente de 100 [kgf/m<sup>2</sup>] más el peso propio del material y la sobrecarga de 500 [kgf/m<sup>2</sup>]. En la tabla 4.28 se observan los valores de peso y masa sísmicos, mientras que en la tabla 4.29 se ilustra el peso por el área de la estructura en cada piso.

Tabla 4.27 – Valores de carga muerta y carga viva

Carga muerta [tonf]	Carga viva [tonf]
1017	1250

Tabla 4.28 – Valores de peso y masa sísmica

Peso Sísmico [tonf]	Masa Sísmica [tonf/g]
1330	136

Tabla 4.29 – Peso por unidad de área de la estructura, utilizando marcos BRB

Piso	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m <sup>2</sup> ]	P/A [tonf/m <sup>2</sup> ]
4	31	308	625	0.49
3	34	333	625	0.53
2	34	333	625	0.53
1	34	333	625	0.53
Base	2	24	-	-
Total	135	1330	2500.00	0.53

## 4.6.4. Análisis modal espectral

### 4.6.4.1. Periodos de vibración y masas equivalentes

En la tabla 4.30 se presentan los periodos de mayor masa traslacional, para cada dirección de análisis, junto con su masa traslacional equivalente. Se puede apreciar un aumento de los periodos fundamentales con respecto al sistema con arriostramiento convencional, esto se debe a que los *BRB* proporcionan una menor rigidez lateral, y por ende, su diseño está controlado generalmente por las deformaciones entrepisos consecutivos [77].

Tabla 4.30 – Periodos y masas traslacionales utilizando marcos *BRB*

Modo	T* [s]	Me <sub>x</sub>	Me <sub>y</sub>
1	0.521	0	0.8699
2	0.506	0.8748	0

### 4.6.4.2. Corte basal

La norma NCh3411 establece como base para el diseño sísmico de la estructura sismorresistente los requisitos de la norma NCh433, modificando o adicionando ciertas disposiciones debido a los efectos derivados de la incorporación de los dispositivos de disipación, como se describió en el capítulo III. Esta adición corresponde al cálculo de un corte basal mínimo,  $V_{min}$ , el cual se obtiene considerando la demanda de diseño de NCh433 reducida por el factor de amortiguamiento  $\beta_1$ , y a la utilización de un factor de reducción modal  $R_o = 8$ . Asumiendo que el sistema sismorresistente pertenece a categoría 1 (dado que el sistema incluye diagonales con pandeo restringido), el factor  $\beta_1$  es de 1.33. Dicho esto, en la tabla 4.31 se muestran los resultados del corte basal máximo y mínimo mediante la norma NCh433, y el resultado del corte basal mínimo de la norma NCh3411, que corresponde al valor máximo entre el corte basal obtenido con el espectro SDS y el obtenido de la ecuación 3.16.

Tabla 4.31 – Comparación corte basal de diseño para NCh433 y NCh3411

	Corte basal de diseño		Norma
Q min	106	[tonf]	NCh433
Q max	255	[tonf]	NCh433
V min	192	[tonf]	NCh3411

Para el sistema sismorresistente de este trabajo, se utilizará el mayor valor de respuesta espectral obtenidas entre estas normas. Dado que la estructura es muy rígida, el corte basal de diseño de la NCh3411 es menor al corte basal de diseño obtenido de la NCh433. Por lo tanto, el corte basal de diseño para la estructura sismorresistente de este trabajo corresponde al corte máximo estipulado por la normativa NCh433. En la figura 4.17 se presentan los espectros de diseño de la estructura sismorresistente para ambas normativas vigentes.

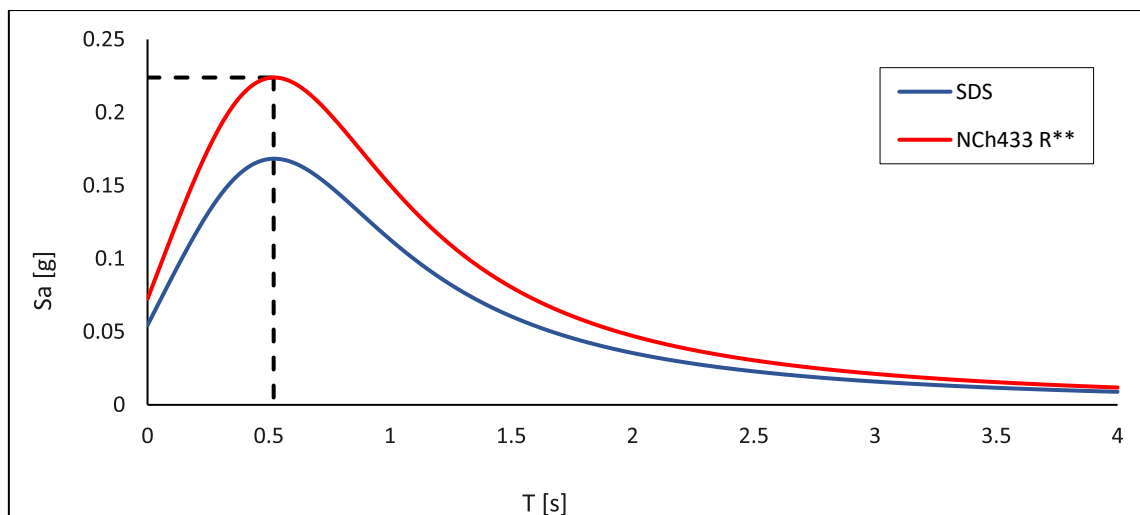


Figura 4.17 – Espectro de diseño (NCh433) y espectro de Sismo de Servicio (NCh3411)

En la tabla 4.32 se observan los límites para los cortes basales de la estructura. Si bien la zona sísmica y el tipo de suelo es la misma que con el caso anterior (*SCBF*), estos valores difieren un poco con los marcos convencionales debido al aumento del peso sísmico del edificio, aumentando así el corte basal máximo. Los resultados del análisis modal espectral para el sistema *BRB* se muestra en la tabla 4.33.

Tabla 4.32 – Corte máximo y corte mínimo

Corte mínimo			Corte máximo		
$C_{min}$	0.08		$C_{max}$	0.192	
$Q_{o, min}$	106	[tonf]	$Q_{o max}$	255	[tonf]

Tabla 4.33 – Resultados de corte basal para marcos *BRB*

Dirección	P [tonf]	$Q_o$ elástico [tonf]	$Q_o$ elástico/P [%]	$R^*$	$Q_o$ [tonf]	$Q_o/P$ [%]	$Q_{max}$ [tonf]	$R^{**}$	$Q_{max} / P$ [%]
Y	1330	1691	127.15	4.31	391	29	255	6.62	19.2
X	1330	1699	127.75	4.27	389	29	255	6.65	19.2

#### 4.6.4.3. Espectro de diseño

En la figura 4.18 se observa el espectro elástico y el espectro de diseño de la norma NCh433 para el sistema con marcos *BRB*. El aumento del periodo fundamental debido a la incorporación de las barras de pandeo restringido derivó en que el sistema se encuentre en el punto más alto del espectro de diseño, obteniendo aceleraciones más grandes y, por ende, esfuerzos de corte un poco más grande con respecto a la estructura con marcos *SCBF*.

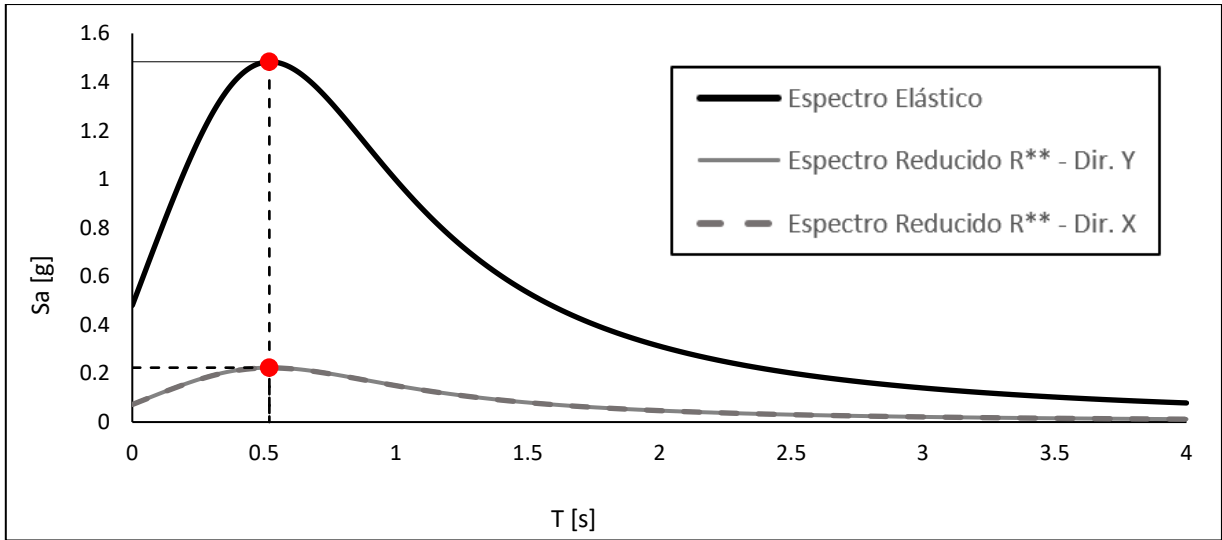


Figura 4.18 – Espectro elástico y espectro de diseño en sistema *BRB* para Z3SD, NCh433

#### 4.6.4.4. Distribución de corte en altura

En la figura 4.19 se observa la distribución del corte basal en la altura del edificio, donde el valor máximo se alcanza en la base con el valor correspondiente al corte máximo de diseño de 255 [tonf].

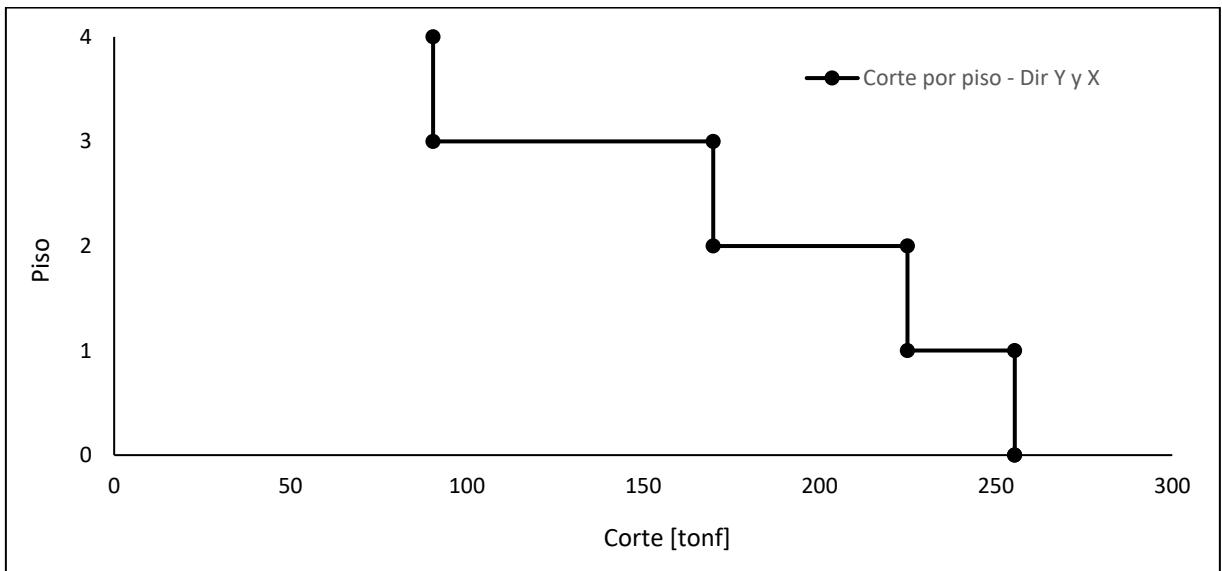


Figura 4.19 – Corte por piso, sistema *BRB*

#### 4.6.5. Deformaciones sísmicas

La norma NCh3411 establece que la limitación de deformación máxima entrepisos es la misma que la que propone la NCh433. Alternativamente, se permite verificar las deformaciones mediante un análisis no lineal dinámico con un nivel de movimiento sísmico SDS amplificado por  $R^*$ , considerando  $\beta_1 = 1$ , y amplificando los límites de deformación de NCh433 por  $R_1$ . Sin embargo, para seguir el mismo criterio

establecido con el sistema *SCBF* utilizando la normativa NCh433, las deformaciones sísmicas se verificarán con el espectro de diseño de esta norma, omitiendo el factor de reducción,  $\beta_1$ , debido a la adición de amortiguamiento de los disipadores, otorgando así una mayor demanda sísmica y, en consecuencia, un diseño más conservador.

Los resultados de los *drift* entrepiso para el caso de los marcos *BRB* se muestran en la tabla 4.34. Se puede apreciar como las deformaciones de la estructura aumentan al incorporar estos disipadores de energía y hacer de la estructura un poco más flexible, alcanzando valores cercanos al límite establecido por la norma NCh433 en los primeros niveles del edificio, como se muestra en la figura 4.20. En el Anexo B, al igual que con el sistema *SCBF*, se muestra con más detalle los valores *drifts* con respecto al CM y con respecto a un punto cualquiera.

Tabla 4.34 – Comparación de drift entrepiso

Drift máx [%] - Dir. X	Drift máx [%] - Dir. Y	Drift máx NCh433[%]
1.74	1.81	2

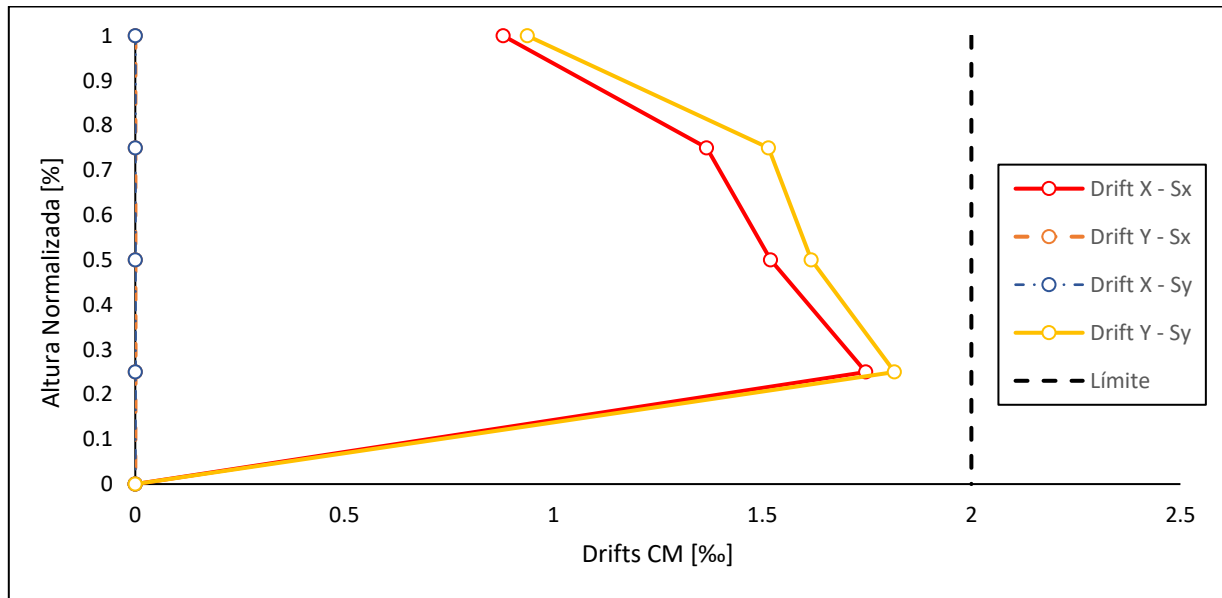


Figura 4.20 – Drift CM en sistema con marcos *BRB*

#### 4.6.6. Diseño por capacidad

El AISC341-16 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*. Estas fuerzas máximas (en tracción y compresión) que se desarrollan en las diagonales se obtienen al amplificar la fuerza de fluencia del núcleo de acero ( $P_{y_{sc}}$ ) por diversos factores de ajuste, los cuales corresponden a un factor de la resistencia esperada del material ( $R_y$ ), un factor de ajuste producto de la expansión lateral del núcleo en compresión ( $\beta$ ) y un factor de ajuste por endurecimiento debido a la resistencia post-fluencia del acero ( $\omega$ ). La amplificación debido a la resistencia esperada del material puede eliminarse si la tensión de fluencia de la riostra se determina mediante ensayos. Las fuerzas máximas de compresión y tracción se muestran en las ecuaciones 4.20 y 4.21, respectivamente:

$$C_{m\acute{a}x} = \beta\omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4.20)$$

$$T_{m\acute{a}x} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4.21)$$

En la figura 4.21 se muestra el comportamiento bilineal de fuerza-desplazamiento de un *BRB* y la relación de los factores  $\beta$  y  $\omega$  con las fuerzas en la riostra y el esfuerzo de fluencia de esta. 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 AISC341-16 [20].

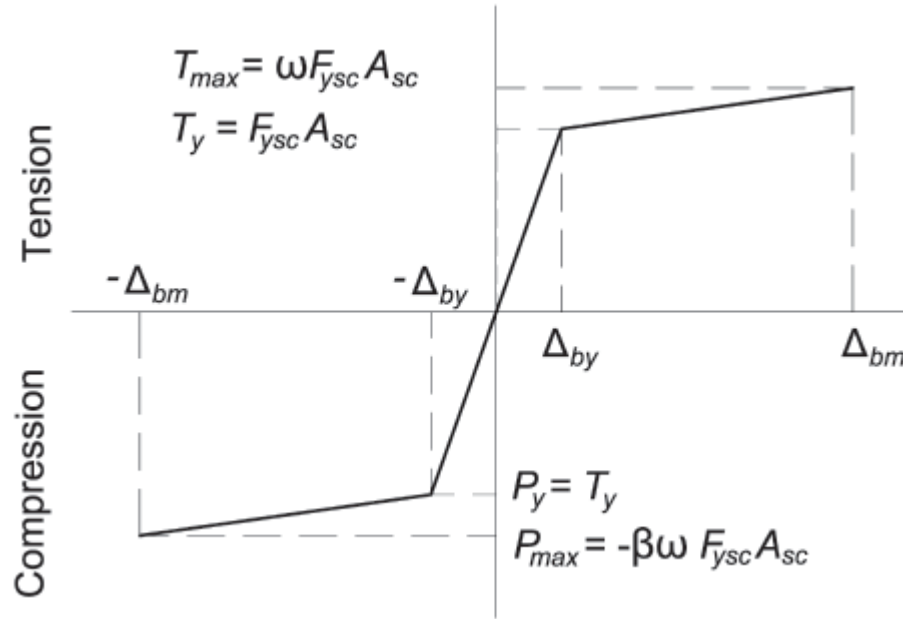


Figura 4.21 – Diagrama fuerza-desplazamiento de la riostra BRB [20]

Las deformaciones unitarias asociadas a los factores de ajuste  $\beta$  y  $\omega$  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, el procedimiento para estimar las deformaciones unitarias es:

**1) 2 veces el *drift* de entrepiso de diseño ( $200\% \Delta_{bm}$ )**

- Extraer del modelo *ETABS* las correspondientes cargas axiales  $P_{bx}$  actuantes sobre las riostras.
- Estimar la longitud de fluencia  $L_n$ . Como se detalló anteriormente, dicho valor lo proporciona el proveedor de los *BRB*, sin embargo, como una estimación inicial, para este trabajo se asumirá como el 60% de la longitud total de arriostramiento, valor dentro del rango usado en la práctica [56].
- Calcular la deformación longitudinal del *BRB* correspondiente al *drift* de piso  $\Delta_{bx}$ :

$$\Delta_{brace} = \Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_n}{E A_{sc}} \quad (4.22)$$

- Calcular la deformación longitudinal del *BRB* correspondiente al *drift* de diseño

$$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx} \quad (4.23)$$

- Calcular la deformación unitaria promedio del *BRB*.

$$\varepsilon_{BRC} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ysc}} \quad (4.24)$$

## 2) *Drift* entrepiso correspondiente al 2%

De otro modo, la deformación de la riostra ( $\Delta_{brace}$ ) asociada a un *drift* de entrepiso del 2%, se puede obtener mediante la figura 4.13:

$$\frac{\Delta_{frame}}{H_{wp}} = 0.02 \quad (4.25)$$

$$\Delta_{brace} = \Delta_{frame} \cos(\theta) \quad (4.26)$$

$$\Delta_{brace} = 0.02 H_{wp} \cos(\theta) \quad (4.27)$$

Así, se tiene que:

$$\varepsilon = \frac{\Delta_{brace}}{L_{ysc}} \quad (4.28)$$

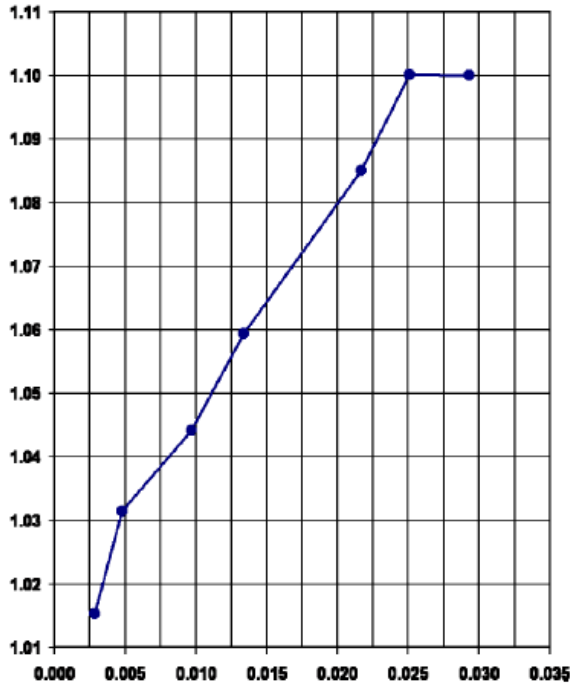
En la tabla 4.35 se muestran los resultados de las deformaciones unitarias:

Tabla 4.35 – Deformaciones unitarias asociadas al *drift* de diseño

2 veces el drift de entrepiso de diseño (200% $\Delta_{bm}$ )						Drift entrepiso correspondiente al 2%		
Pbx [tonf]	$\Delta_{bx}$ [cm]	Cd	$\Delta_{bm}$ [cm]	2* $\Delta_{bm}$ [cm]	$\varepsilon_{br}$ [%]	$\Delta_{frame}$ [cm]	$\Delta_{brace}$ [cm]	$\varepsilon$ [%]
35	0.17	5	0.85	1.71	0.48	6.60	5.51	1.54
65	0.32	5	1.59	3.17	0.88	6.60	5.51	1.54
86	0.27	5	1.34	2.67	0.74	6.60	5.51	1.54
114	0.35	5	1.77	3.54	0.99	6.60	5.51	1.54

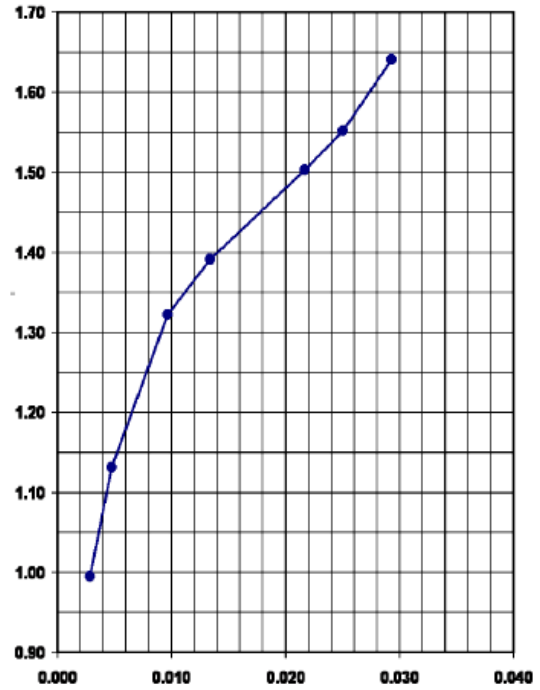
Los valores iniciales de  $\beta$  y  $\omega$  se estimaron de la curva de la figura 4.22, correspondiente de la empresa CoreBrace [78] asociado a una deformación unitaria de  $\varepsilon = 1.54$  [%]. Sin embargo, estos valores deben ser verificados por la misma empresa. La NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*) establece que el rango de  $\beta$  se encuentra entre 1.05 y 1.15, y el de  $\omega$  entre 1.3 y 1.5 [56].

Sample  $\beta$  Backbone Curve



Strain ( $\varepsilon$ )

Sample  $\omega$  Backbone Curve



Strain ( $\varepsilon$ )

Figura 4.22 – Curva “esqueleto” de los parámetros de ajuste [78]

Una vez obtenidos los factores de ajuste y asumiendo un valor de  $R_y = 1.5$  para un acero A36 [20], se calculan las cargas máximas ajustadas. Los resultados de estas cargas se muestran en la tabla 4.36.

Tabla 4.36 – Valores de tensión y compresión ajustada

Piso	$\beta$	$\omega$	$R_y$	$P_{y\text{sc}}$ [tonf]	$T_{\text{max}}$	$C_{\text{max}}$
4	1.07	1.43	1.5	88.55	190	203
3	1.07	1.43	1.5	88.55	190	203
2	1.07	1.43	1.5	139	298	319
1	1.07	1.43	1.5	139	298	319

A continuación, con las fuerzas máximas estimadas, se puede realizar el diseño por capacidad de los elementos adyacentes a las *BRB*. Como alternativa para este proceso, se puede efectuar un análisis no lineal para obtener directamente las demandas sobre cada elemento del marco.

#### 4.6.6.1. Diseño por capacidad de vigas

Se verificará la resistencia de las vigas debido a las cargas axiales máximas que presentará la diagonal para la deformación estimada anteriormente. 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 4.4.5. En la tabla 4.37 se muestran los resultados del diseño por capacidad en vigas para marcos *BRB*.

Tabla 4.37 – Diseño por capacidad en vigas, para marcos *BRB*

Piso "i"	$T_i$ [tonf]	$C_i$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$F_i$ [tonf]	$P_{ui}$ [tonf]	$P_{uj}$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$\phi P_{nc}$ [tonf]
4	190	203	0	0	33	0	328	-39	-6	-39	166
3	190	203	190	203	33	33	0	0	0	0	166
2	298	319	190	203	33	33	188	-14	-14	-14	166
1	298	319	298	319	33	33	0	0	0	0	166

#### 4.6.6.2. Diseño por capacidad de columnas

Utilizando el mismo criterio que en el caso *SCBF*, los resultados del diseño por capacidad de las columnas se muestran en la tabla 4.38.

Tabla 4.38 – Diseño por capacidad en columnas, para marcos *BRB*

Piso "i"	$C_i$ [tonf]	$T_i$ [tonf]	$C_{i+1}$ [tonf]	$T_{i+1}$ [tonf]	$\theta_i$ [°]	$\theta_{i+1}$ [°]	$P_{ei}$ [tonf]	$P_u = 1.2D + 1.6L$ [tonf]	$P_{ei} + P_u$ [tonf]	$\phi P_{nc}$ [tonf]
4	203	190	0	0	33	0	105	19	124	600
3	203	190	203	190	33	33	105	35	140	600
2	319	298	203	190	33	33	381	56	437	600
1	319	298	319	298	33	33	381	72	453	600

## 4.7. Marco con elementos SC

Como se explicó en el capítulo II, existen diversos autores que proponen distintos modelos y diseños de un dispositivo autocentrante. Para este trabajo, no se considerará el diseño de un dispositivo en particular, sino que se modelará un material con un sistema autocentrante cuyo comportamiento histerético en "forma de bandera" sea similar al que tienen estos elementos.

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* para el sistema *BRB* serán los mismos que lo del sistema con marcos *SC*.

Por lo tanto, los periodos de vibración de la estructura con barras de pandeo restringido serán los mismos que los del sistema con elementos autocentrantes.

En la tabla 4.39 se muestra la rigidez elástica y la fuerza de fluencia de cada piso de los sistemas con marcos *BRB* y *SC*. Estos valores se pueden comparar con diferentes trabajos realizados por diversos autores basados en la investigación del comportamiento sísmico de los marcos con elementos *BRB*. Por ejemplo, un estudio sobre demandas sísmicas en edificios de acero arriostrado con riostras de pandeo restringido realizado por Sabelli et al. [81], donde, para los primeros niveles de una estructura de 6 pisos, obtuvieron una rigidez axial inicial de 340 [tonf/cm]. Chen et al. [80], para un análisis de la respuesta sísmica de una estructura de 6 pisos con marcos de acero utilizando un sistema *BRB* y *SC*, obtuvo una rigidez inicial de 294 [tonf/cm] y una fuerza de fluencia de 174 [tonf] para los niveles inferiores. Otro estudio realizado por Zaruma [82] sobre la estabilidad sísmica de los marcos arriostrados con barras de pandeo restringido, uno de los prototipos estudiados corresponde al de un edificio de acero de 4 pisos donde las dimensiones de los perfiles de las columnas, las vigas y el área del núcleo de acero del *BRB* del primer nivel son de W14x132, W12x45 y 48 [cm<sup>2</sup>] respectivamente, valores similares a los obtenidos en este trabajo.

Tabla 4.39 – Rigidez inicial y Fluencia para los marcos *BRB* y *SC*

<b>Piso</b>	<b>P<sub>y</sub> [tonf]</b>	<b>K<sub>0</sub> [tonf/cm]</b>
4	88.55	205
3	88.55	205
2	139	322
1	139	322

# Capítulo V

## 5. Análisis no lineal

### 5.1. Introducción

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

Para la modelación y análisis de la respuesta no lineal de sistemas estructurales, el programa posee un amplio rango de modelos de materiales (*uniaxialMaterials nDMaterials, section*), elementos (*Truss, Corotational Truss, Zero-Length, Elastic BeamColumn, Force BeamColumn, entre otros*) y algoritmos de solución (*Linear, Newton, Newton with Line Search, Broyden, entre otros*). *OpenSees* utiliza métodos basados en elementos finitos, es decir, que para la modelación es necesario subdividir el sistema en elementos y nudos, para de esta manera definir la acción de cargas, y las restricciones nodales con los comandos correspondientes.

El modelo estructural inelástico puede diferenciarse por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. Las vigas, columnas y riostras se pueden modelar utilizando los conceptos mostrados en la figura 5.1

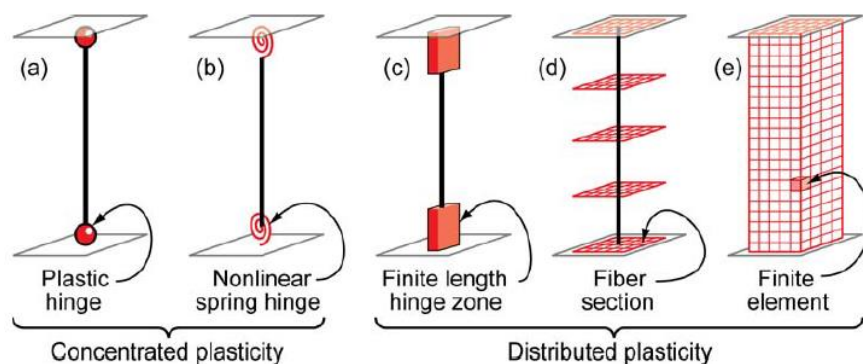


Figura 5.1 – Modelos idealizados con distinta plasticidad [77]

Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en el extremo del elemento, a través de una rótula plástica (a) o de un resorte inelástico con propiedades histeréticas (b). El modelo de rótula de longitud finita (c) es similar a los anteriores con la diferencia que ésta captura la fluencia del elemento de una forma más realista que las rótulas concentradas. Los modelos con secciones fibras (d) distribuyen la plasticidad por medio de integraciones numéricas a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de la longitud de estos, alcanzando así la fluencia en cualquier punto del elemento. Por último, los modelos más complejos (e) discretizan el continuo a lo largo de la longitud de los miembros y a través de las secciones transversales en pequeños elementos finitos con propiedades constitutivas histeréticas no lineales que tienen numerosos parámetros de entrada. Esta modelación ofrece la mayor versatilidad, pero también presenta el mayor desafío en cuanto a la calibración de los parámetros del modelo y los recursos computacionales [77].

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: (1) un análisis incremental o “*pushover*”, donde se somete a la estructura a una carga incremental con una distribución triangular; (2) un análisis cuasi-estático cíclico, donde se imponen desplazamientos cíclicos controlados a nivel del diafragma; y (3) un análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) utilizando tres registros sísmicos ocurridos en Chile con una clasificación similar al de un suelo D.

## 5.2. Modelación de la estructura en *OpenSees*

Para este estudio las vigas y columnas se modelaron con una plasticidad distribuida (secciones fibras) utilizando elementos *forceBeamColumn* con una discretización de 12 fibras, valor recomendado por Filippou et al. [83] para una sección W en un análisis de dos dimensiones. Para las columnas se utilizaron 4 puntos de integración, mientras que en las vigas se utilizaron 3 puntos de integración.

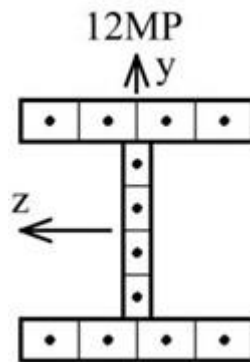


Figura 5.2 – Distribución de las fibras para las secciones W [83]

El material implementado para las vigas y columnas corresponde al modelo de Giuffre-Monegotto-Pinto (*uniaxialMaterial Steel02*), el cual corresponde a un material de acero con una deformación por endurecimiento isotrópica, como se muestra en la figura 5.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 5.1.

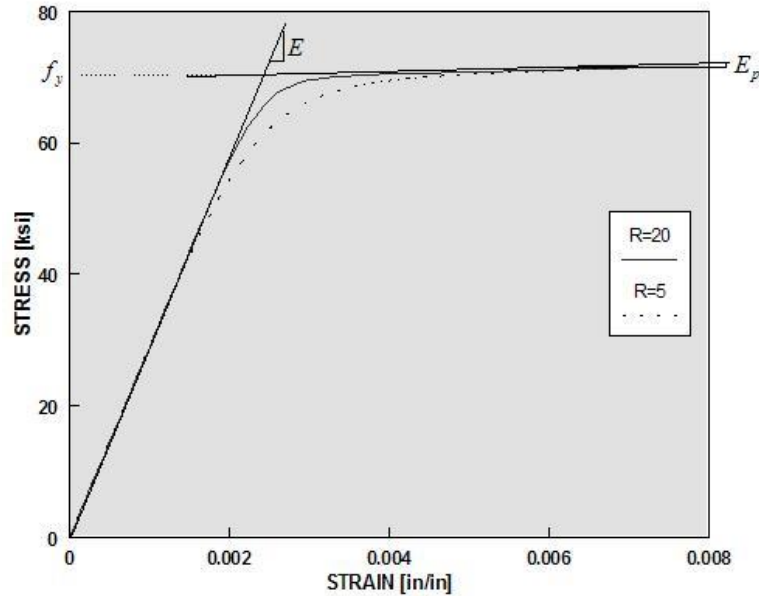


Figura 5.3 – Material Steel02 [24]

Tabla 5.1 – Parámetros para material Steel02 para vigas y columnas

Parámetro	Valor	Definición
b	0.01	Razón de deformación por endurecimiento
R0	20	Parámetros para controlar la transición de la curva elástica a la curva plástica
cR1	0.925	
cR2	0.15	
a1	0.0005	Parámetros de endurecimiento isotrópico
a2	0.01	
a3	0.0005	
a4	0.01	

Para los enlaces rígidos de las conexiones viga-columna y de las riostras se utilizaron elementos elásticos (*elasticBeamColumn*), donde el área y la inercia del enlace rígido de las riostras equivale a 10 veces el área e inercia de las diagonales, y el área e inercia del enlace rígido en la conexión viga-columna corresponde a 10 veces los valores de la sección de viga más grande.

En el anexo D se muestra una representación de los modelos donde aparece la numeración de los nodos y elementos que definen el modelo.

### 5.2.1. Modelo SCBF

Los arriostramientos del sistema SCBF se modelaron utilizando como criterio lo establecido por Uriz [84] donde realizó diversos ensayos y simulaciones variando distintos parámetros como la cantidad de elementos por riostra, números de puntos de integración, número de fibras para distintas secciones e imperfección geométrica del elemento, de manera de poder simular el comportamiento post-pandeo y

fractura de las riostras de acero. Por lo tanto, para el modelamiento de las diagonales de este estudio, se consideraron las siguientes características: las riostras se componen del material *Steel02* con elementos no lineales (*forceBeamColumn*) donde cada riostra se subdivide en 20 elementos con 3 puntos de integración en cada uno. Se utilizaron 60 fibras para modelar la sección circular del tubular y se otorgó una imperfección geométrica correspondiente al 0.05% de la longitud efectiva del tubular, como se muestra en la figura 5.4. Para el modelamiento de las placas gusset se utilizó el mismo planteamiento que realizó Uriz, esto es, considerar la placa gusset de conexión como un elemento fibra basado en la fuerza (*forceBeamColumn*), con una sección cuadrada discretizada en 8 fibras a través del espesor de la placa y 8 fibras a través de su altura nominal.

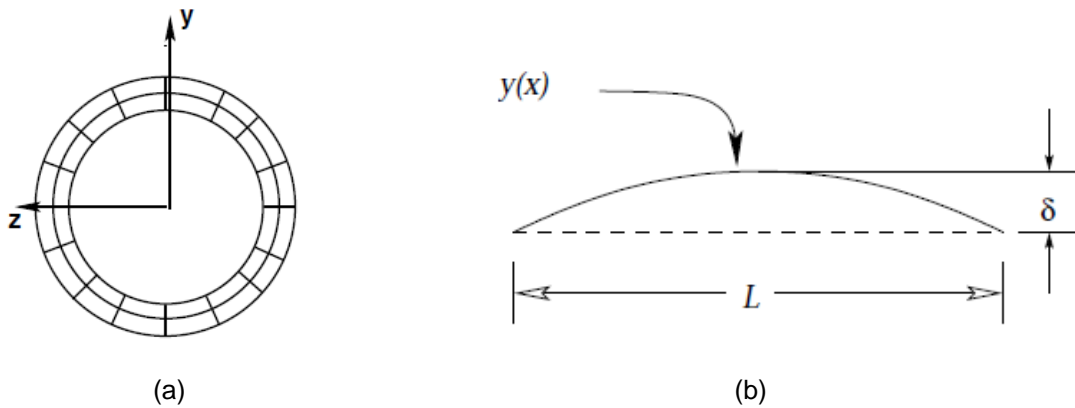


Figura 5.4 – (a): Discretización de la sección circular con 2 fibras en la dirección radial y 30 fibras en la dirección circunferencial; (b): Imperfección geométrica inicial de la riostra [84]

La fractura debido a la fatiga producto de varios ciclos de tracción y compresión se simula con el modelo de material de fatiga (*Fatigue material*) creado por Uriz [84] y que está disponible en *OpenSees*. El modelo se basa en una regla de acumulación de deformación lineal dentro del dominio logarítmico de la relación Coffin-Manson y se puede representar por la ecuación 5.1:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 (N_f)^m \quad (5.1)$$

En esta ecuación,  $\varepsilon_0$  es un parámetro que indica la amplitud de la deformación,  $\varepsilon_i$ , en la que un ciclo completo de un material que no ha sido dañado causará una fractura. El coeficiente  $m$  es un parámetro que relaciona la sensibilidad de la amplitud total de la deformación del material con el número de ciclos,  $N_f$ , asociado a la fractura.

En la tabla 5.2 se muestran los parámetros utilizados en este estudio para el modelamiento de la fatiga de las riostras de acero, basado en las conclusiones que estableció Uriz en su trabajo [84].

Tabla 5.2 – 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
$b$	0.01	Razón de deformación por endurecimiento
$R_0$	20	Parámetros para controlar la transición de la curva elástica a la curva plástica
$cR1$	0.925	
$cR2$	0.15	
$a_1$	0.0005	Parámetros de endurecimiento isotrópico
$a_2$	0.01	
$a_3$	0.0005	
$a_4$	0.01	

En la tabla 5.3 se muestran los periodos obtenidos por el *ETABS* y por el *OpenSees*, la diferencia de estos periodos radica en las dimensiones de los enlaces rígidos que otorga cada programa.

Tabla 5.3 – Periodos fundamentales del sistema *SCBF*

Dirección de análisis	$T_n$ ETABS [s]	$T_n$ OpenSees [s]
Y	0.423	0.49

### 5.2.2. Modelo *BRBF*

Para el sistema estructural con elementos *BRB* se utilizó el material *Steel4* desarrollado por Zsarnoczay [85], el cual está basado en el material *Steel02* pero combinando parámetros de endurecimiento cinemáticos e isotrópicos. Los efectos de la fatiga del material no están incluidos en *Steel4*, en su lugar se utiliza el código *Fatigue Material* creado por Uriz para incluir los efectos de la fractura del material producto de la fatiga asociada a diversos ciclos. La calibración de los parámetros elaborados por Zsarnoczay se hizo en base a 15 ensayos de laboratorio. En la figura 5.5 se ilustran los resultados de dos ensayos realizados.

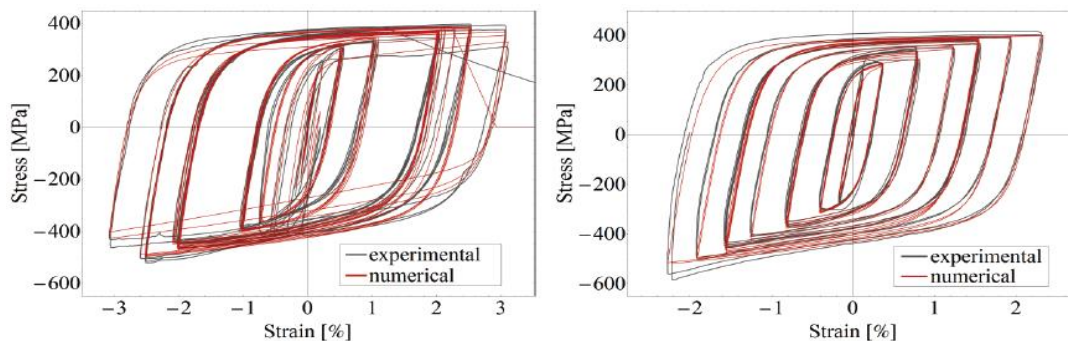


Figura 5.5 – Comparación de la respuesta numérica del *BRB* y los resultados experimentales bajo carga cíclica realizado por Zsarnoczay [85]

La zona de fluencia del *BRB* se modeló como un elemento *Corotational Truss* con material *Steel4* con una longitud efectiva asociada al 60% de la longitud total de la riostra, mientras que la zona elástica del *BRB* se modeló con elementos rígidos (*elasticBeamColumn*), como se muestra en la figura 5.6

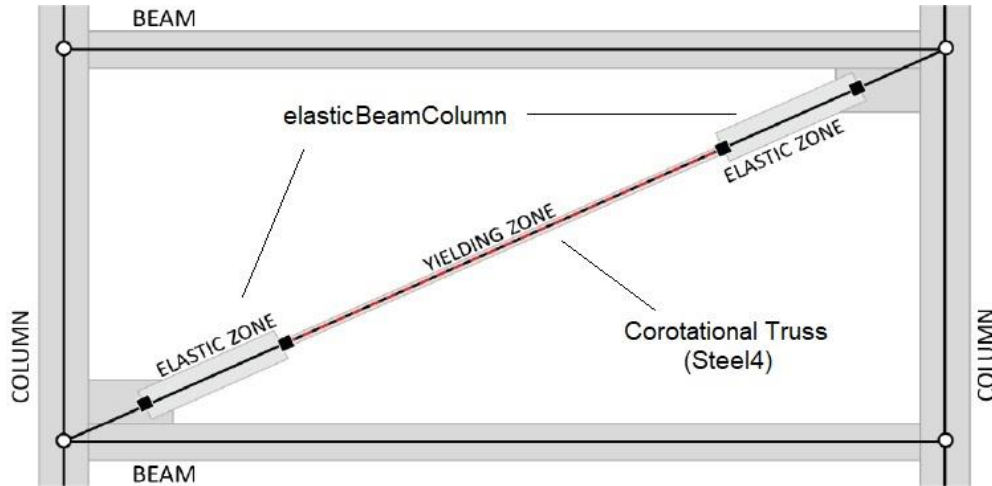


Figura 5.6 – Modelo del *BRB* en *OpenSees* [85]

Los parámetros calibrados obtenidos por Zsarnoczay y que son utilizados en este estudio se muestran en la tabla 5.4, donde  $f_{SM}$  es el factor de modificación de rigidez (la cual incorpora la rigidez de las placas y zonas de conexión de la riostra) y  $f_{DM}$  es el factor de modificación de deformación, cuyo valor equivale a la proporción entre la longitud total del *BRB* y la longitud de fluencia. Los valores de estos parámetros corresponden a 1.25 y 1.67, respectivamente.

Tabla 5.4 – Parámetros del material *Steel4*

Parámetro	Tracción	Compresión	Descripción
$E_o$	$E_s * f_{SM}$		Rigidez inicial
$f_y$	$R_y * 2530$		Esfuerzo de fluencia
$f_u$	$1.43 * f_y$	$1.43 * 1.07 * f_y$	Esfuerzo último
Endurecimiento cinemático			
$b$	0.4%	2.5%	Razón de endurecimiento cinemático
$R_o$	25		Parámetros que controlan la transición exponencial de la asíntota elástica lineal a la asíntota de endurecimiento
$r_1$	0.91		
$r_2$	0.15		
$R_u$	2		
Endurecimiento isotrópico			
$b_i$	1.5%	1.3%	Razón de endurecimiento inicial
$b_l$	$0.06 + 0.02 \frac{600}{A_y [mm^2]}$ [%]		Razón de endurecimiento saturado

$p_i$	$1.15 + 0.45 \frac{600}{A_y [mm^2]} [\%]$	$0.85 + 0.25 \sqrt{\frac{600}{A_y [mm^2]}} [\%]$	Especifica la posición del punto de intersección entre las asíntotas iniciales y las asíntotas de endurecimiento saturadas
$R_i$	3		Parámetro que controla la transición exponencial de la asíntota inicial a la saturada
$l_{yp}$	1		Longitud de la meseta de fluencia
Fatiga			
$m$	-0.4		Pendiente de la curva Coffin-Manson en un espacio logarítmico
$e_o$	$\frac{0.14 + 0.4(R_y - 1.1)}{f_{DM}}$		Valor de la deformación unitaria en la cual en un ciclo causa la fractura del material

En la tabla 5.5 se muestran los resultados de los periodos fundamentales del sistema *BRBF*, obteniendo resultados similares entre sí.

Tabla 5.5 – Periodos fundamentales del sistema *BRBF*

Dirección de análisis	$T_n$ ETABS [s]	$T_n$ OpenSees [s]
Y	0.52	0.5

### 5.2.3. Modelo SC

Para el sistema estructural con elementos autocentrantes, se mantuvieron las mismas características del modelo *BRB*, con la diferencia de que al elemento de la riostra (*Corotational Truss*) se le incorpora el material autocentrante (*SelfCentering Material*) disponible en *OpenSees*, el cual fue desarrollado por Jeff Erochko [8]. Este comando permite construir un material autocentrante con un comportamiento opcional de deslizamiento no recuperable y un aumento opcional de la rigidez a altas deformaciones, como se muestra en la figura 5.7.

El código de este material en *OpenSees* está basado principalmente en el dispositivo autocentrante disipador de energía (*SCED*) creado por Christopoulos et al. [60], el cual fue descrito con mayor detalle en el capítulo II. Sin embargo, este tipo de material puede utilizarse para cualquier sistema autocentrante comparable que presente una respuesta histerética en “forma de bandera” [8].

Los parámetros que se utilizan para modelar el autocentrante son:

$k_1$ : La rigidez inicial de la riostra

$k_2$ : La rigidez post-activación de la riostra

$P_o$ : La fuerza o esfuerzo de activación (sigAct)

$\beta$ : Capacidad de disipación de energía

$epsSlip$ : Deformación del deslizamiento del fusible externo

$epsBear$ : Deformación total que hará que el fusible externo de fricción se detenga (es decir, limita la deformación del elemento)

$rBear$ : Parámetro que se utiliza para modelar aproximadamente el efecto del rodamiento del perno en la riostra o en los mecanismos de fusibles externos, lo que provoca un aumento pronunciado en la rigidez del arriostramiento.

Cabe destacar que los parámetros  $epsSlip$ ,  $epsBear$  y  $rBear$  sólo pretenden indicar la existencia de la capacidad de carga (*Bearing effect*), de manera que el sistema *SCED* (o cualquier otro autocentrante) debe estar diseñado de tal forma que la riostra no experimente dicho efecto [8].

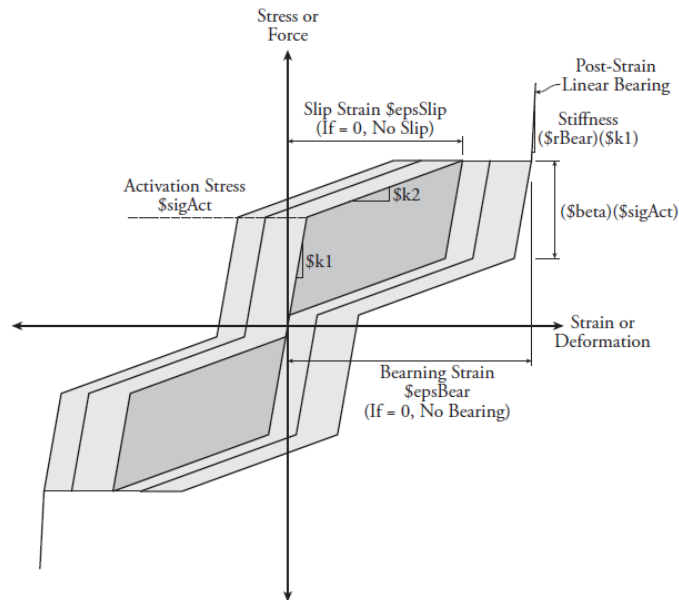


Figura 5.7 – Histéresis del material autocentrante en *OpenSees* [8]

Como se explicó con anterioridad, el elemento autocentrante se va a modelar utilizando el mismo criterio establecido por Tremblay et al. [79], el cual sugiere que el punto de activación  $P_o$  sea igual a la resistencia a compresión requerida por las combinaciones de carga del *BRB*, la rigidez inicial  $k_1$  sea igual a la rigidez elástica inicial del *BRB*, y que la rigidez de post-activación  $k_2$  sea tal de manera que la deformación de la riostra asociada al drift de diseño, corresponda a la resistencia esperada de tracción del *BRB*, incluyendo los efectos de deformación por endurecimiento, como se muestra en la figura 5.8.

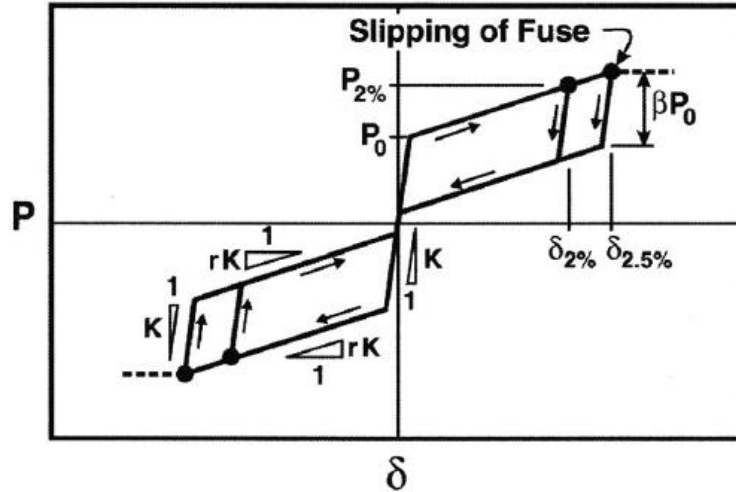


Figura 5.8 – Modelo histerético del sistema autocentrante [79]

### 5.3. Análisis no lineal estático (*Pushover*)

El análisis incremental o *pushover* es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la cual utiliza un patrón de cargas laterales, que se incrementan de manera monotónica, llevando a la estructura más allá de su rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima. De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza-desplazamiento conocida como curva de capacidad estructural o curva *pushover*, como se muestra en la figura 5.9.

El propósito del *pushover* es evaluar el desempeño de un sistema estructural mediante la estimación de importantes parámetros como la deriva global, la deriva de entrepiso, y las fuerzas y deformaciones inelásticas de los elementos. Además, permite identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallos de los componentes [86].

La forma de la distribución de las fuerzas laterales puede ser constante, lineal, parabólica, etc. y simula la sollicitación sísmica sobre la estructura. Para este estudio, se considerará una distribución lineal (triangular invertida), ya que este patrón de carga corresponde generalmente a la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos menores que 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos [87].

De esta manera, el patrón escogido es una aproximación del modo fundamental y se define según la ecuación 5.2:

$$F_r = \frac{W_r h_r}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_b \quad (5.2)$$

Donde  $F_r$  es la carga sísmica aplicada,  $W_r$  es el peso del piso  $r$ ,  $h_r$  es la altura de la planta  $r$ ,  $n$  es el número total de pisos, y  $V_b$  es el corte basal dado por  $V_b = S_a(T_n) * W$ , siendo  $S_a(T_n)$  la aceleración espectral asociado al periodo fundamental de la estructura y  $W$  el peso total de la estructura.

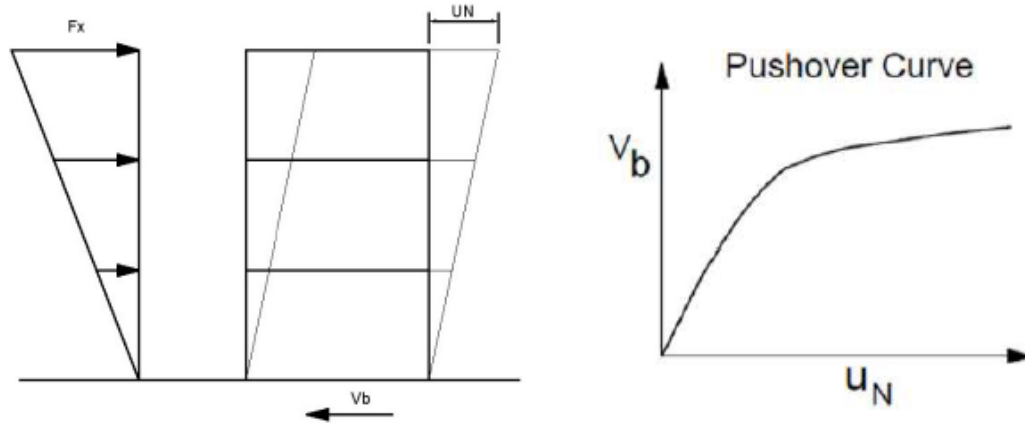


Figura 5.9 – Curva *pushover* (Corte basal – Desplazamiento de techo) [88]

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis incremental para los tres tipos de sistemas. Para el sistema *SCBF* el modo de falla está influenciado por el pandeo y la fluencia de las riostras. Como se muestra en la figura 5.10 la rigidez del sistema disminuye debido al pandeo del arriostramiento en compresión del primer piso al alcanzar un desplazamiento de techo del 0,27%. De igual manera, la riostra que está sometida a tracción del primer piso fluye a un valor aproximado de 0.29% de *drift*. Luego de la fluencia de las riostras del primer piso, se produce una deformación por endurecimiento hasta que se produce el pandeo y la fluencia de las riostras del segundo piso con un *drift* del 0.6%. Posteriormente el sistema converge a un corte basal cercano al 80% del peso sísmico a un *drift* del 2.5%. Para el caso del sistema con *BRB* de la figura 5.11 el primer punto de no linealidad está vinculado con la fluencia del núcleo del acero correspondiente al 50% del peso sísmico y asociado a un *drift* de 0.2%. Inmediatamente, se tiene un segmento de endurecimiento con pendiente reducida, donde para un *drift* del 2.5% se tiene un corte basal del 90% del peso sísmico, hasta alcanzar el valor a compresión máximo esperado en los *BRB*, cuyo valor corresponde a un 95% del peso sísmico y a un desplazamiento de techo de 4.2%. Finalmente, 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 50% del peso sísmico con un *drift* similar del orden del 0.2%. Cabe señalar, que para el sistema *SC*, la fuerza de “fluencia” hace referencia en realidad a la degradación de la rigidez del componente, el cual es causado por el punto de activación del dispositivo [80]. Luego del primer punto de fluencia, el corte basal aumenta hasta a un 106% del peso sísmico con un *drift* del 2.5%, como se muestra en la figura 5.12.

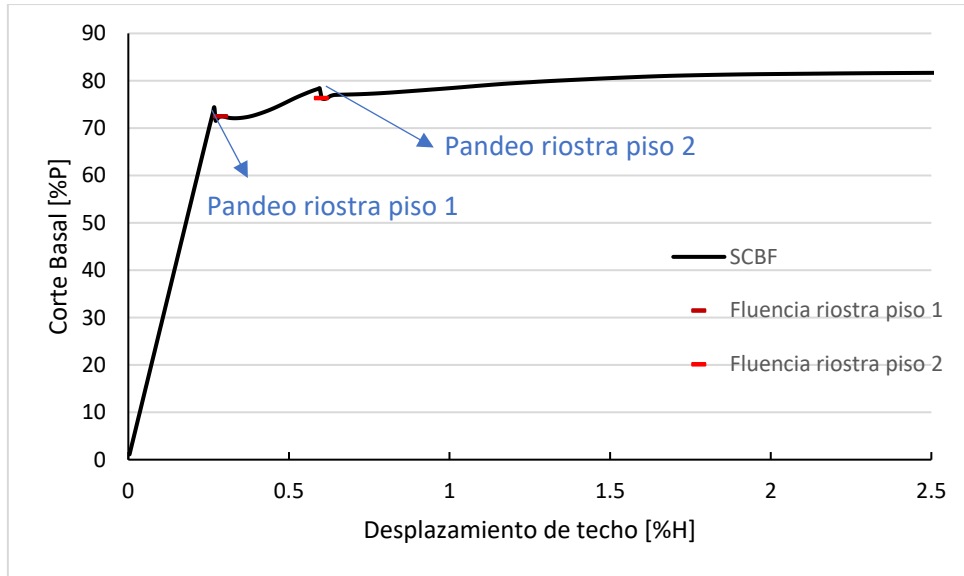


Figura 5.10 – Análisis incremental del edificio SCBF

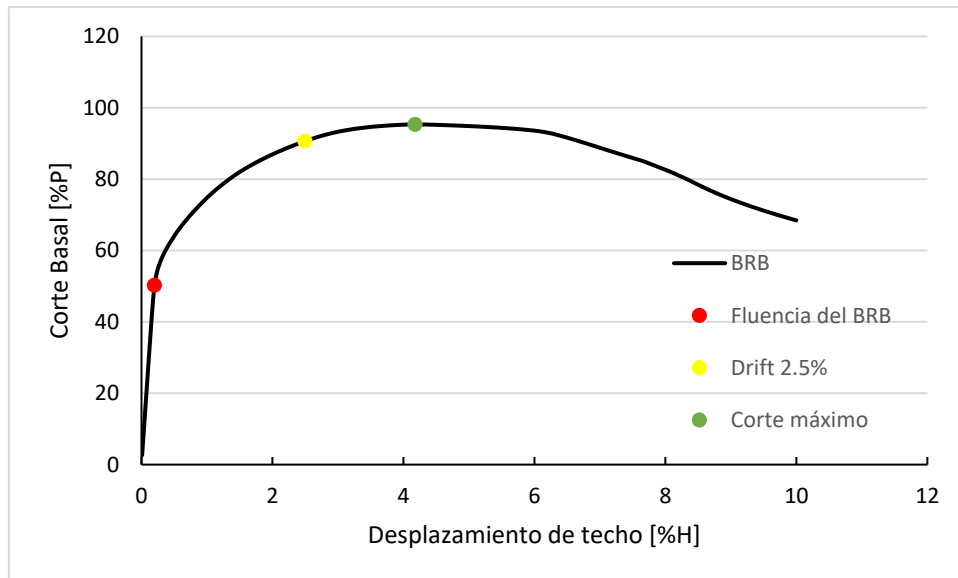


Figura 5.11 – Análisis incremental del edificio BRBF

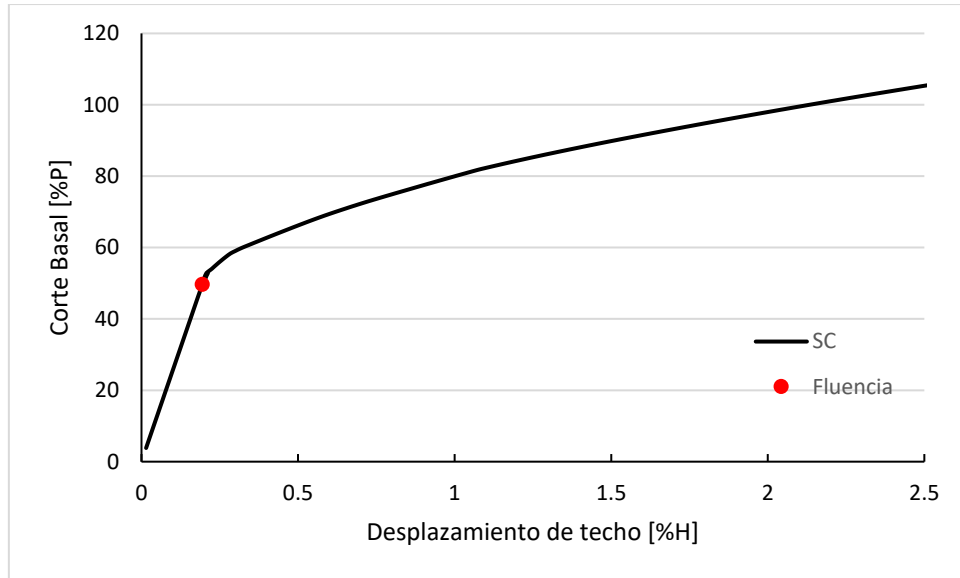


Figura 5.12 – Análisis incremental del edificio SC

#### 5.4. Análisis cíclico cuasi-estático

En este análisis se imponen desplazamientos cíclicos controlados a nivel de piso. El protocolo de desplazamiento se muestra en la figura 5.13 el cual cuenta con un desplazamiento (en términos de *drifts*) de 2 ciclos de 0.15%, 0.5%, 1%, 1.5% y 2%. El protocolo contempla un periodo de 8 [s/ciclo] y una duración de 200 [s].

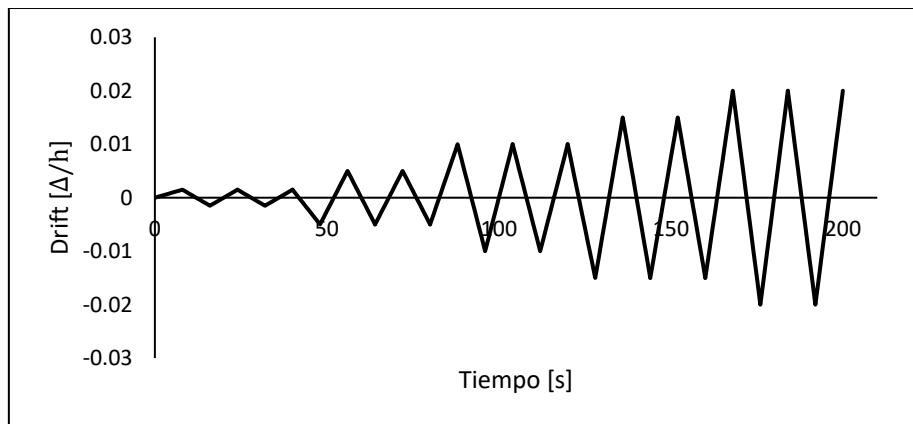


Figura 5.13 – Protocolo de desplazamiento

A continuación, se presentan los resultados obtenidos por el protocolo de desplazamiento para los tres tipos de sistemas y se comparan con los resultados esperados del AISC341-16. En la figura 5.14 se observa la histéresis de la riostra del primer piso al alcanzar un *drift* del 2%. La resistencia máxima a compresión del perfil corresponde a 243 [tonf], la fluencia a tracción es de 308 [tonf] y la resistencia post-pandeo es de 74 [tonf] con una deformación axial del tubular de 3 [cm]. También se observa la fractura del arriostramiento debido a la fatiga del material producto de los ciclos de tracción y compresión. En la figura 5.15 se observa la histerésis del *BRB* del primer piso al imponer el protocolo de desplazamiento. Los resultados obtenidos muestran una deformación axial de la riostra de 5.47 [cm] al alcanzar la tracción máxima esperada de 297 [tonf], y una deformación axial de 5.45 [cm] asociada a

una compresión máxima esperada de 317 [tonf]. Dichas deformaciones corresponden a un *drift* de 2%. La comparación de los resultados obtenidos por este análisis con los del AISC341-16 se ilustran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 – Comparación de fuerzas máximas entre norma AISC341-16 y *OpenSees*

Análisis	Sistema	Tmax [tonf]	Cmax [tonf]	Resistencia post-pandeo [tonf]
AISC341-16	SCBF	302	258	77
	BRBF	298	319	-
OpenSees	SCBF	308	243	74
	BRBF	297	317	-

En la figura 5.16 se observan los ciclos de deformación y fuerza axial para la riostra con propiedad autocentrante. Como se explicó con anterioridad, para calibrar los parámetros del autocentrante, se realizará el criterio establecido por Tremblay que se ilustra en la figura 5.8. En la tabla 5.7 se encuentran los valores de dicho parámetro ajustados para una fuerza de activación  $P_o$  equivalente a la fluencia del núcleo del *BRB* (incluyendo el factor  $R_y$ ), a una rigidez elástica inicial igual a la del *BRB*, y a una fuerza de tracción máxima correspondiente a un *drift* de diseño del 2%. Para esto se asumirá una pendiente post-activación,  $r$ , equivalente a un 4% de la rigidez inicial. Para el factor de capacidad de disipación de energía  $\beta$ , Erochko [8] plantea que su valor oscila entre un 0.8 y un 0.95. Para esta ocasión se utilizará el valor utilizado por Tremblay [79] con un  $\beta$  igual a 0.95. En la figura 5.16 se ilustran los resultados para una deformación máxima de 5.5 [cm] asociada a una tracción máxima de 297 [tonf], correspondiente a un *drift* de diseño del 2%, y a una fuerza de activación de 209 [tonf], similar a lo obtenido por el sistema con riostras *BRB*.

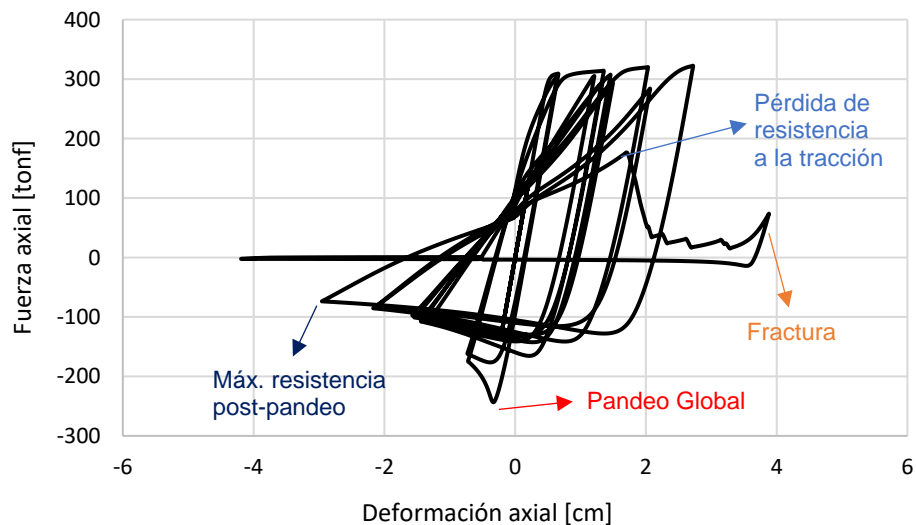


Figura 5.14 – Análisis cuasiestático cíclico - riostra *SCBF*

Tabla 5.7 – Valores de parámetros del SC calibrados para el protocolo de desplazamiento

Piso	$K_0$ [tonf/cm]	$P_0$ [tonf]	$r$ [%]	$K_2$ [tonf/cm]	$\beta$
4	205	133	4	8.2	0.95
3	205	133	4	8.2	0.95
2	322	209	4	12.88	0.95
1	322	209	4	12.88	0.95

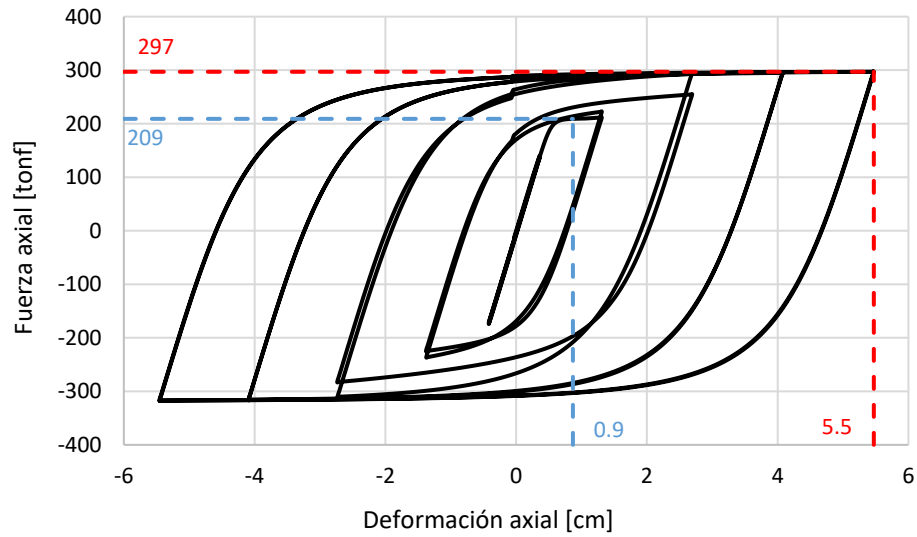


Figura 5.15 – Análisis cuasiestático cíclico - riostra BRBF

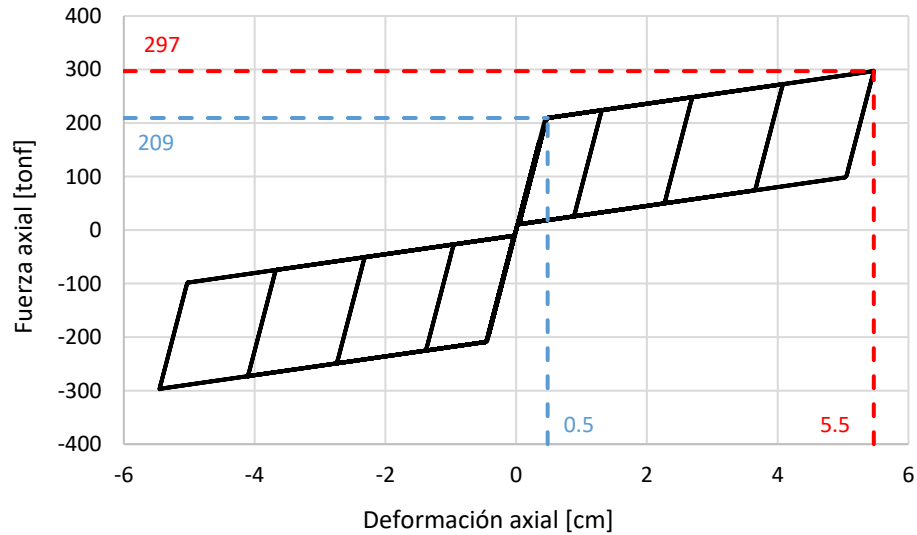


Figura 5.16 – Análisis cuasiestático cíclico - riostra SC

## 5.5. Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)

En el análisis dinámico no lineal se utilizaron tres registros sísmicos ocurridos durante el terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile. Si bien los tres registros son en ciudades distintas, sus zonas corresponden en general a un suelo de tipo D, coincidiendo con el de este estudio. Los registros usados pertenecen a las ciudades de: (1) Constitución; (2) Concepción; y (3) Viña del Mar (Centro). En las figuras 5.17, 5.18 y 5.19 se grafican las historias de aceleraciones de estos registros, respectivamente.

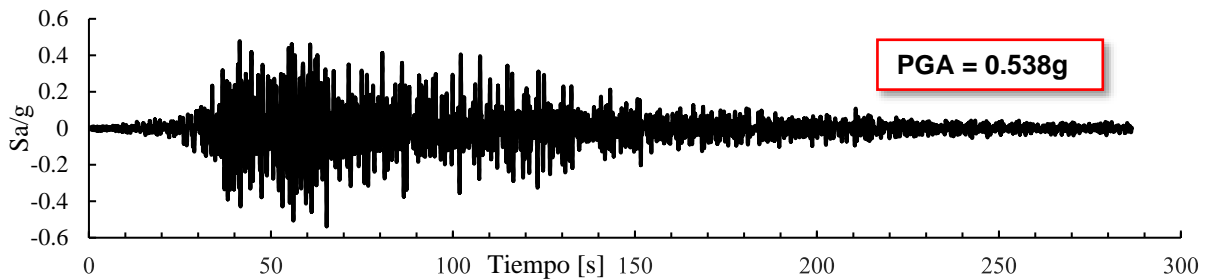


Figura 5.17 – Registro de Constitución, Componente Longitudinal

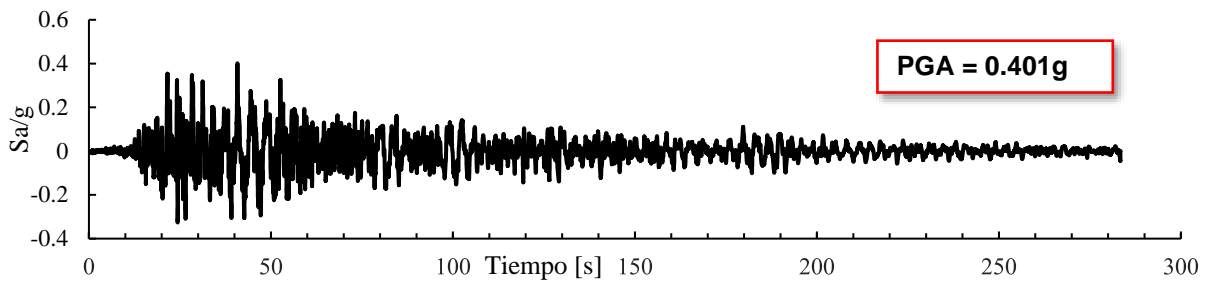


Figura 5.18 – Registro de Concepción, Componente Longitudinal

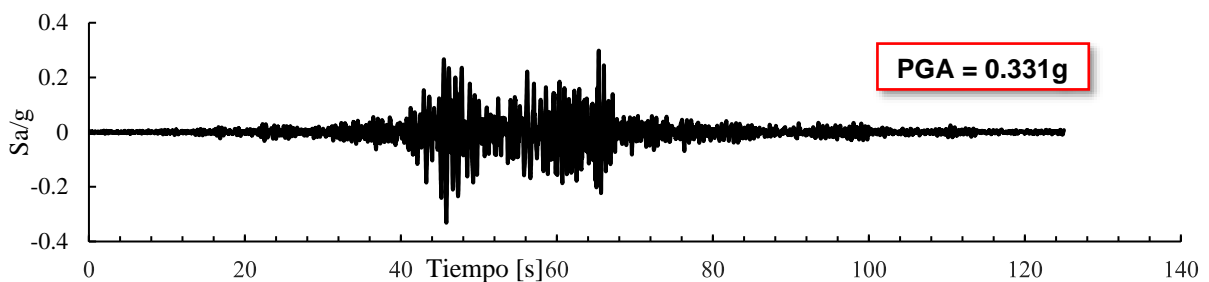


Figura 5.19 – Registro de Viña del Mar (Centro), Componente Este-Oeste

A continuación, se presentan los resultados del análisis no lineal dinámico los cuales corresponden a los gráficos de histéresis de la riostra con la nomenclatura 31100 (ver Anexo D) ubicada en el primer piso, la relación entre corte basal y desplazamiento de techo, deformaciones residuales, *drifts* máximos por piso, la envolvente de las deformaciones máximas por piso y las aceleraciones absolutas máximas.

Los resultados de deformación residual, *drifts* máximo por piso, deformaciones máximas y aceleraciones absolutas se compararán con los sistemas *SCBF*, *BRB* y *SC*, junto con dos sistemas extras llamados *BRB\** y *SC\** los cuales corresponden a un diseño optimizado de las riostras utilizando sólo la componente sísmica, es decir, despreciando las combinaciones de carga con las componentes gravitacionales. El área de núcleo de acero para los sistemas *BRB\** y *SC\** se muestra en la tabla 5.8.

Tabla 5.8 – Área de núcleo de acero para sistemas *BRB\** y *SC\**

Piso	$A_{sc}$ [ $cm^2$ ]
4	25
3	25
2	35
1	35

### 5.5.1. Amortiguamiento

Para asignar amortiguamiento a los elementos se utilizará el método de Rayleigh el cual plantea la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal entre la matriz de masa y la matriz de rigidez, como se muestra en la ecuación 5.3:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.3)$$

Donde  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento,  $[M]$  es la matriz de masa,  $[K]$  es la matriz de rigidez,  $\alpha$  es el coeficiente de proporcionalidad de la masa, y  $\beta$  es el coeficiente de proporcionalidad de la rigidez. Los coeficientes de proporcionalidad se pueden obtener con la frecuencia de los dos primeros modos de vibración, mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha = 2\xi \frac{w_1 w_2}{w_1 + w_2} \quad (5.4)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{w_1 + w_2} \quad (5.5)$$

Donde  $\xi$  es la razón de amortiguamiento crítico,  $w_1$  es la frecuencia del primer modo de vibración y  $w_2$  es la frecuencia del segundo modo de vibración. Para este estudio, se utilizará una razón de amortiguamiento del 2%, el cual es un valor típico para edificios de acero [89].

### 5.5.2. Histéresis de los arriostramientos

En las figuras 5.20, 5.21 y 5.22 se ilustran las histéresis del sistema *SCBF* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Para el caso de Constitución se muestra una figura similar a la obtenida por el análisis cuastático cíclico, es decir, se produce un pandeo global de la riostra y una fluencia del orden de 300 [tonf] cuando se somete a esfuerzos de tracción. Luego de diversos ciclos se observa una resistencia de post-pandeo máxima en el momento en que ésta se comprime con una deformación axial de 2.8 [cm]. Posteriormente, se produce una pérdida de la resistencia a la tracción para luego dar paso a la fractura del material. En el caso de Concepción, la

riostra alcanza el valor máximo de compresión, es decir, existe un pandeo global y una resistencia post-pandeo del elemento, pero con un nivel de demanda inferior con respecto al registro de Constitución. Para el caso de Viña del Mar, se puede apreciar que el tubular 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 del 27 de febrero de 2010 ocurrido en Cobquecura, otorgando una menor demanda a la estructura. Los sismos más lejanos del epicentro afectan a edificios más flexibles ya que las ondas que se propagan con un mayor periodo coinciden con los periodos altos de las estructuras menos rígidas.

En las figuras 5.23, 5.24 y 5.25 se muestran las histéresis de la riostra *BRB* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar que en ninguno de los tres registros se alcanza el valor de la compresión máxima del elemento ni la fractura del núcleo de acero. Sin embargo, en el registro de Viña del Mar, se observa como el *BRB* fluye alcanzando el rango inelástico con deformaciones de 1 [cm], a diferencia del sistema *SCBF* el cuál permanece dentro del rango elástico con deformaciones cercanas de 0.4 [cm]. Esto se debe a la sensibilidad que tienen los *BRB* a las deformaciones, ocasionando que incursionen dentro del rango no lineal frente a registros con demandas bajas [90].

En las figuras 5.26, 5.27 y 5.28 se observan las histéresis de la riostra con propiedad *SC* para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Se puede apreciar su comportamiento histéretico tipo “bandera” donde luego de cada ciclo, y a diferencia de los sistemas *SCBF* y *BRB*, la riostra vuelve a su posición original, disminuyendo así las deformaciones residuales. Sin embargo, debido a la similitud de diseño con las riostras *BRB*, los dispositivos autocentrantes se activan para demandas bajas, como es el caso del registro de Viña del Mar, de la misma manera que el sistema *BRB*.

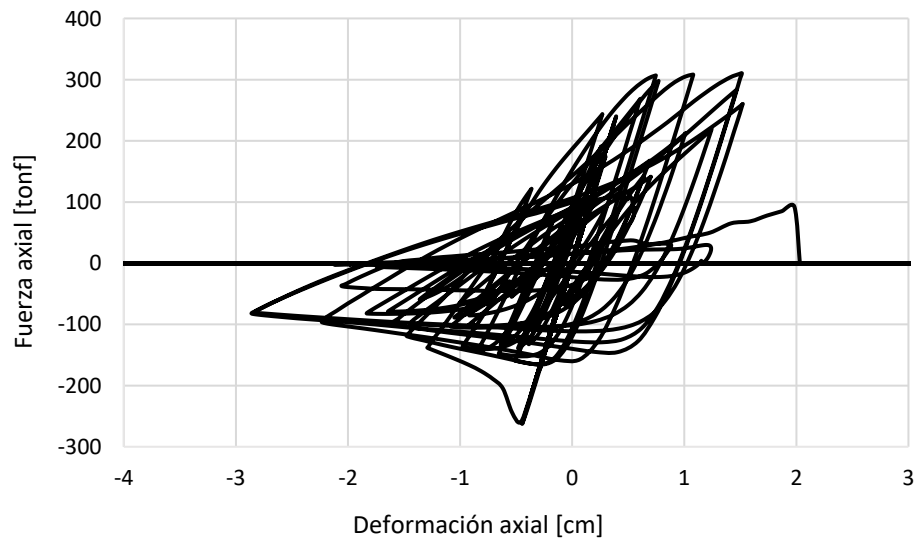


Figura 5.20 – Histéresis *SCBF*, registro de Constitución

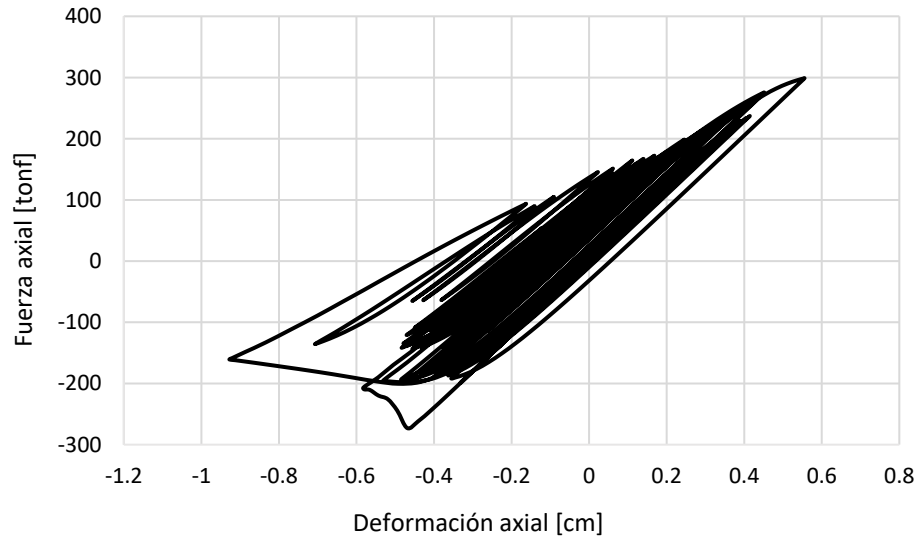


Figura 5.21 – Histéresis SCBF, registro de Concepción

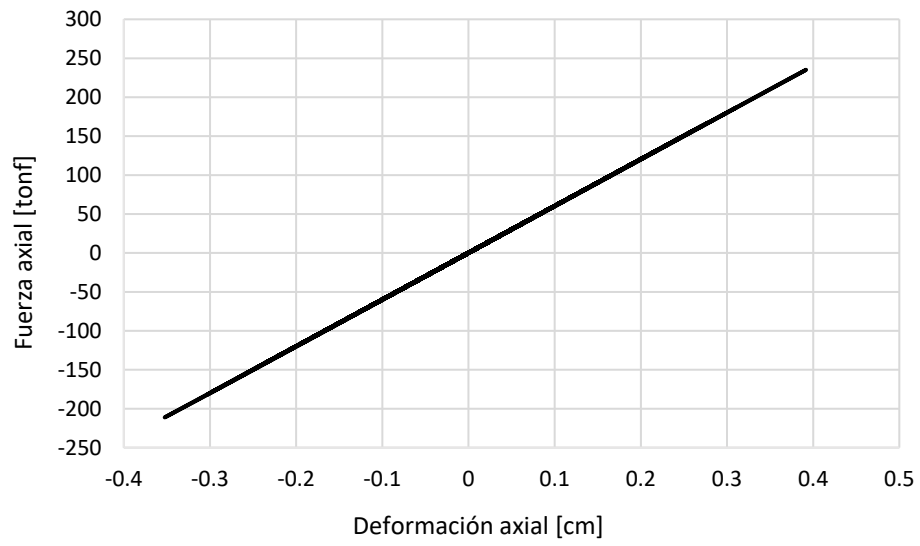


Figura 5.22 – Histéresis SCBF, registro de Viña del Mar (Centro)

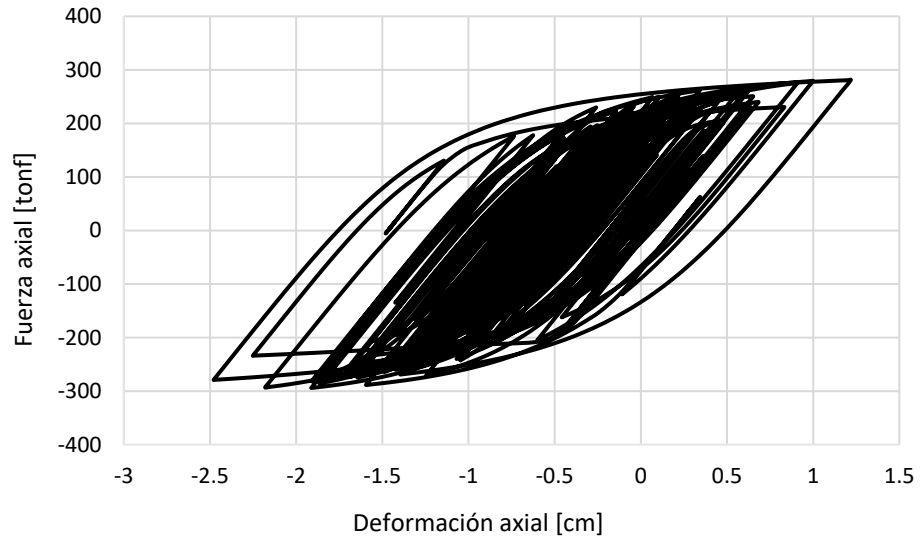


Figura 5.23 – Histéresis *BRBF*, registro de Constitución

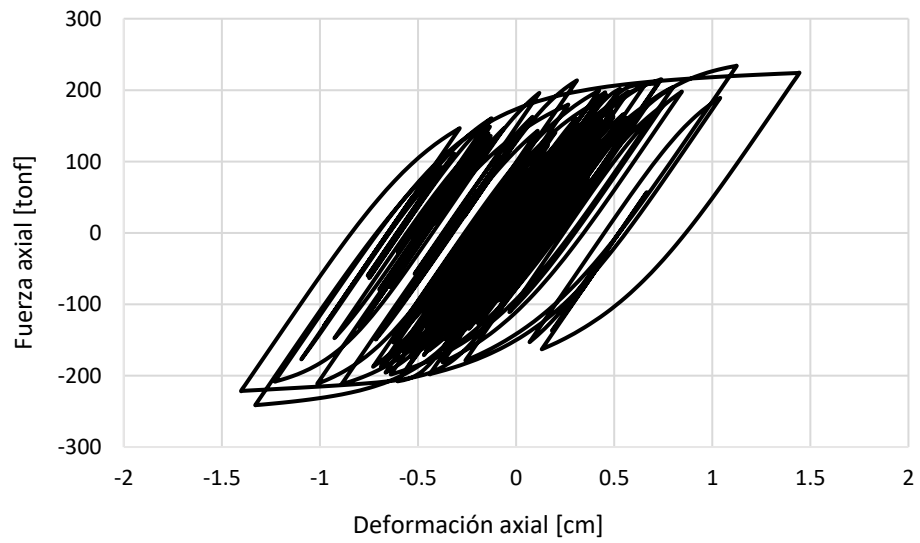


Figura 5.24 – Histéresis *BRBF*, registro de Concepción

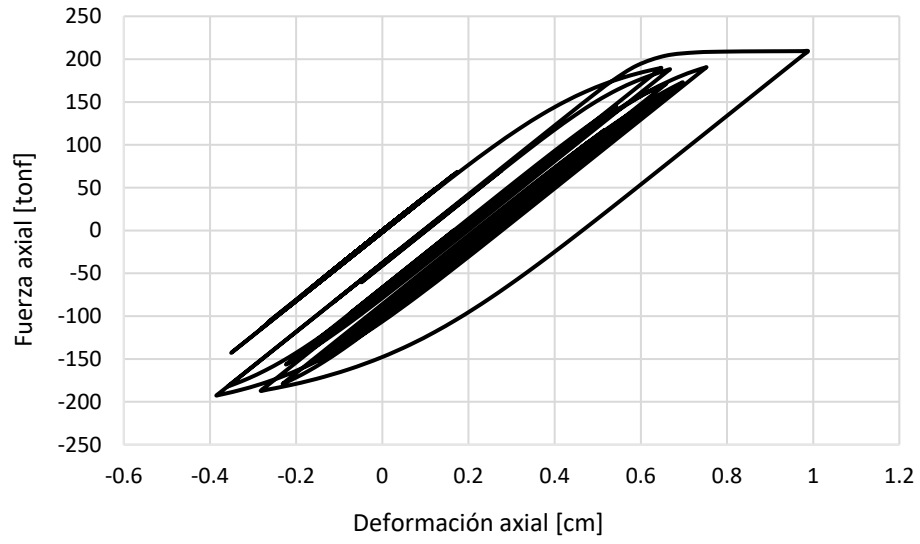


Figura 5.25 – Histéresis *BRBF*, registro de Viña del Mar

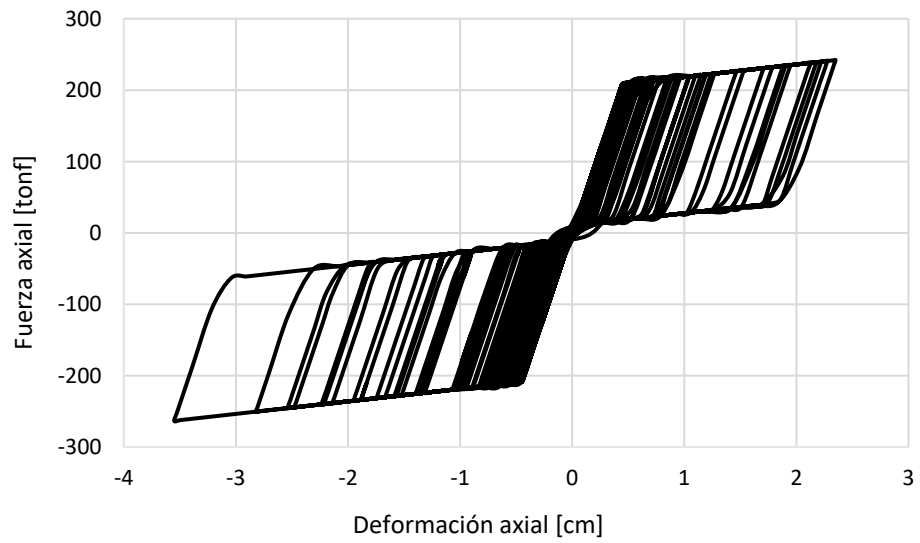


Figura 5.26 – Histéresis *SC*, registro de Constitución

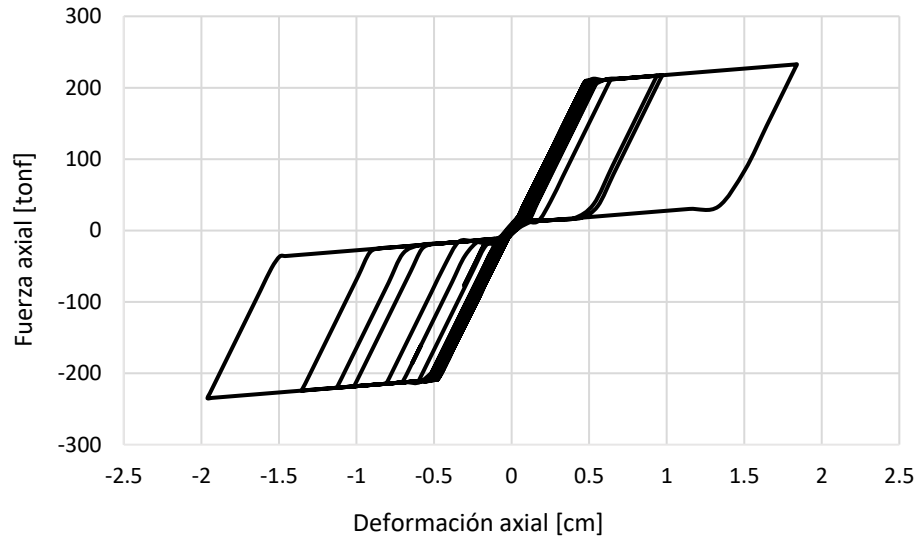


Figura 5.27 – Histéresis SC, registro de Concepción

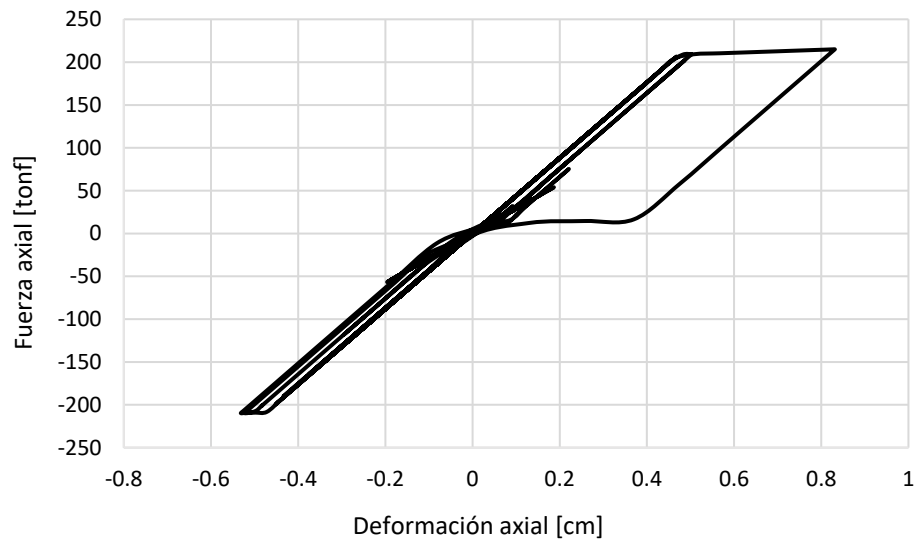


Figura 5.28 – Histéresis SC, registro de Viña del Mar

### 5.5.3. Corte basal vs desplazamiento de techo

En las figuras 5.29 a 5.37 se presentan la relación de corte basal y desplazamiento de techo de los tres sistemas, en la dirección Y, para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar. Se observa que para los registros de Constitución y Concepción la forma del gráfico tiende a la histéresis de los arriostramientos de los sistemas *BRB* y *SC*. Sin embargo, para los demás casos no se aprecia una relación clara entre el corte basal y el desplazamiento de techo.

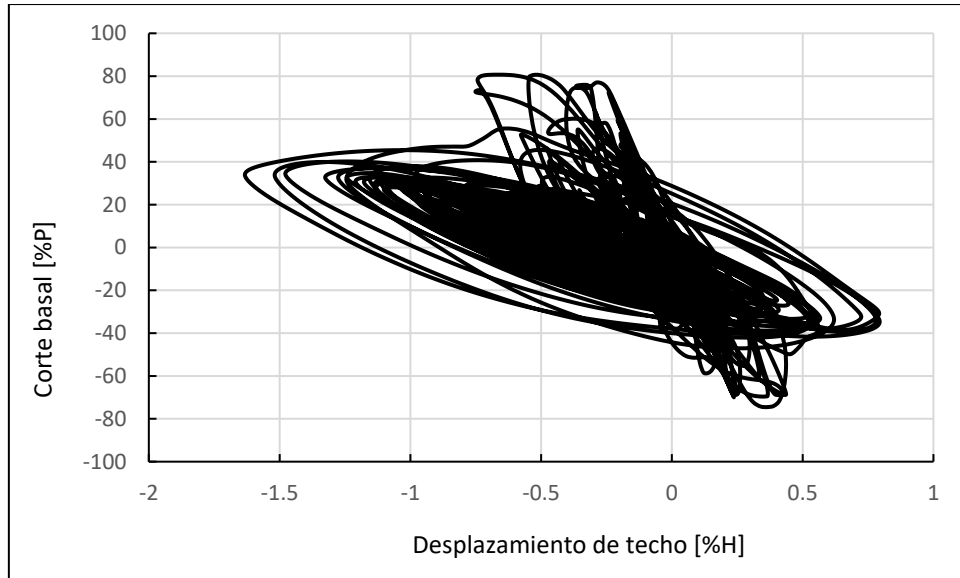


Figura 5.29 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SCBF – Constitución – dirección de análisis Y

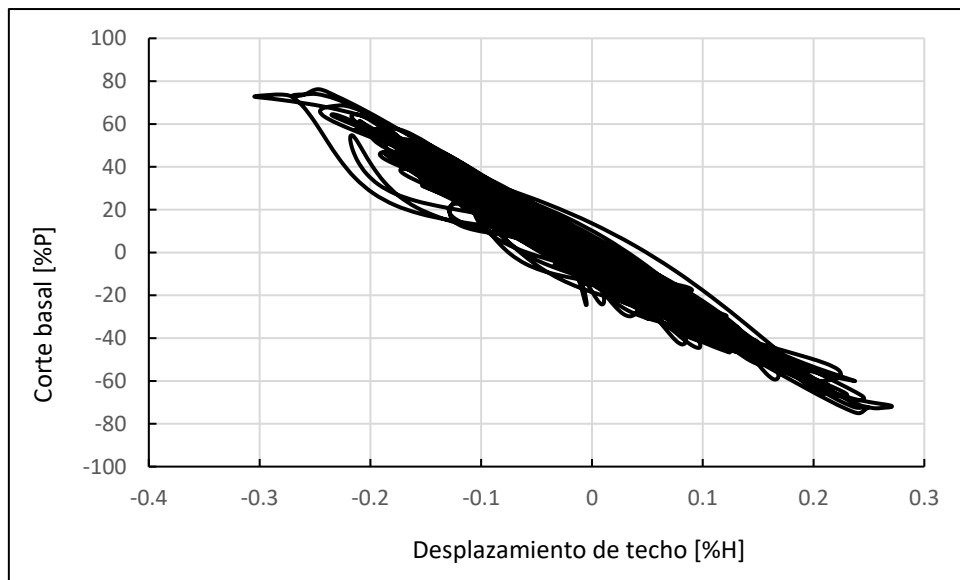


Figura 5.30 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SCBF – Concepción – dirección de análisis Y

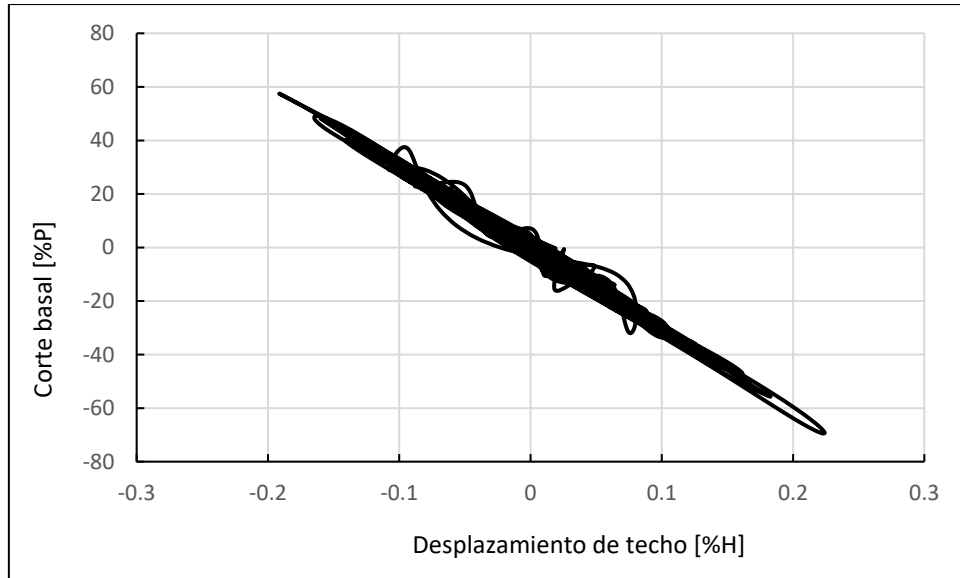


Figura 5.31 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema *SCBF* – Viña del Mar – dirección de análisis Y

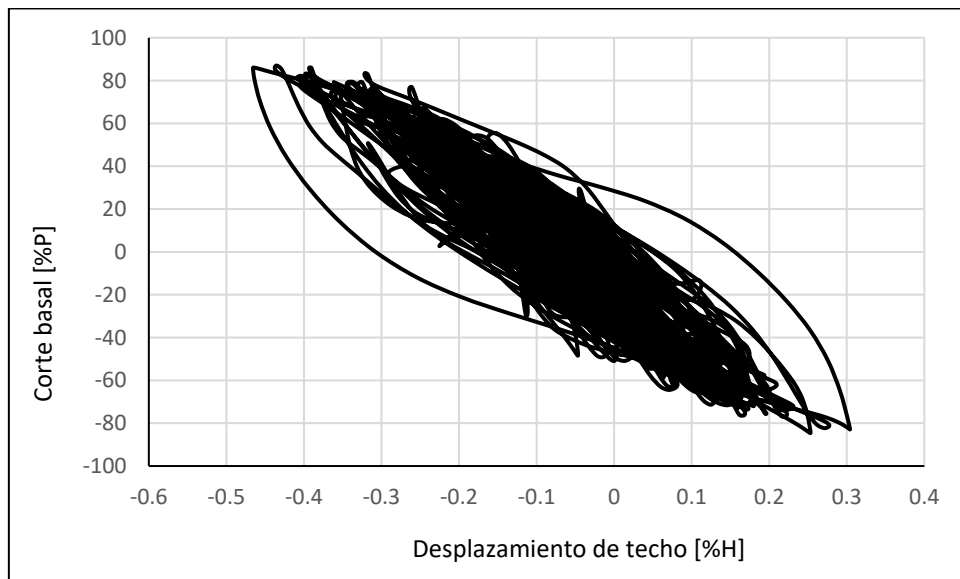


Figura 5.32 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema *BRBF* – Constitución – dirección de análisis Y



Figura 5.33 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema *BRBF* – Concepción – dirección de análisis Y

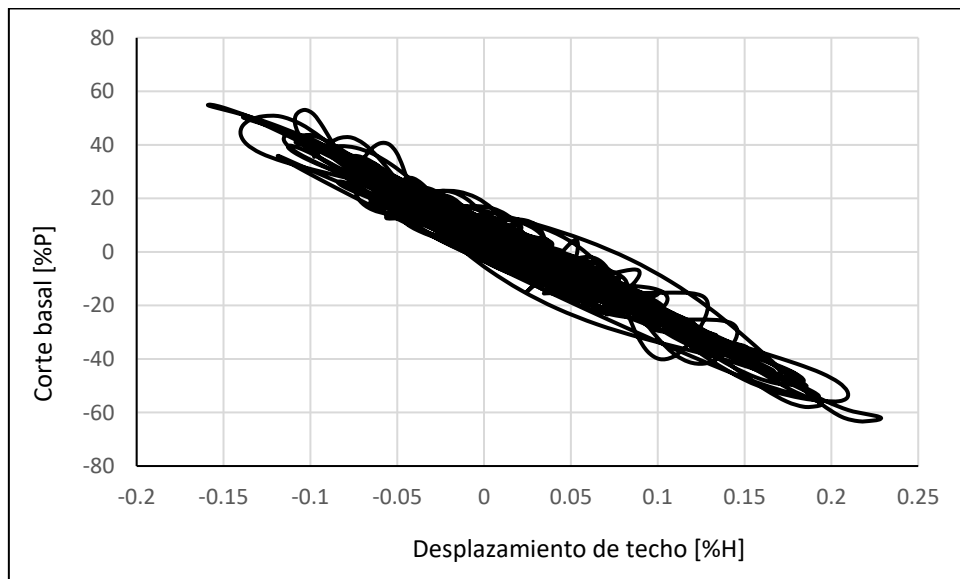


Figura 5.34 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema *BRBF* – Viña del Mar – dirección de análisis Y

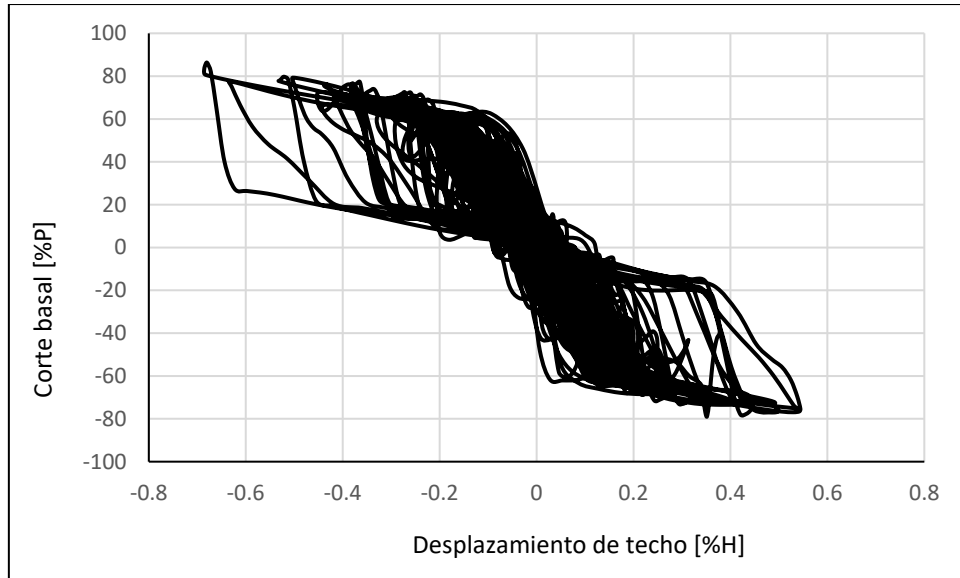


Figura 5.35 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SC – Constitución – dirección de análisis Y

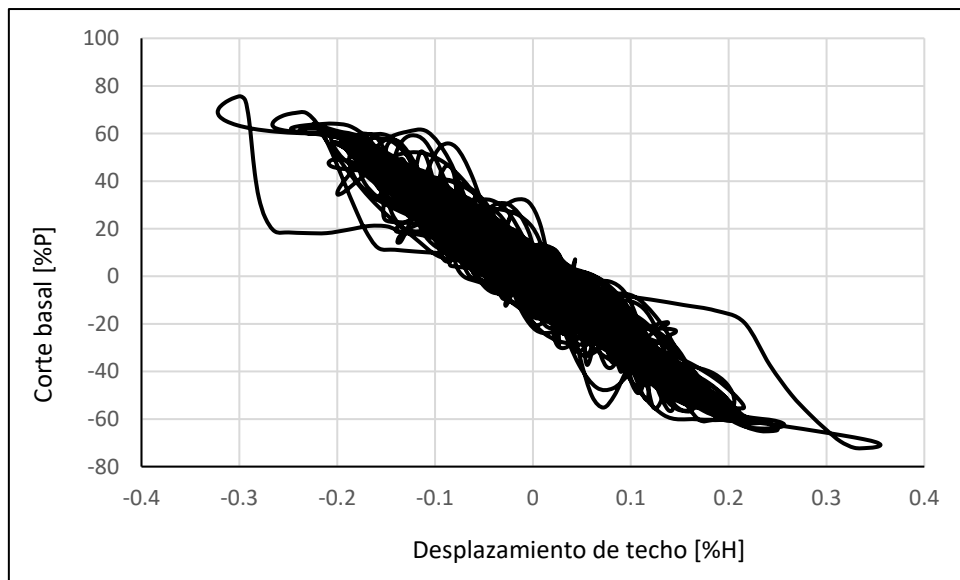


Figura 5.36 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SC – Concepción – dirección de análisis Y

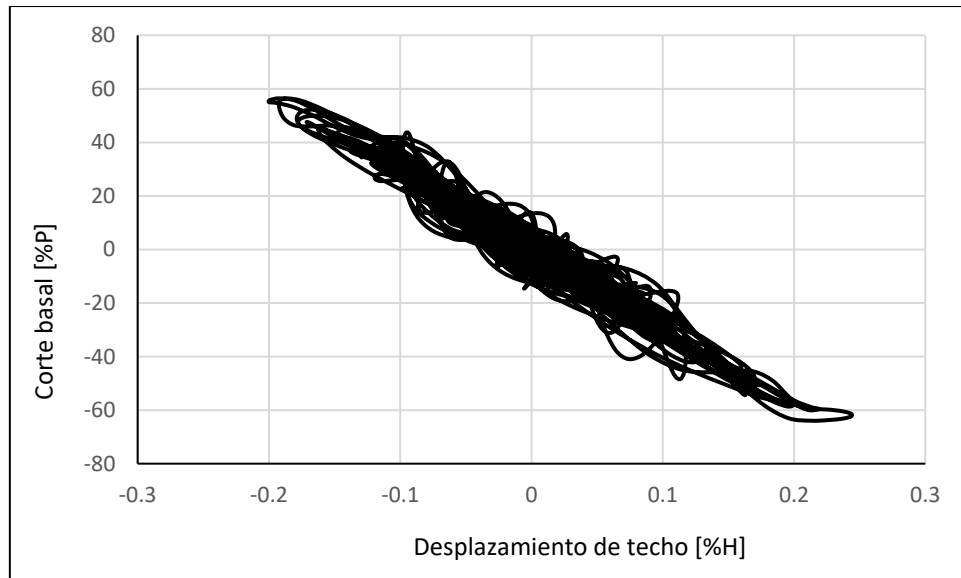


Figura 5.37 – Corte basal vs Desplazamiento de techo, sistema SC – Viña del Mar - dirección de análisis Y

#### 5.5.4. Deformaciones residuales

En las figuras 5.38, 5.39 y 5.40 se presentan las deformaciones residuales para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Estos resultados se obtuvieron añadiendo 60 segundos al final de cada registro, de manera que la estructura oscile con una vibración libre hasta converger a una deformación remanente en cada piso.

Los resultados muestran la capacidad de recentrado para los sistemas con elementos SC donde la deformación residual tanto para el diseño optimizado ( $SC^*$ ) como el diseño utilizando la envolvente de las combinaciones de carga (SC), es casi nula, a diferencia de los sistemas SCBF y BRB donde se aprecia una deformación remanente en los tres registros. La mayor deformación remanente la obtiene el sistema SCBF utilizando el registro de Constitución con un valor de 4.19 [cm]. Para el caso de los sistemas BRB y BRB\* se observa una deformación residual para los tres registros, sin embargo, sus valores son relativamente bajos, siendo menores a 1 [cm]. En la tabla 5.9 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. Cabe destacar que ningún sistema superó los límites residuales propuestos por Iwata [10], Erochko [11] y McCormick [9] los cuales establecían una deriva residual máxima de techo de 0.5% y una deriva residual máxima de entrepiso de 1.1%, con excepción del modelo SCBF correspondiente al registro de Constitución.

Tabla 5.9 – Valores máximos de deformación residual para cada sistema

Sistema	Registro	Deformación residual máxima [cm]	Drift residual máximo de techo [%]	Drift residual máximo de entrepiso [%]
SCBF	Constitución	4.19	0.317	1.14
	Concepción	0.3	0.022	0.083
	Viña del Mar	0.002	0.0002	0.0005
BRB	Constitución	0.94	0.071	0.19
	Concepción	0.18	0.013	0.055
	Viña del Mar	0.35	0.027	0.102
SC	Constitución	0.033	0.0025	0.018
	Concepción	0.0018	0.0001	0.0005
	Viña del Mar	0.003	0.0002	0.0005
BRB*	Constitución	0.44	0.033	0.047
	Concepción	0.75	0.057	0.121
	Viña del Mar	0.5	0.038	0.09
SC*	Constitución	0.027	0.002	0.0084
	Concepción	0.022	0.0017	0.0032
	Viña del Mar	0.04	0.003	0.0055

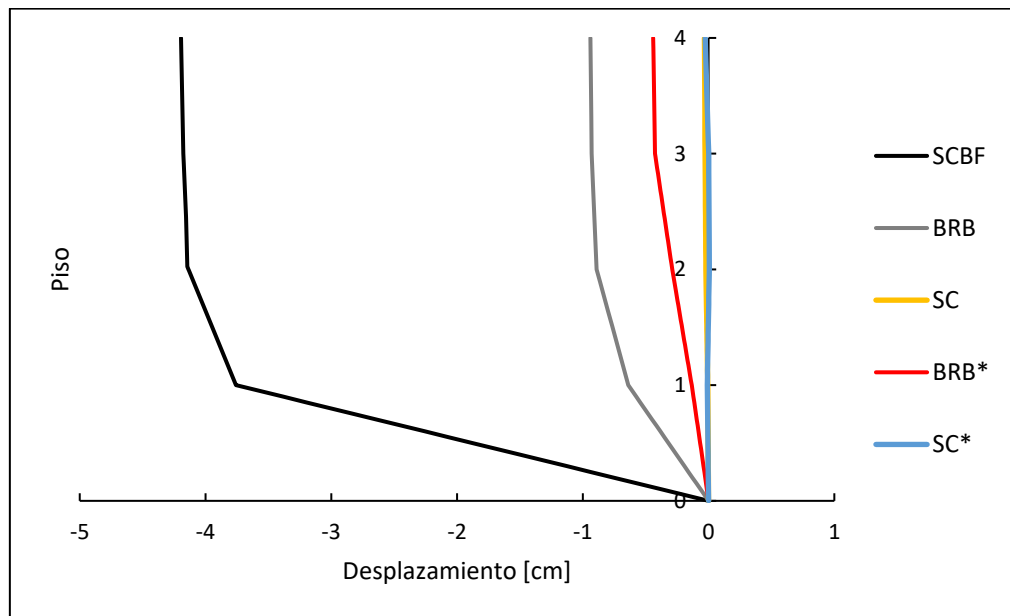


Figura 5.38 – Deformaciones residuales, Constitución, dirección de análisis Y

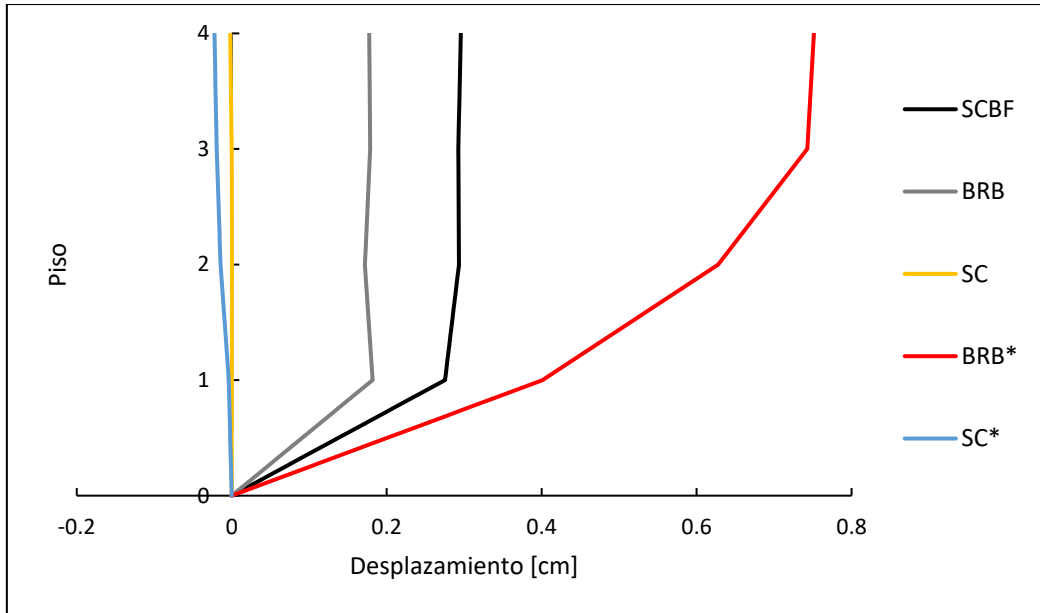


Figura 5.39 – Deformaciones residuales, Concepción, dirección de análisis Y

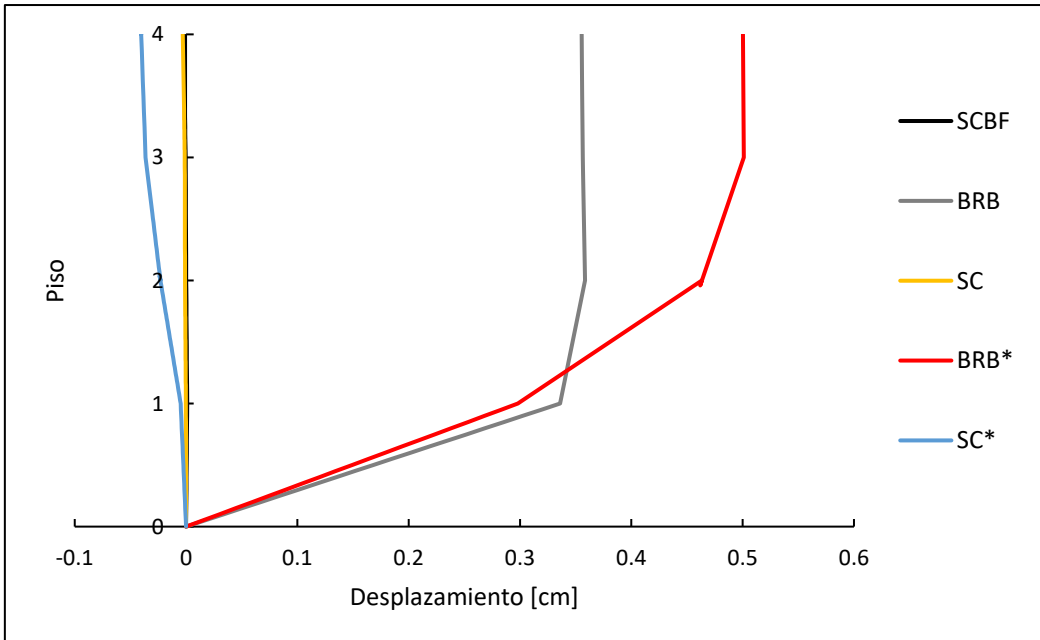


Figura 5.40 – Deformaciones residuales, Viña del Mar, dirección de análisis Y

### 5.5.5. Drifts máximos por piso

En las figuras 5.41, 5.42 y 5.43 se presentan los *drifts* de piso máximos obtenidos con los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. El mayor valor se obtiene con el registro de Constitución para el sistema *SCBF* donde se alcanza un *drift* de 5.8%. Esto se puede deber a la deformación que se tiene en el primer piso posterior a la fractura de la riostra de dicho nivel, disminuyendo la rigidez lateral del sistema. Para el caso de los modelos con disipadores de energía, los resultados muestran *drifts* con valores por debajo del 1.5% para los tres registros, con excepción de los modelos optimizados (*BRB\** y *SC\**) los cuales son más flexibles en comparación con los otros sistemas. Los valores máximos de los *drifts* máximos por piso se muestran en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 – Valores máximos de *drifts* máximos por piso para cada sistema

<b>Sistema</b>	<b>Registro</b>	<b>Drift [%]</b>
SCBF	Constitución	5.8
	Concepción	0.42
	Viña del Mar	0.29
BRB	Constitución	0.9
	Concepción	0.55
	Viña del Mar	0.38
SC	Constitución	1.3
	Concepción	0.71
	Viña del Mar	0.33
BRB*	Constitución	1.51
	Concepción	0.97
	Viña del Mar	0.79
SC*	Constitución	3.63
	Concepción	1.11
	Viña del Mar	1.15

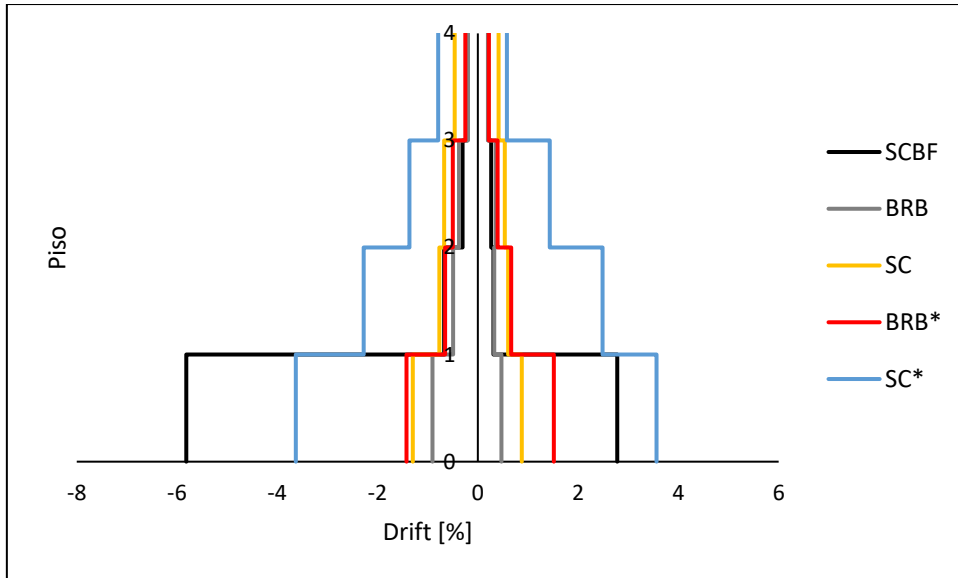


Figura 5.41 – *Drifts* máximos por piso, Constitución, dirección de análisis Y

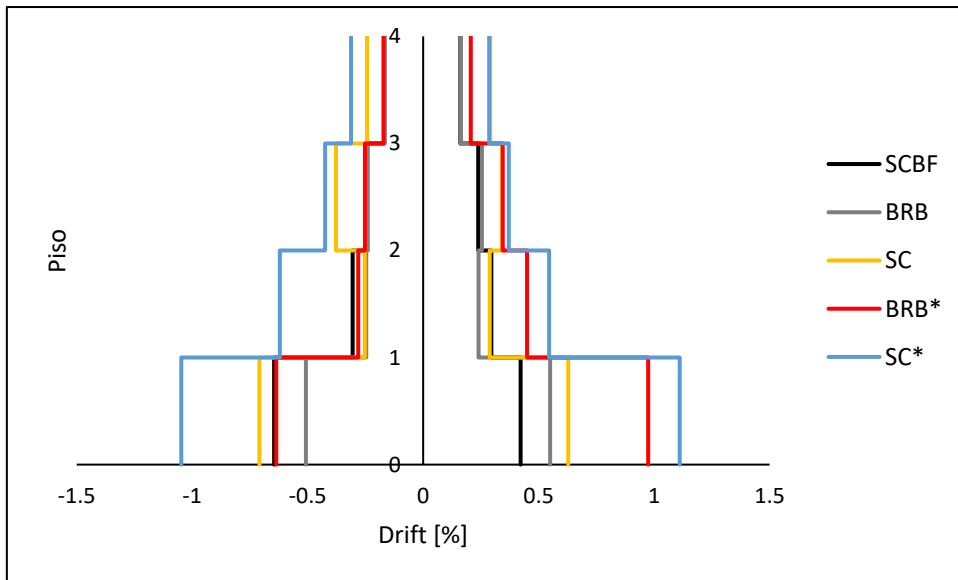


Figura 5.42 – *Drifts* máximos por piso, Concepción, dirección de análisis Y

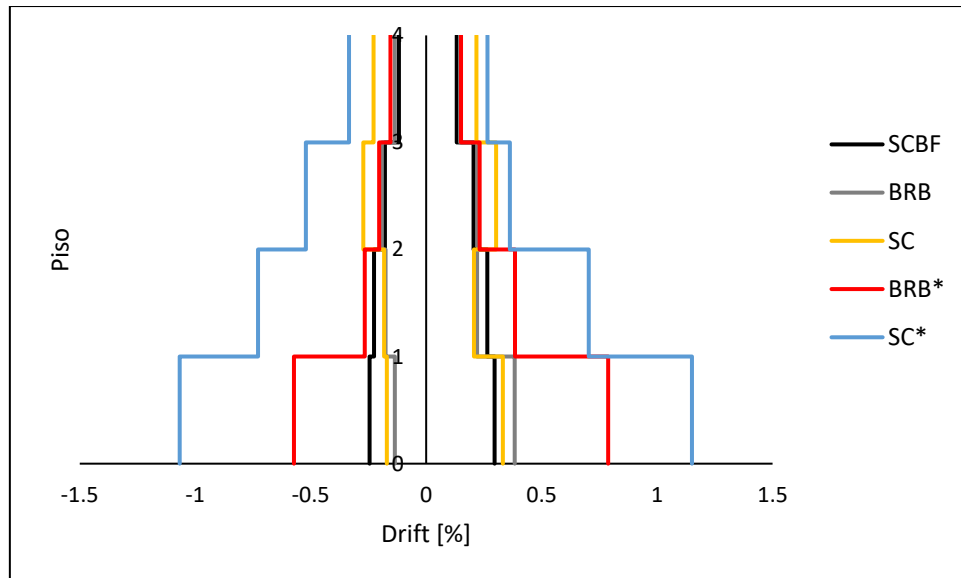


Figura 5.43 – Drifts máximos por piso, Viña del Mar, dirección de análisis Y

### 5.5.6. Deformaciones máximas

En las figuras 5.44, 5.45 y 5.46 se presenta la envolvente de las deformaciones máximas para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar, respectivamente. Se puede destacar que el mayor desplazamiento de techo ocurre en los sistemas de *SCBF* y *SC\** con un valor de 1.9% y 2%, respectivamente. Para demandas altas como el registro de Constitución, los sistemas *BRB* y *SC* poseen una menor deformación máxima de piso con respecto a los otros sistemas. Por otro lado, para demandas más bajas como es el caso del registro de Viña del Mar y de Concepción, este criterio prevalece, con la excepción de que el sistema *SCBF* posee deformaciones similares a la de los sistemas *BRB* y *SC*. Esta similitud en los casos de Viña del Mar y Concepción se puede deber a que, en el caso del sistema convencional, la riostra no logra plastificarse completamente, evitando así una mayor incursión dentro del rango inelástico y una reducción de la rigidez lateral de la estructura. Los valores máximos de la envolvente se muestran en la tabla 5.11 para cada sistema.

Tabla 5.11 – Valores máximos de la deformación máxima por piso para cada sistema

Sistema	Registro	Desplazamiento de techo [%H]
SCBF	Constitución	1.9
	Concepción	0.3
	Viña del Mar	0.23
BRB	Constitución	0.46
	Concepción	0.23
	Viña del Mar	0.23
SC	Constitución	0.68
	Concepción	0.35
	Viña del Mar	0.24
BRB*	Constitución	0.67
	Concepción	0.44
	Viña del Mar	0.37
SC*	Constitución	1.99
	Concepción	0.52
	Viña del Mar	0.6

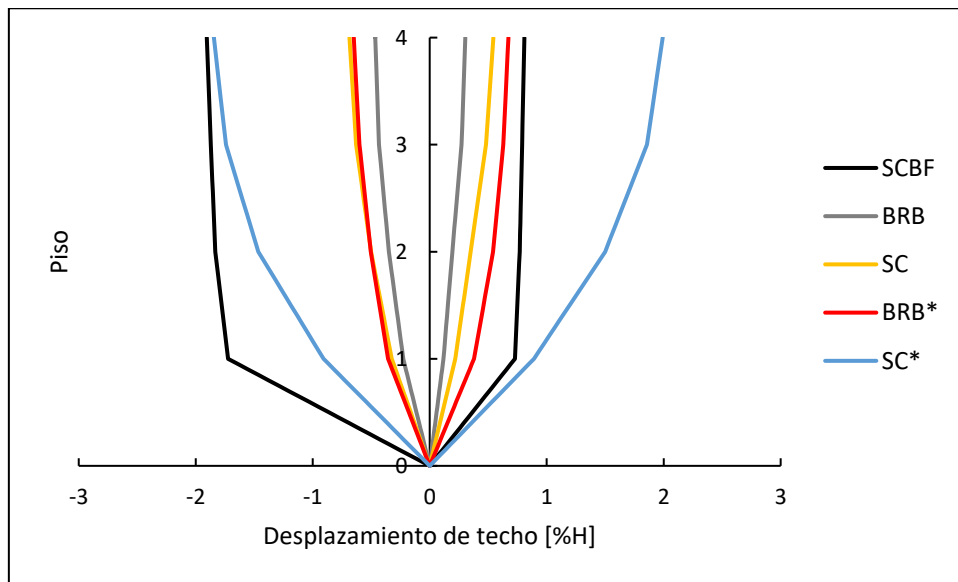


Figura 5.44 – Envolvente de deformaciones máximas, Constitución, dirección de análisis Y

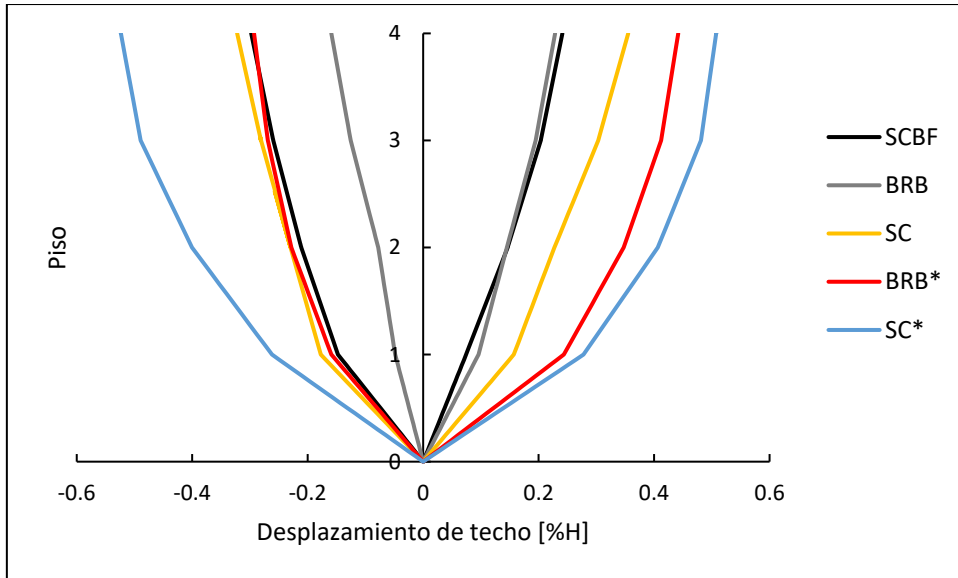


Figura 5.45 – Envoltente de deformaciones máximas, Concepción, dirección de análisis Y

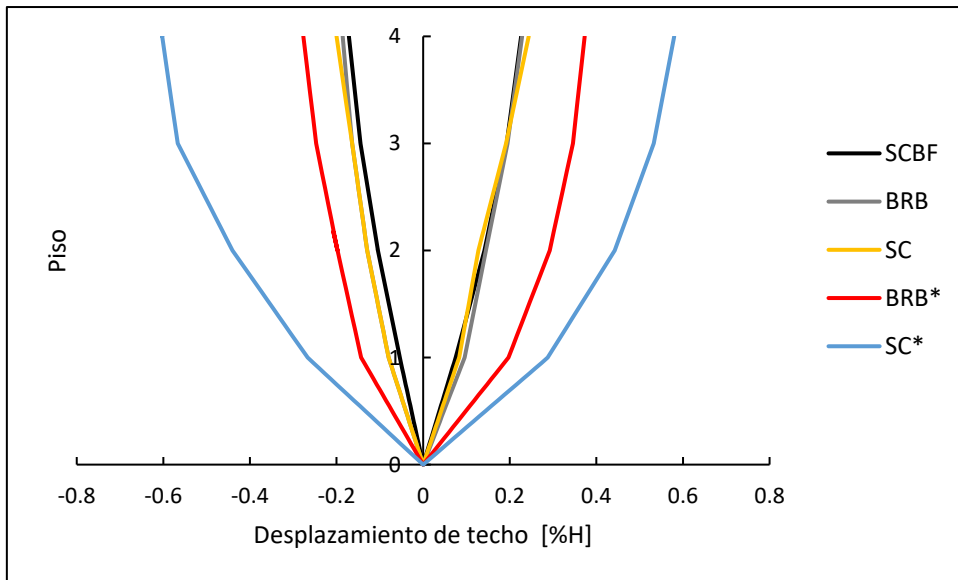


Figura 5.46 – Envoltente de deformaciones máximas, Viña del Mar, dirección de análisis Y

### 5.5.7. Aceleraciones absolutas máximas por piso

En las figuras 5.48, 5.49 y 5.50 se presentan las aceleraciones máximas absolutas por piso para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. Los resultados muestran que los modelos *BRB* y *BRB\**, en general, son los que poseen menores aceleraciones absolutas. Esto puede deberse a la alta capacidad de disipación de energía que tienen estos dispositivos en comparación con el modelo convencional y el autocentrante. De los tres sistemas analizados, los modelos autocentrantes son los que tienen una mayor aceleración absoluta para los tres registros estudiados. Esto se puede deber a dos causas: (1) Erochko plantea que los cambios de rigidez en un marco *SC* tienden a ocurrir a altas velocidades, las fuerzas en las riostras también cambian rápidamente, causando un desequilibrio entre las fuerzas de los arriostramientos de los pisos adyacentes si no cambian la rigidez al mismo tiempo. Este desequilibrio en las fuerzas de las diagonales provenientes por encima y por debajo de un piso determinado causa el aumento de la aceleración de piso que es necesaria para satisfacer el equilibrio horizontal dinámico, como se muestra en la figura 5.47. En esta misma figura, se ilustra la fuerza causada por esa aceleración de piso,  $F_{inercia}$ . El corte en las columnas y la fuerza de amortiguación son pequeñas comparadas con las fuerzas de las riostras, y por lo tanto la aceleración es causada principalmente por la diferencia de fuerza de estos puntales. La figura 5.47 también muestra la razón por la que las transiciones de rigidez a alta velocidad tienden a producir mayores diferencias de fuerza y, por lo tanto, una mayor aceleración en los sistemas autocentrantes. Las distancias más grandes (mayor *imbalance*) significan mayores desequilibrios de fuerza cuando cambia la rigidez, lo que a su vez da lugar a mayores aceleraciones de piso. Sin embargo, estas aceleraciones inerciales causadas por los arriostramientos están limitadas por la diferencia máxima entre las fuerzas de las 2 riostras autocentrantes [8]. (2) Otra causa se puede deber a lo planteado por Erochko [8] y Haque [68], los cuales indican que los elementos *SC* 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 mayores aceleraciones.

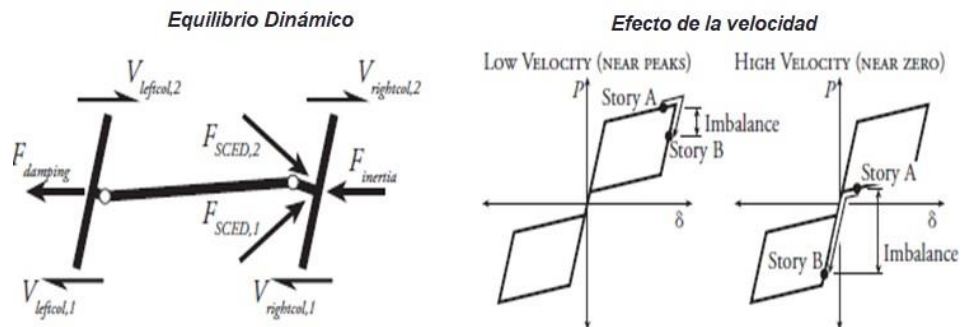


Figura 5.47 – Equilibrio dinámico y efecto de la velocidad en el desequilibrio de fuerzas [8]

Tabla 5.12 – Valores máximos de aceleración absoluta para cada sistema

Sistema	Registro	Aceleración absoluta [g]	Piso
SCBF	Constitución	1.47	4
	Concepción	1.14	4
	Viña del Mar	0.73	4
BRB	Constitución	1.25	4
	Concepción	0.93	4
	Viña del Mar	0.77	4
SC	Constitución	1.92	2
	Concepción	1.31	4
	Viña del Mar	1.19	4
BRB*	Constitución	1.14	4
	Concepción	0.83	4
	Viña del Mar	0.75	4
SC*	Constitución	2.27	2
	Concepción	1.33	4
	Viña del Mar	1.76	2

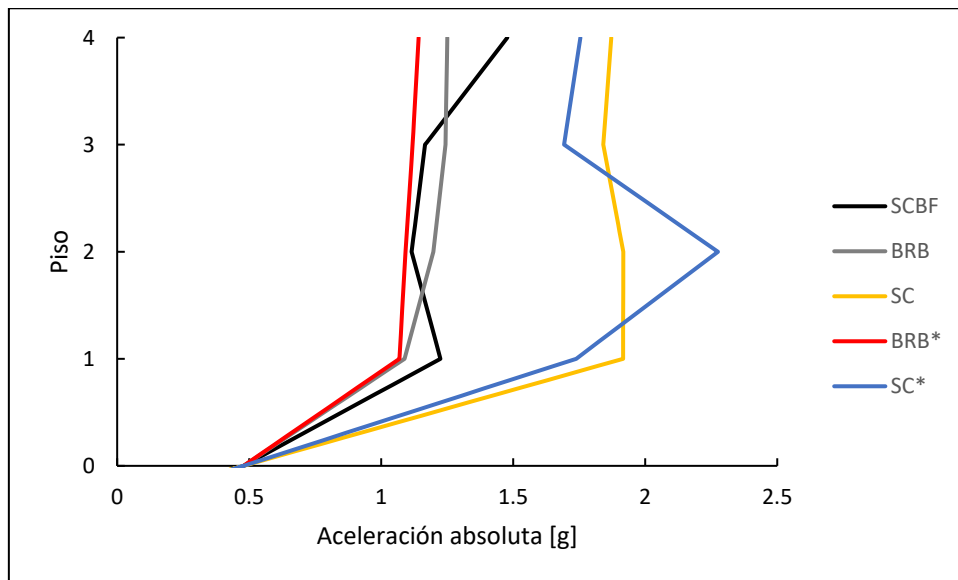


Figura 5.48 – Aceleración máxima por piso, Constitución, dirección de análisis Y

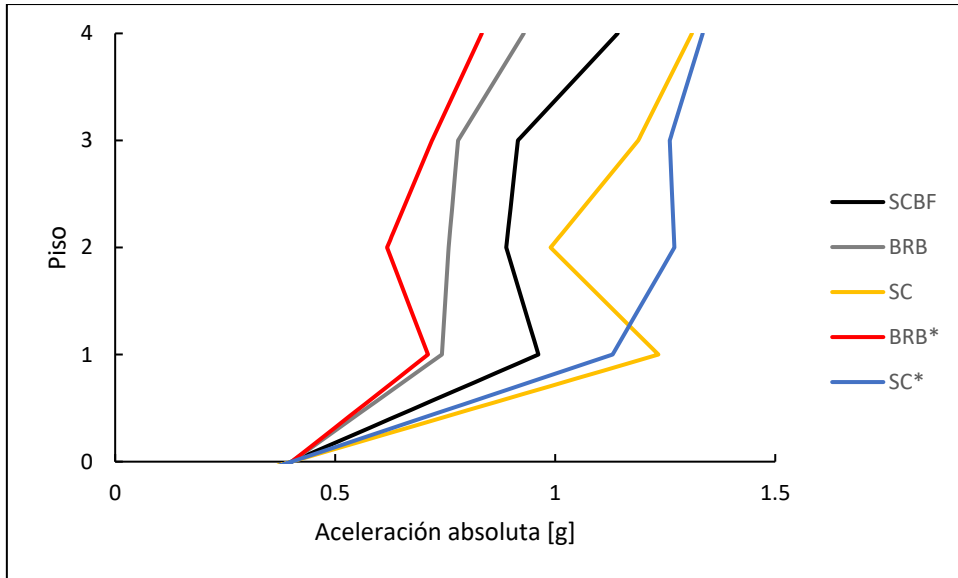


Figura 5.49 – Aceleración máxima por piso, Concepción, dirección de análisis Y

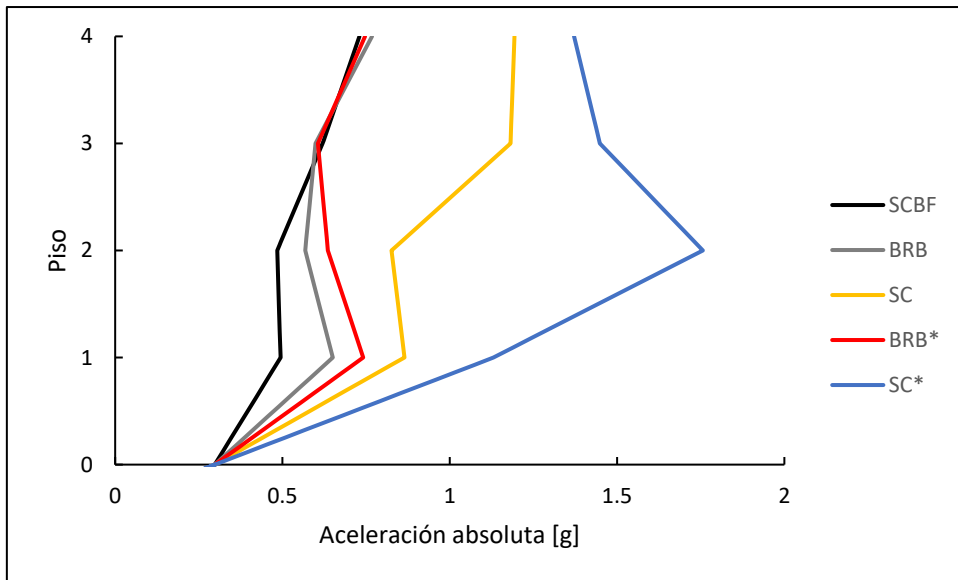


Figura 5.50 – Aceleración máxima por piso, Viña del Mar, dirección de análisis Y

## 5.6. Modificación de los parámetros constitutivos del autocentrante

### 5.6.1. Reducción de la fuerza de activación $P_o$

En esta sección se realizará un análisis por sensibilidad modificando a la mitad el parámetro de la fuerza de activación  $P_o$  del autocentrante, pero manteniendo las mismas características del sistema SC. Es decir, se considera la misma rigidez inicial, el área del núcleo de acero, la capacidad de disipación de energía vinculado al parámetro  $\beta$ , y la carga máxima de tracción asociada al 2% del *drift* de diseño. Se comparará las deformaciones residuales, deformaciones máximas, *drifts* máximos por piso y aceleraciones absolutas de este nuevo sistema denominado SC\_2 con el sistema SC utilizando los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar.

En la figura 5.51 se ilustra la histéresis del análisis cuasiestático cíclico utilizando los valores de la tabla 5.13 correspondientes al nuevo sistema SC\_2. Los resultados del análisis no lineal dinámico entre los sistemas SC y SC\_2 se presentan en las figuras 5.52 a la figura 5.63.

Tabla 5.13 – Parámetros del sistema autocentrante SC\_2

Piso	$K_o$ [tonf/cm]	$P_o$ [tonf]	$r$ [%]	$K_2$ [tonf/cm]	$\beta$
4	205	66	8	5.28	0.95
3	205	66	8	5.28	0.95
2	322	105	8	8.4	0.95
1	322	105	8	8.4	0.95

Los resultados indican que, al disminuir el punto de activación a la mitad, las deformaciones de la estructura (residuales, *drifts* máximos por piso y envolvente de deformación) aumentan considerablemente. Esto se puede relacionar con la reducción del rango elástico del sistema SC\_2 con respecto al modelo SC, al disminuir la fuerza de activación  $P_o$  provocando que la incursión del rango inelástico sea a una menor deformación axial, obteniendo así una estructura más flexible y, en consecuencia, mayores deformaciones. Sin embargo, las aceleraciones absolutas del sistema SC\_2 son en general menores a la del sistema SC, concluyendo que el modelo con la fuerza de activación reducida posee una mayor capacidad de disipación de energía, esto se puede deber a que el dispositivo autocentrante, al reducir su punto de activación, se activa a una menor deformación, otorgando una mayor capacidad de disipación de energía.

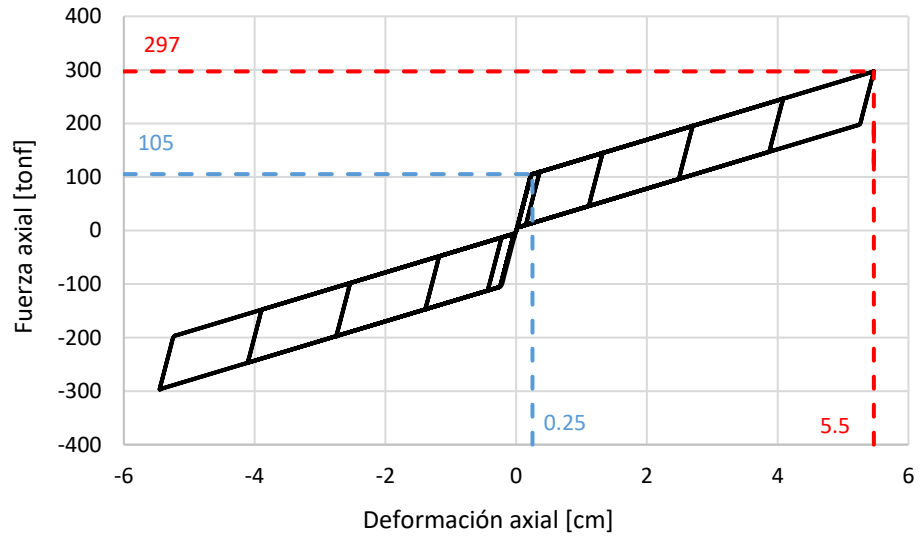


Figura 5.51 – Análisis cuasiestático cíclico, sistema SC\_2

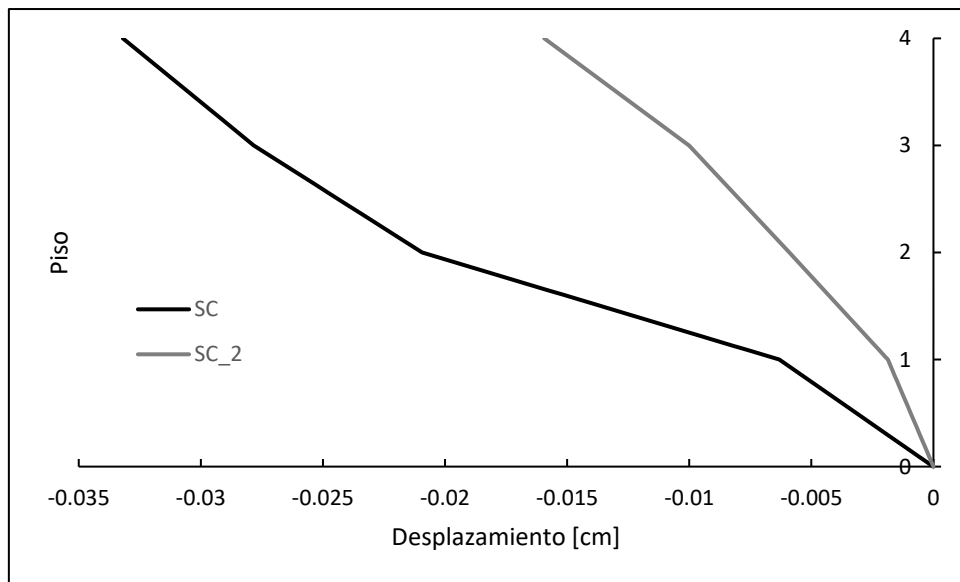


Figura 5.52 – Deformaciones residuales, sistemas SC y SC\_2, Constitución

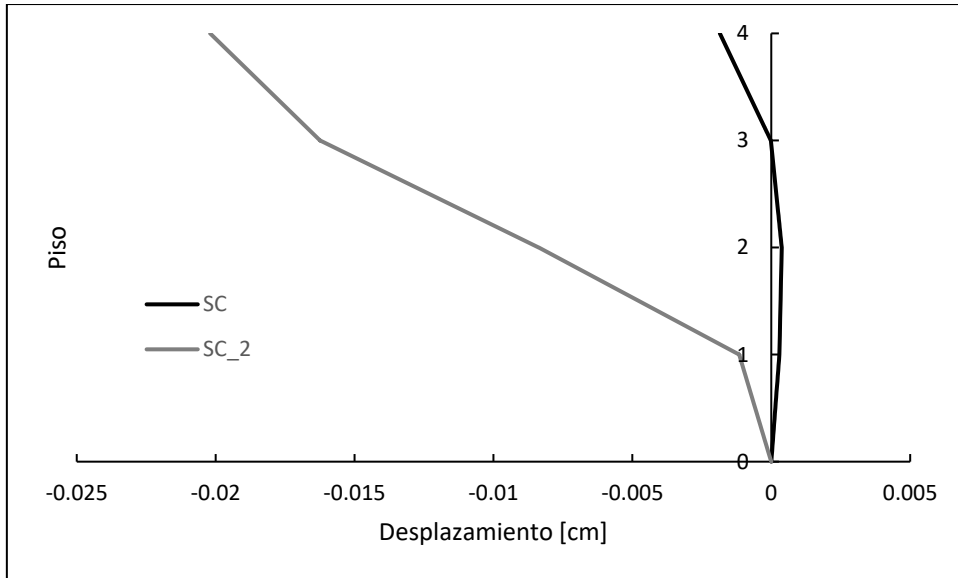


Figura 5.53 – Deformaciones residuales, sistemas SC y SC\_2, Concepción

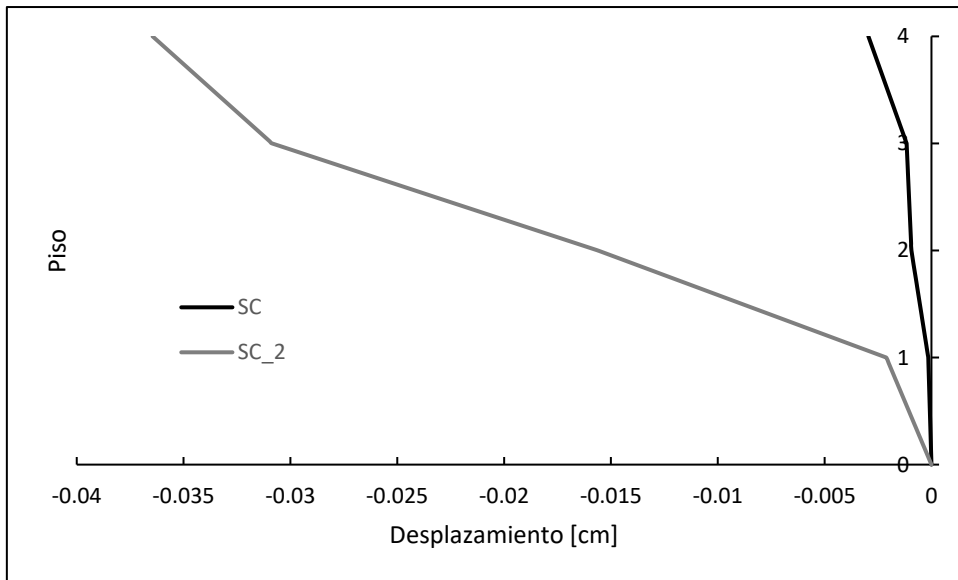


Figura 5.54 – Deformaciones residuales, sistemas SC y SC\_2, Viña del Mar

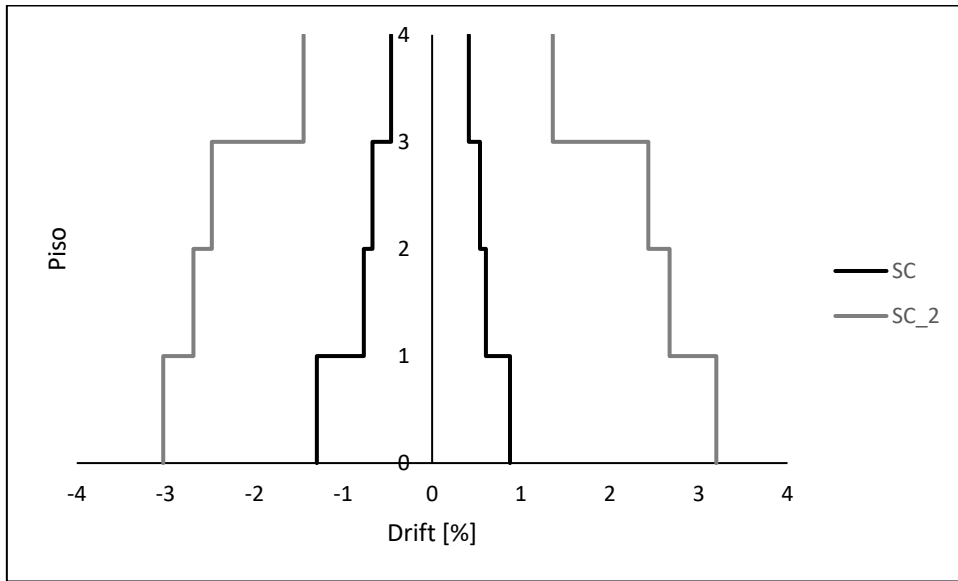


Figura 5.55 – Drifts máximos por piso, sistemas SC y SC\_2, Constitución

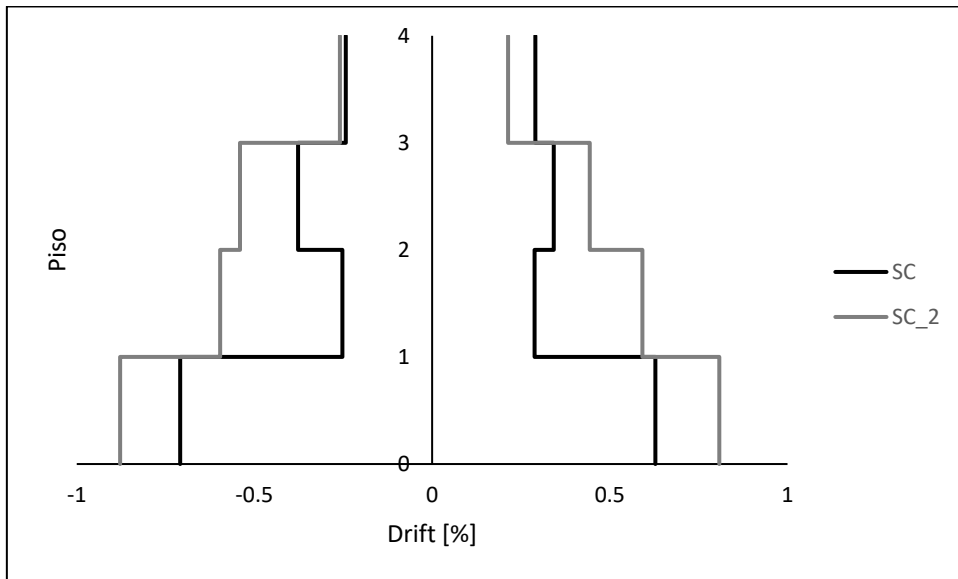


Figura 5.56 – Drifts máximos por piso, sistemas SC y SC\_2, Concepción

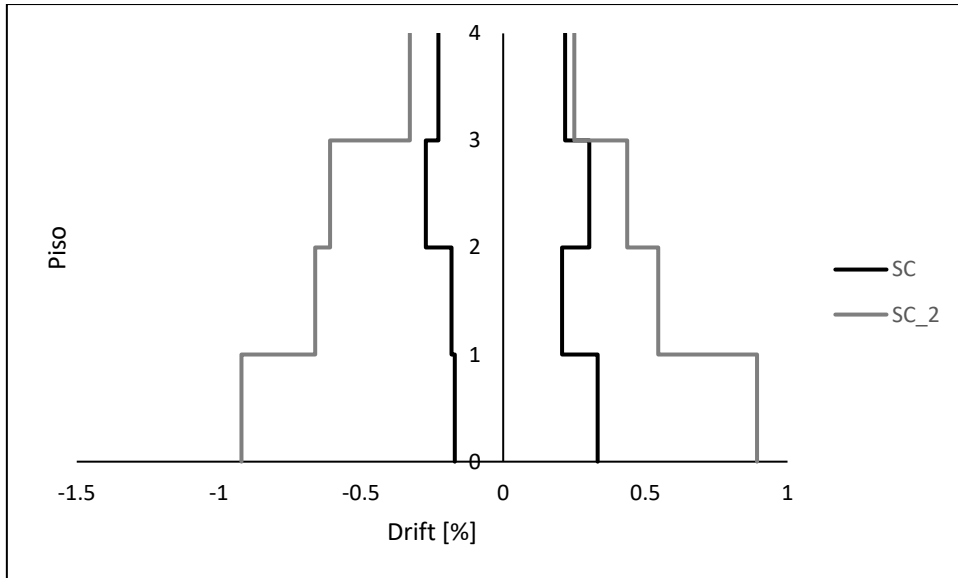


Figura 5.57 – Drifts máximos por piso, sistemas SC y SC\_2, Viña del Mar

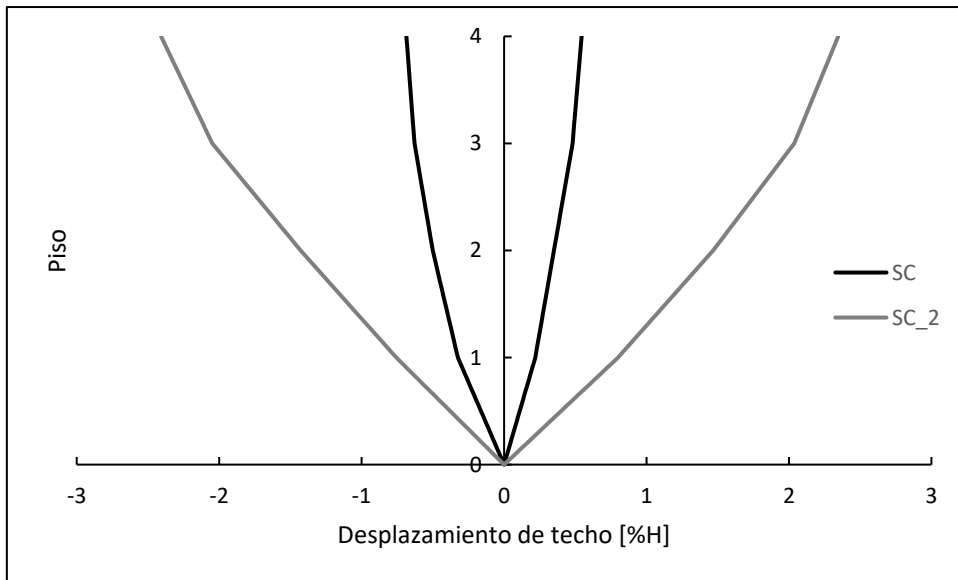


Figura 5.58 – Deformaciones máximas por piso, sistemas SC y SC\_2, Constitución

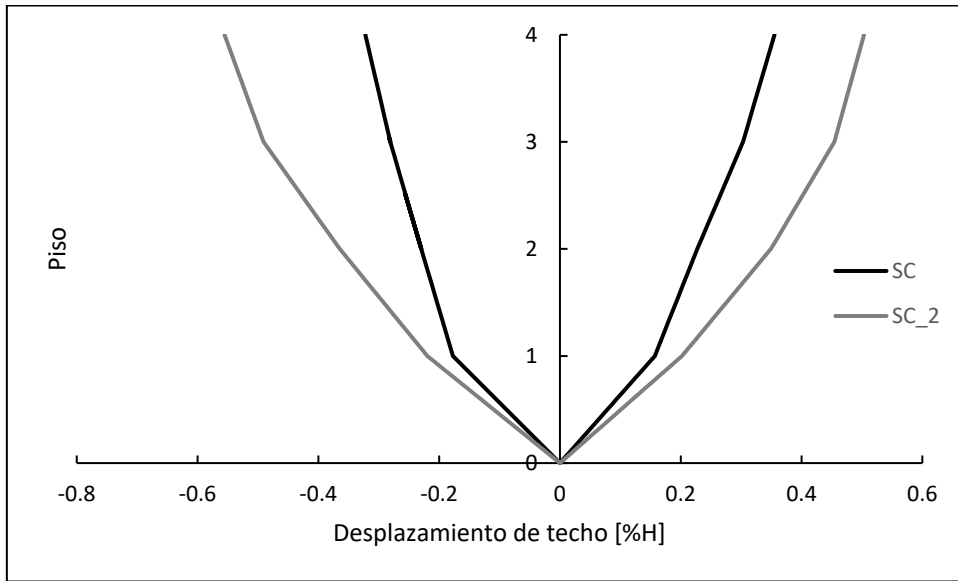


Figura 5.59 – Deformaciones máximas por piso, sistemas SC y SC\_2, Concepción

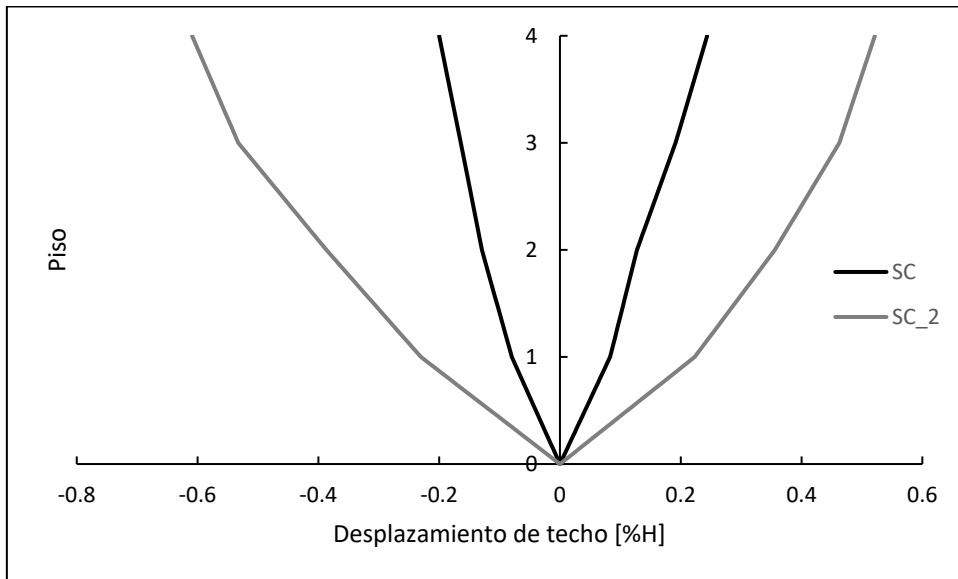


Figura 5.60 – Deformaciones máximas por piso, sistemas SC y SC\_2, Viña del Mar

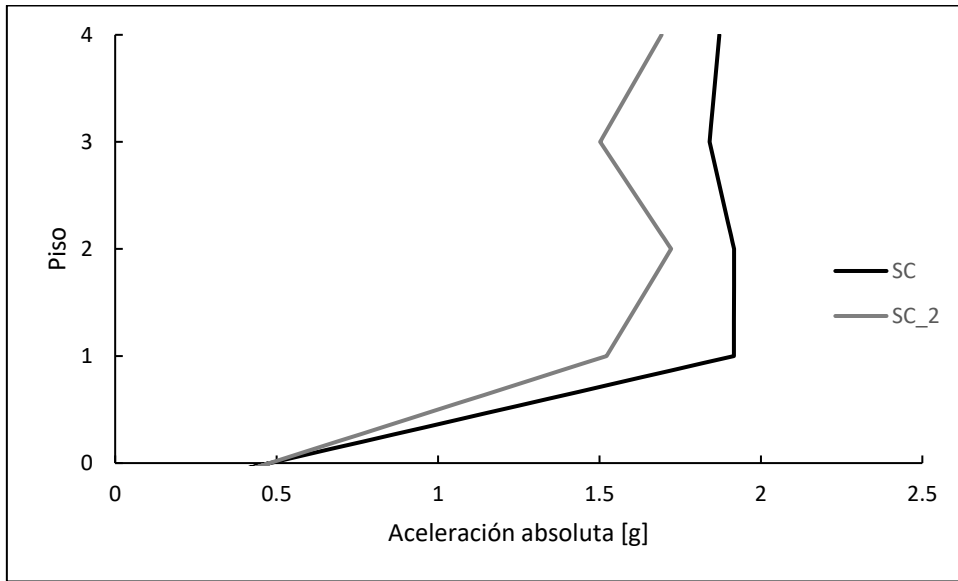


Figura 5.61 – Aceleración máxima absoluta, sistemas SC y SC\_2, Constitución

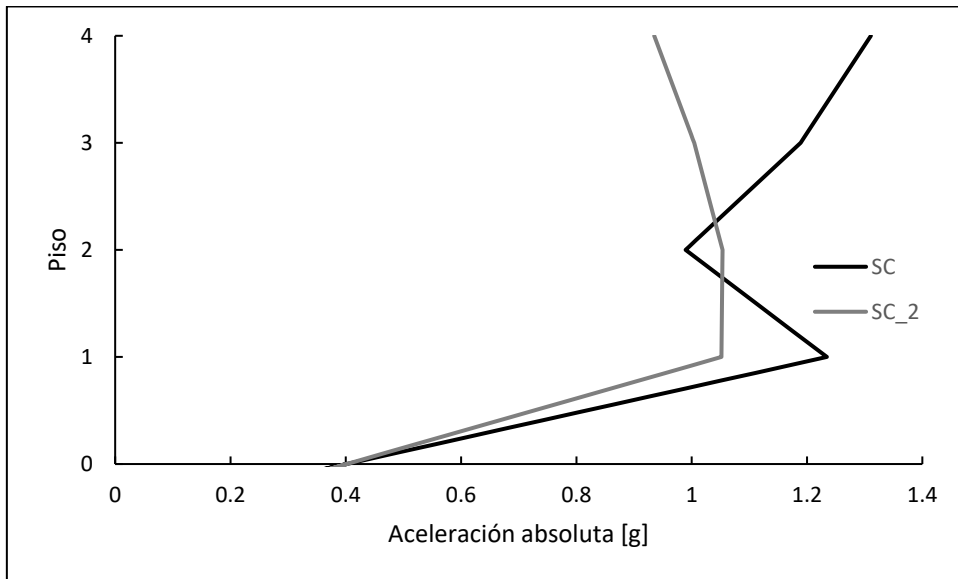


Figura 5.62 – Aceleración máxima absoluta, sistemas SC y SC\_2, Concepción

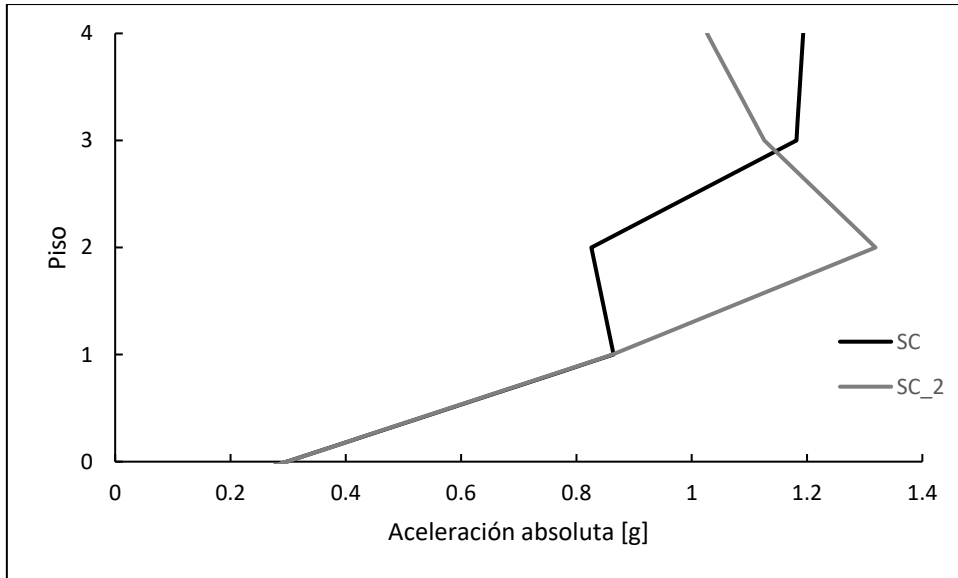


Figura 5.63 – Aceleración máxima absoluta, sistemas SC y SC\_2, Viña del Mar

# Capítulo VI

## 6. Conclusiones

De acuerdo con lo expuesto en este trabajo, a continuación, se plantean las conclusiones y algunos comentarios finales:

- En este trabajo se estudió el diseño y análisis sísmico de una estructura de acero tipo oficina de cuatro pisos arriostrado con elementos convencionales (tubulares circulares), barras de pandeo restringido y dispositivos autocentrante. El diseño de los elementos estructurales se realizó mediante la normativa NCh433 y utilizando un factor de modificación de la respuesta  $R_o$  igual a 8. La verificación de la resistencia y esbeltez se realizó mediante la normativa AISC360-16, mientras que la verificación de la ductilidad de las secciones y el diseño por capacidad se obtuvo por medio de lo establecido en el AISC341-16. Los resultados del análisis y diseño resultaron en elementos comerciales, correspondientes a un corte basal máximo estipulada por el código sísmico NCh433 asociado a un 19.2% del peso sísmico del edificio. Cabe destacar que uno de los requisitos más restrictivos para el diseño fue el límite del *drift* entrepiso de 0.2% de la norma NCh433, esto debido a que a las riostras *BRB* proporcionan una menor rigidez lateral al sistema, comparado con los arriostramientos convencionales, haciendo que la estructura sea más flexible, obteniendo mayores desplazamientos.
- Los marcos se modelaron utilizando elementos con plasticidad distribuida, y mediante el análisis cuasiestático cíclico, se obtuvieron las curvas de histéresis de los arriostramientos para los tres sistemas estudiados. Los resultados mostrados confirman las hipótesis de las leyes constitutivas para cada uno de los elementos utilizados, los cuales se compararon con elementos ensayados en laboratorio [84], [85], [8] para los tres sistemas. Para el caso del sistema *SCBF*, la riostra muestra un buen comportamiento a tracción alcanzado el esfuerzo de fluencia esperado. De igual manera, teniendo en cuenta las dificultades que tiene el acero al someterse a esfuerzos de compresión, se obtuvieron resultados similares a los estimados por el AISC341-16 para la fuerza de compresión máxima y la resistencia de post-pandeo. Para el caso del sistema *BRBF*, se puede apreciar la estabilidad que posee este elemento en comparación con el modelo convencional al poder soportar fuerzas más grandes de compresión y, en consecuencia, proporcionar una mayor capacidad de disipación de energía. Por último, se modeló el autocentrante (*SC*) utilizando los criterios establecidos por Tremblay [79], esto es, considerando las mismas propiedades elásticas que posee una diagonal *BRB* y una fuerza de tracción máxima asociada al 2% del *drift* de diseño de las barras de pandeo restringido, dando como resultado una histéresis “tipo bandera” típica de sistemas autocentrantes.
- Como resultado del análisis dinámico no lineal, no se registró en ningún caso un *drift* máximo superior al 1.5%, a excepción de los sistemas *SCBF* y *SC\** donde utilizando el registro de Constitución se obtuvieron derivas equivalentes a un 5.8% y a un 3.63%, respectivamente. 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.

- Con respecto a las deformaciones residuales, los sistemas *BRB* y *SC* cumplen con los límites establecidos por Itawa [10], Erochko [11] y McCormick [9], donde establecen *drifts* residuales máximos de entrepiso de 1.1% y *drifts* residuales máximos de techo de 0.5%, siendo el sistema *SC* y *SC\** los más relevantes al tener una deformación remanente muy cercana al 0%, independiente de la forma en que se diseñaron estos dos sistemas. 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 de 0.317% y 1.14%, respectivamente, 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 las del *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 [90], facilitando la presencia de deformaciones residuales.
- En cuanto a las aceleraciones absolutas, el sistema *BRB* posee los menores valores en relación con los otros sistemas, esto se debe en parte a la gran capacidad de disipación de energía que tienen estos dispositivos, incluso para el modelo optimizado *BRB\**, dando resultados similares con el sistema *BRB*. Por otro lado, el sistema autocentrante *SC* es el que tiene mayores aceleraciones por piso con respecto al sistema *BRB* y *SCBF*, demostrando tener una baja capacidad de disipar energía con respecto a estos dos sistemas, siendo coherente con lo estipulado por Haque [68] y Erochko [8] al recalcar que una de las desventajas del *SC*, es la baja capacidad de disipar energía frente a otros dispositivos que trabajan a fluencia como los sistemas *BRB* o las riostras convencionales. Otra causa sobre el incremento en las aceleraciones absolutas de piso se debe a las transiciones de rigidez que se producen a alta velocidad produciendo mayores diferencias de fuerzas en las diagonales y aumentando así la fuerza inercial la cual está asociada a la aceleración de piso. Esto se intensifica aún más para el modelo optimizado del autocentrante *SC\**.
- Los resultados de la reducción del punto de activación del autocentrante a la mitad del diseño original (*SC*) establecen diferencias notorias con respecto a las deformaciones, ya que aumentan considerablemente para los tres registros contemplados en este estudio. La causa de esto se puede relacionar con la reducción del rango elástico del sistema modificado (sistema *SC\_2*) obteniendo así una estructura más sensible a los desplazamientos. Sin embargo, con respecto a las aceleraciones absolutas, el sistema modificado posee valores más bajos que los del sistema *SC*, debido a la temprana activación del dispositivo autocentrante asociado a una menor deformación de activación, aumentando el área de la histéresis de la riostra y, en consecuencia, incrementando la capacidad de disipar energía.
- En conclusión, el diseño del sistema *SC* (tomando como referencia las propiedades elásticas iniciales del diseño de un sistema con *BRB*) para un edificio de acero de 4 pisos establecido en un suelo tipo D y una zona sísmica 3, y con los parámetros histeréticos 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 son bastante menores en comparación con el sistema convencional, y similares a las del sistema *BRB*. Sin embargo, esto no es válido para el sistema autocentrante optimizado *SC\**, donde, debido a su mayor flexibilidad, es el sistema que posee mayores deformaciones para todos los registros (con excepción de las deformaciones residuales). Para los registros de Concepción y Viña del Mar, su desempeño no

es tan destacable en comparación con los sistemas *SCBF* y *BRB*, esto debido a que las deformaciones entre estos sistemas (utilizando registros de características equivalentes a las de Viña del Mar y Concepción) son similares entre sí, con excepción de las deformaciones residuales cuyos resultados son cercanos a cero.

- Cabe destacar que, para la determinación de las fuerzas de diseño se utilizó la NCh433 en lugar de la NCh3411 debido a que las dimensiones del núcleo, utilizando el espectro de Sismo Máximo Probable (SMP), resultaban excesivamente grandes, y, en consecuencia, por equilibrio de fuerzas, las columnas y vigas conectadas a las riostras también resultan de magnos tamaños. Se comprobó en este trabajo mediante la hipótesis del diseño por capacidad y un análisis no lineal tiempo-historia, que, utilizando secciones de núcleo de acero de menores dimensiones empleando el espectro de diseño de la NCh433, las riostras disipan energía, y las columnas permanecen dentro del rango elástico para los tres registros analizados. Demostrando así la estabilidad de la estructura con las dimensiones del núcleo de acero obtenidas por la NCh433.

## Referencias

- [1] C. Qiu, Y. Zhang, H. Li, B. Qu, H. Hou, and L. Tian, "Seismic performance of Concentrically Braced Frames with non-buckling braces: A comparative study," *Eng. Struct.*, vol. 154, no. October 2017, pp. 93–102, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.10.075.
- [2] Instituto Nacional de Normalización, *NCh433Of. 1996, Diseño sísmico de edificios. Modificada en 2012*. Santiago, 1996.
- [3] K. Varughese and R. El-Hacha, "Design and behaviour of steel braced frame reinforced with NiTi SMA wires," *Eng. Struct.*, vol. 212, no. April, p. 110502, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110502.
- [4] B. Silwal and O. E. Ozbulut, "Aftershock fragility assessment of steel moment frames with self-centering dampers," *Eng. Struct.*, vol. 168, no. March, pp. 12–22, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.071.
- [5] C. Qiu and X. Du, "Seismic performance of multistory CBFs with novel recentering energy dissipative braces," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 168, no. xxxx, p. 105864, 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.105864.
- [6] C. Christopoulos, S. Pampanin, and M. J. Nigel Priestley, "Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: Single-degree of freedom systems," *J. Earthq. Eng.*, vol. 7, no. 1, pp. 97–118, 2003, doi: 10.1080/13632460309350443.
- [7] S. Pampanin, C. Christopoulos, and M. J. Nigel Priestley, "Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II: Multi-degree of freedom systems," *J. Earthq. Eng.*, vol. 7, no. 1, pp. 119–147, 2003, doi: 10.1080/13632460309350444.
- [8] J. A. . Erochko, "Improvements to the Design and Use of Post-Tensioned," University of Toronto, 2013.
- [9] J. McCormick, H. Aburano, M. Ikenaga, and M. Nakashima, "Permissible Residual Deformation Levels for Building Structures Considering both Safety and Human Elements," *14th World Conf. Earthq. Eng.*, p. 8, 2008.
- [10] Y. Iwata, H. Sugimoto, and 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," pp. 23–32.
- [11] J. Erochko, C. Christopoulos, R. Tremblay, and H. Choi, "Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed according to ASCE 7-05," *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 5, pp. 589–599, 2011, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000296.
- [12] M. Ramirez and E. Miranda, "Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation," *Pacific Conf. Earthq. Eng.*, vol. 1, no. 056, 2012, doi: 10.1002/eqe.2217.
- [13] A. Issa and M. S. Alam, "Comparative seismic fragility assessment of buckling restrained and self-centering (friction spring and SMA) braced frames," *Smart Mater. Struct.*, vol. 29, no. 5, 2020, doi: 10.1088/1361-665X/ab7858.
- [14] J. McCormick, R. Desroches, D. Fugazza, and F. Auricchio, "Seismic assessment of concentrically braced steel frames with shape memory alloy braces," *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 6, pp. 862–870, 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:6(862).
- [15] B. Asgarian and S. Moradi, "Seismic response of steel braced frames with shape memory alloy braces," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 67, no. 1, pp. 65–74, 2011, doi: 10.1016/j.jcsr.2010.06.006.
- [16] S. Hu, W. Wang, and B. Qu, "Seismic evaluation of low-rise steel building frames with self-centering

energy-absorbing rigid cores designed using a force-based approach,” *Eng. Struct.*, vol. 204, no. December 2019, p. 110038, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110038.

- [17] ICHA, CDT, and CORFO, “La nueva generación de edificios de acero,” *Difusión Tecnol. industrialización*, 2017.
- [18] MINVU, “D.S. 61 - Diseño Sísmico de Edificios,” *Diseño Sísmico de edificios*. p. 19, 2011.
- [19] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings, ANSI / AISC 360-16*. 2016, p. 676.
- [20] American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16*. 2016, p. 480.
- [21] Instituto Nacional de Normalización, *NCh427/1:2016, Construcción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. Santiago, 2016, p. 302.
- [22] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3411:2017, Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización, 2017, p. 49.
- [23] I. C. del Acero, “Manual de Diseño para Estructuras de Acero.” p. 812, 2010.
- [24] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, “OpenSees Command Language Manual. Pacific Earthquake Engineering Research Center,” *University of California, Berkeley*. 2007.
- [25] M. Bruneau, C.-M. Uang, and R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures*, 2nd Editio. The McGraw-Hill Companies, Inc., 2011.
- [26] J. C. McCormac and S. F. Csernak, *Diseño de Estructuras de Acero*, 5a edición. Pearson Education, Inc., 2012.
- [27] M. Carolina and T. Zambrano, “RESPUESTA EXPERIMENTAL DE EDIFICIOS A ESCALA CON DISIPADORES DE ENERGÍA,” *Universidad de Los Andes*, 2004.
- [28] F. Javier, *Diseño sismorresistente de Construcciones de Acero*, 5th Editio. Asociación Latinoamericana del Acero (alacero), 2018.
- [29] G. Black, W. A. B. Wenger, and E. P. Popov, “Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals,” *Berkeley, California*, 1980.
- [30] S. A. Mahin, “CYCLIC INELASTIC BUCKLING Report to the National Science Foundation,” *Berkeley, California*, 1980.
- [31] B. A. Astaneh-asl and A. M. Asce, “Cyclic In-Plane Buckling of Double Angle Bracing,” *J. Struct. Eng.*, vol. 110, no. 9, pp. 2036–2055, 1985.
- [32] L. Leowardi and W. Walpole, “Performance of steel brace members,” *Christchurch, New Zealand*, 1996.
- [33] W. Walpole, “Behaviour of Cold-Formed Steel RHS Members Under Cyclic Loading,” *Christchurch, New Zealand*, 1996.
- [34] R. Tremblay, “Inelastic seismic response of steel bracing members,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 58, no. 5–8, pp. 665–701, 2002, doi: 10.1016/S0143-974X(01)00104-3.
- [35] S. C. Goel, “Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure,” *J. Struct. Eng.*, vol. 115, no. 8, pp. 1960–1976, 1990.

- [36] K. Lee and M. Bruneau, "Energy dissipation of compression members in concentrically braced frames: Review of experimental data," *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 4, pp. 552–559, 2005, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:4(552).
- [37] R. Rubiano, "Modelación inelástica de edificios de concreto con Disipadores de energía histeréticos," no. 15, pp. 30–39, 2002, doi: 10.16924/riua.v0i15.525.
- [38] A. Benavent-Climent, *Estructuras sismorresistentes*. Madrid, 2010.
- [39] M. C. Constantinou, T. T. Soong, and G. F. Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), 1998.
- [40] M. Nakai, "Advanced Structural Technologies for High-Rise Buildings in Japan," *CTBUH J.*, no. 2, pp. 22–29, 2015.
- [41] I. G. Buckle, "Passive control of structures for seismic loads," *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 33, no. 3, pp. 209–221, 2000, doi: 10.5459/bnzsee.33.3.209-221.
- [42] T. T. Soong and B. F. Spencer, "Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice," *Eng. Struct.*, vol. 24, no. 3, pp. 243–259, 2002, doi: 10.1016/S0141-0296(01)00092-X.
- [43] T. Singh, M. Kalra, and A. K. Misra, "Simplified probabilistic seismic assessment of dampers in tall and braced structures in buildings," *J. Eng. Des. Technol.*, no. January, 2020, doi: 10.1108/JEDT-09-2019-0234.
- [44] Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, *Protección Sísmica de Estructuras*. 2011.
- [45] A. M. Remennikov and W. R. Walpole, "Concentrically-Braced Steel Systems," *Engineering*, vol. 26, no. January, pp. 859–874, 1997.
- [46] M. FUJIMOTO, T. AOYAGI, K. UKAI, A. WADA, and K. SAITO, "Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames," *Trans. Archit. Inst. Japan*, vol. 195, no. 0, pp. 39-49, 1972, doi: 10.3130/aijsaxx.195.0\_39.
- [47] R. Tanabashi, K. Kaneta, and T. Ishida, "On the rigidity and ductility of steel bracing assemblages," *5th World Conference on Earthquake Engineering*. 1974.
- [48] J. O. Malley and E. P. Popov, "Shear links in eccentrically braced frames," *J. Struct. Eng. (United States)*, vol. 110, no. 9, pp. 2275–2295, 1984, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:9(2275).
- [49] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada, and M. Fujimoto, "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube," *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering (Vol.4)*. pp. 719–724, 1988.
- [50] M. Fujimoto, A. Wada, E. Saeki, T. Takeuchi, and A. Watanabe, "Development of Unbonded Brace," vol. 115, no. January 1990, pp. 91–96, 1990.
- [51] A. Watanabe, "Design and applications of buckling-restrained braces," *Int. J. High-Rise Build.*, vol. 7, no. 3, pp. 215–221, 2018, doi: 10.21022/IJHRB.2018.7.3.215.
- [52] C. J. Black and I. Aiken, "Component Testing , Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces TM," Tokyo, Japan, 2002.
- [53] P. Clark, I. Aiken, and E. Ko, "Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices." 1999.

- [54] R. Tremblay, G. Degrange, and J. Blouin, "Seismic rehabilitation of a four-storey building with a stiffened bracing system." pp. 4–9, 1999.
- [55] E. Ko and C. Field, "The Unbonded Brace™ : From research to Californian practice." 1999.
- [56] R. A. Kersting, L. A. Fahnestock, and W. A. López, "Seismic Design of Steel Buckling- Restrained Braced Frames A Guide for Practicing Engineers," 2015.
- [57] M. Medalla, C. Peña, P. Hidalgo, and M. E. Bravo, "Aplicación Industrial de Riostras de Pandeo Restringido (BRB) en Chile," no. 1, pp. 1–12, 2015.
- [58] S. Hussain, P. Van Benschoten, M. Al Satari, and S. Lin, "Buckling Restrained Braced Frame ( BRBF ) Structures : Analysis , Design and Approvals Issues." 2006.
- [59] M. Dolce, D. Cardone, and R. Marnetto, "Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 29, no. 7, pp. 945–968, 2000, doi: 10.1002/1096-9845(200007)29:7<945::aid-eqe958>3.0.co;2-%23.
- [60] C. Christopoulos, R. Tremblay, H. J. Kim, and 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, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(96).
- [61] D. J. Miller, L. A. Fahnestock, and M. R. Eatherton, "Development and experimental validation of a nickel-titanium shape memory alloy self-centering buckling-restrained brace," *Eng. Struct.*, vol. 40, pp. 288–298, 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.02.037.
- [62] L. Xu, X. Fan, and Z. Li, "Experimental behavior and analysis of self-centering steel brace with pre-pressed disc springs," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 139, pp. 363–373, 2017, doi: 10.1016/j.jcsr.2017.09.021.
- [63] A. Zhang and Q. Ye, "Design and testing of prefabricated steel frame with an innovative re-centering energy dissipative brace," *Eng. Struct.*, vol. 201, no. June, p. 109791, 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109791.
- [64] A. Zhang, Q. Ye, and Z. Wang, "Experimental investigation on behavior of re-centering energy dissipative brace," *Eng. Struct.*, vol. 213, no. April, p. 110606, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110606.
- [65] O. E. Ozbulut, R. J. Michael, and B. Silwal, "Seismic performance assessment of steel frames upgraded with self-centering viscous dampers," *Conf. Proc. Soc. Exp. Mech. Ser.*, vol. 2, no. February, pp. 421–432, 2015, doi: 10.1007/978-3-319-15248-6\_43.
- [66] R. Aghlara and M. M. Tahir, "A passive metallic damper with replaceable steel bar components for earthquake protection of structures," *Eng. Struct.*, vol. 159, no. July 2017, pp. 185–197, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.12.049.
- [67] C. Qiu, Y. Zhang, B. Qu, C. Dai, H. Hou, and H. Li, "Cyclic testing of seismic dampers consisting of multiple energy absorbing steel plate clusters," *Eng. Struct.*, vol. 183, no. January, pp. 255–264, 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.01.003.
- [68] B. Columbia, "SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION AND DESIGN OF A NOVEL PISTON BASED SELF-CENTERING BRACING SYSTEM by A. B. M. Rafiqul Haque," 2017.
- [69] A. B. M. R. Haque and M. S. Alam, "Cyclic performance of a piston based self-centering bracing system," *Struct. Congr. 2015 - Proc. 2015 Struct. Congr.*, pp. 2360–2371, 2015, doi: 10.1061/9780784479117.205.
- [70] A. S. of C. Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. 2010, p. 658.

- [71] Instituto Nacional de Normalización, *NCh2745:2013, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Santiago, 2013, p. 85.
- [72] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3171Of.2010, Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas*. Santiago, 2010, p. 17.
- [73] Instituto Nacional de Normalización, *NCh 1537 Of2009 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*. Santiago, 2009, p. 37.
- [74] Cintac, "Manual Técnico Instadeck." p. 7, 2010, [Online]. Available: [https://www.cintac.cl/pdf/manual\\_instadeck.pdf](https://www.cintac.cl/pdf/manual_instadeck.pdf).
- [75] S. Momenzadeh, "Seismic design study of concentrically braced frames with and without buckling-controlled braces," Iowa State University, 2017.
- [76] CoreBrace, "Bolted Brace and Casing Information." 2020.
- [77] NEHRP, "Nonlinear structural analysis for seismic design.," 2010.
- [78] CoreBrace, "BRB Core Components," *NASPA J.*, vol. 42, no. 4, p. 1, 2005, doi: 10.1017/CBO9781107415324.004.
- [79] R. Tremblay, M. Lacerte, and C. Christopoulos, "Seismic response of multistory buildings with self-centering energy dissipative steel braces," 2008.
- [80] R. Chen, C. Qiu, and D. Hao, "Seismic response analysis of multi-story steel frames using BRB and SCB hybrid bracing system," *Appl. Sci.*, vol. 10, no. 1, 2020, doi: 10.3390/app10010284.
- [81] R. Sabelli, S. Mahin, and C. Chang, "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces," *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 5, pp. 655–666, 2003, doi: 10.1016/S0141-0296(02)00175-X.
- [82] S. R. Zaruma and L. A. Fahnestock, "Seismic Stability of Buckling-Restrained Braced Frames," 2018.
- [83] S. M. Kostic and F. C. Filippou, "Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for Cyclic Inelastic Response," *J. Struct. Eng.*, vol. 138, no. 5, pp. 592–601, 2012, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000501.
- [84] P. Uriz and S. a Mahin, "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures," Berkeley, 2008.
- [85] Á. Zsarnóczay, "Experimental and Numerical Investigation of Buckling Restrained Braced Frames for Eurocode Conform Design Procedure Development," Budapest University of Technology and Economics, 2013.
- [86] H. Krawinkler and G. D. P. K. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Eng. Struct.*, vol. 20, no. 4–6, pp. 452–464, 1998, doi: 10.1016/S0141-0296(97)00092-8.
- [87] J. Martinez, "Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica utilizando Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño para Algunas Tipologías Estructurales de Hormigón Armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos," p. 53, 2012.
- [88] A. Zabala, "Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero," Universidad Politécnica de Cartagena, 2017.
- [89] F. Mckenna, "Open System for Earthquake Engineering Simulation - Dynamic Analysis of 2 Story moment frame," 2013. [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic\\_Analysis\\_of\\_2-Story\\_Moment\\_Frame](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame) (accessed Feb. 15, 2020).

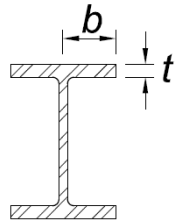
- [90] C. Peña and C. Urzúa, "Implementación de dispositivos BRB en edificio industrial mayor . Aplicación en Chile," no. 1, pp. 1–12, 2019.

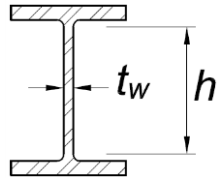
## ANEXOS

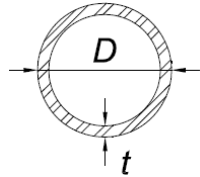
### Anexo A: Verificación de resistencia – AISC360-16

#### A.1. Clasificación de la sección según tabla B4.1a

Para compresión, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Para elementos con una sección no-esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder los valores  $\lambda_r$ . Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento a compresión excede el valor  $\lambda_r$ , la sección se considera esbelta.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (ala) (esbelto/ no esbelto)	Figura
Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (alma) (esbelto/ no esbelto)	Figura
Almas de secciones / con doble simetría y secciones canal	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (esbelto/ no esbelto)	Figura
Tubos circulares	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

W14x53		
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	7.25	
$\lambda_r$ , limite (ala)	16.13	
Pandeo Local Ala	NO	NO ESBELTA
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	39.88	
$\lambda_r$ , limite (alma)	42.93	
Pandeo Local Alma	NO	NO ESBELTA

W14x38		
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	6.615384615	
$\lambda_r$ , limite (ala)	16.13	
Pandeo Local Ala	NO	NO ESBELTA
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	42.19	
$\lambda_r$ , limite (alma)	42.93	
Pandeo Local Alma	NO	NO ESBELTA

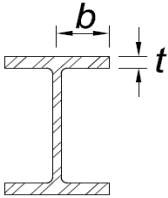
W14x145		
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	10.94	
$\lambda_r$ , lim (ala)	16.13	
Pandeo Local Ala	NO	NO ESBELTA
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	12.11	
$\lambda_r$ , lim (alma)	42.93	
Pandeo Local Alma	NO	NO ESBELTA

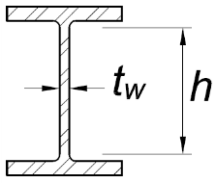
W8x67		
$\lambda_{ala}$ (b/ft)	7.25	
$\lambda_r$ , lim (ala)	16.13	
Pandeo Local Ala	NO	NO ESBELTA
$\lambda_{alma}$ (h/tw)	8.42	
$\lambda_r$ , lim (alma)	42.93	
Pandeo Local Alma	NO	NO ESBELTA

Riostras Yoder 10"		
$\lambda$ (D/t)	29.45	
$\lambda_r$ , lim	93.90	
Pandeo Local	NO	NO ESBELTA

## A.2. Clasificación de la sección según tabla B4.1b

Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder  $\lambda_p$ . Si la razón ancho-espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede  $\lambda_p$ , pero no supera  $\lambda_r$ , la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede  $\lambda_r$ , la sección califica como esbelta.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite ancho-espesor $\lambda_p$ (ala) (compacta/no compacta)	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (ala) (no compacta/esbelta)	Figura
Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite ancho-espesor $\lambda_p$ (alma) (compacta/no compacta)	Límite ancho-espesor $\lambda_r$ (alma) (no compacta/esbelta)	Figura
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		
$\lambda_{\text{ala}} (b/t_f)$	7.25	
$\lambda_p$ , limite (ala)	10.95	
$\lambda_r$ , limite (ala)	28.81	
Pandeo Local Ala	NO	COMPACTA
$\lambda_{\text{alma}} (h/t_w)$	23.64	
$\lambda_p$ , limite (alma)	108.33	
$\lambda_r$ , limite (ala)	164.22	
Pandeo Local Alma	NO	COMPACTA

W14x38		
$\lambda_{\text{ala}} (b/t_f)$	6.62	
$\lambda_p$ , limite (ala)	10.95	
$\lambda_r$ , limite (ala)	28.81	
Pandeo Local Ala	NO	COMPACTA
$\lambda_{\text{alma}} (h/t_w)$	42.19	
$\lambda_p$ , limite (alma)	108.33	
$\lambda_r$ , limite (ala)	164.22	
Pandeo Local Alma	NO	COMPACTA

## A.3 Tracción

### A.3.1 Disposiciones generales

La ecuación que rige la verificación a tracción es:

$$\phi_t P_n \geq P_u$$

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

- a) Para fluencia en tracción en la sección bruta

$$P_n = F_y A_g$$

Con un factor de resistencia a la tracción de  $\phi_t = 0.9$ .

- b) Para rotura en tracción en la sección neta

$$P_n = F_u A_e$$

Con un factor de resistencia a la tracción de  $\phi_t = 0.75$

Donde:

$A_e$ : Área neta efectiva

$A_g$ : Área bruta del miembro

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia mínima especificada

$F_u$ : Esfuerzo último mínimo especificado

### A.3.2 Esbeltez

No existe límite de esbeltez máxima para miembros a tracción. Sin embargo, es preferible que no exceda de 300.

<b>Tracción</b>					
<b>Riostras Yoder 10" - N° Schudel 40</b>					
<b>Verificación esbeltes</b>		<b>Resistencia a la Fluencia</b>		<b>Resistencia a la fractura</b>	
K	1	F <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	F <sub>u</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4080
L [cm]	599	A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	76.8	U	1
r [cm]	9.33	P <sub>n1</sub> [tonf]	194	An=Ae [cm <sup>2</sup> ]	76.8
λ	64	φ	0.9	P <sub>n2</sub> [tonf]	313
λ_límite	300	φP <sub>n1</sub> [tonf]	175	φ	0.75
				φP <sub>n2</sub> [tonf]	235
<b>Resistencia Nominal</b>					
φP <sub>n</sub> [tonf]	175				
P <sub>u</sub> [tonf]	102				
<b>CUMPLE</b>					

## A.4 Compresión

### A.4.1 Disposiciones generales

La ecuación que rige la verificación a compresión es:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

Donde:

$\phi_c$ : Factor de resistencia para compresión = 0.9

$P_n$ : Resistencia nominal a compresión

$P_u$ : Resistencia axial requerida según las combinaciones LFRD

### A.4.2 Esbeltez

Para miembros diseñados a compresión, la razón de esbeltez no será mayor que 200, es decir:

$$\lambda = \frac{KL}{r} < 200$$

### A.4.3 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas. La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión y pandeo torsional:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

El esfuerzo crítico  $F_{cr}$  se determina como sigue:

a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = [0.658 \frac{F_y}{F_e}] F_y$$

b) Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

En que:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

#### A.4.4 Pandeo torsional y de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo torsional, de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Dado que en este estudio los miembros comprimidos corresponden a perfiles W con doble simetría, el esfuerzo crítico,  $F_{cr}$ , se determina de la misma manera que en B.2.3., pero, utilizando la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional,  $F_e$ , determinado de la siguiente manera:

i) Para miembros con simetría doble:

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

Donde:

$C_w$ : Constante de alabeo, mm<sup>6</sup>

$G$ : Módulo elástico de corte del acero = 77200 [MPa]

$I_x, I_y$ : Momentos de inercia en torno de los ejes principales, mm<sup>4</sup>

$J$ : Constante torsional, mm<sup>4</sup>

$K_z$ : Factor de longitud efectiva para pandeo torsional

Para secciones doble T (W) con simetría doble,  $C_w$  puede tomarse como:

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

En que  $h_o$  es la distancia entre centroides de las alas.

### Compresión

Columnas: W14x145

Verificación Esbeltes	
K	1
L [cm]	330
r [cm]	10.11
$\lambda$	33
$\lambda$ limite	200
<b>CUMPLE</b>	

Pandeo a flexión	
$\lambda$	33
$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	19453
Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2396
Ag [cm <sup>2</sup> ]	278
Pn [tonf]	666

Pandeo torsional	
$\lambda$	19453
$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
J [cm <sup>4</sup> ]	633
Lcz [cm]	330
Ixx [cm <sup>4</sup> ]	71175
Iyy [cm <sup>4</sup> ]	28179
Cw [cm <sup>6</sup> ]	8.48E+08
Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1629927
Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2528
Ag [cm <sup>2</sup> ]	278
Pn [tonf]	703

Resistencia Nominal	
$\phi_c$	0.9
$\phi_c P_n$ [tonf]	600
Pu [tonf]	248.77
<b>CUMPLE</b>	

Columnas: W8x67

Verificación Esbeltes	
K	1
L [cm]	330
r [cm]	5.387
$\lambda$	61
$\lambda$ limite	200
<b>CUMPLE</b>	

Pandeo a flexión	
$\lambda$	61
$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	5523
Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2089
Ag [cm <sup>2</sup> ]	127.1
Pn [tonf]	265

Pandeo torsional	
$\lambda$	61
$4,71*(E/Fy)^{0,5}$	136
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	787221
J [cm <sup>4</sup> ]	210.2
Lcz [cm]	330
Ixx [cm <sup>4</sup> ]	11321.5
Iyy [cm <sup>4</sup> ]	3687.8
Cw [cm <sup>6</sup> ]	38839506
Fe [kgf/cm <sup>2</sup> ]	11889.63
Fcr [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2314.412
Ag [cm <sup>2</sup> ]	127.1
Pn [tonf]	294

Resistencia Nominal	
$\phi_c$	0.9
$\phi_c P_n$ [tonf]	239
Pu [tonf]	121
<b>CUMPLE</b>	

<b>Compresión</b>			
Riostras Yoder 10" - N° Schudel 40			
Verificación Esbeltes		Pandeo a flexión	
K	1	$\lambda$	64
L [cm]	600	$4,71 \cdot (E/F_y)^{0,5}$	138
r [cm]	9.33	$F_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2460
$\lambda$	64	$F_e$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	5012
$\lambda$ limite	200	$F_{cr}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2003
<b>CUMPLE</b>		Ag [cm <sup>2</sup> ]	76.8
Resistencia Nominal		Pn [tonf]	154
$\phi_c$	0.9		
$\phi_c P_n$ [tonf]	138		
Pu [tonf]	108		
<b>CUMPLE</b>			

## A.5 Diseño de miembros en flexión

### A.5.1 Disposiciones generales

La ecuación que rige la verificación a compresión es:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

La resistencia de diseño en flexión,  $\phi_b M_n$ , deben ser determinados utilizando un factor de resistencia  $\phi_b = 0.9$ .

Para miembros con simetría simple con curvatura simple y todos los elementos doblemente simétricos:

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

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

### A.5.2 Miembros compactos de sección I (doble T) de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayor

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

➤ **Fluencia**

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

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

➤ **Pandeo lateral-torsional**

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

b) Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

c) Cuando  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

En que:

$L_b$ : Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida, o arriostrada contra giro de la sección.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{is}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{is}} \right)^2}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$J$ : Constante torsional

$S_x$ : Módulo elástico de la sección en torno al eje x

$h_o$ : Distancia entre los centros de gravedad de las alas de la sección

Las longitudes límites  $L_p$  y  $L_r$  se determinan a continuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.96 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left( \frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

En que:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

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

### Flexión

W14x53

Fluencia	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530.00
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1150.00
Mp = Mn [tonf-m]	29.10

Resistencia Nominal	
$\phi$	0.90
$\phi$ Mn [tonf-m]	26.19
Mu [tonf-m]	6.67
CUMPLE	

Lp < Lb < Lr	Caso (b)
Lp [cm]	246.9397566
Lb [cm]	500
Lr [cm]	799.5612041

Pandeo Lateral-Torsional	
Lp [cm]	246.9397566
Lb [cm]	500
J [cm <sup>4</sup> ]	42.8
c	1
ho [cm]	33.3
Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	1034
r ts [cm]	5.607870436
Cw [cm <sup>6</sup> ]	541415.5425
Lr [cm]	799.5612041
Sx [cm <sup>3</sup> ]	1034
Mp [kgf-cm]	2909500
Cb	1.271
Mn [tonf-m]	30.70384952

W14x38

Fluencia	
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530.00
Zx [cm <sup>3</sup> ]	1008
Mp = Mn [tonf-m]	25.5024

Resistencia Nominal	
$\phi$	0.9
$\phi$ Mn [tonf-m]	21.59802505
Mu [tonf-m]	6.67
CUMPLE	

Lp < Lb < Lr	Caso (b)
Lp [cm]	198.8701695
Lb [cm]	500
Lr [cm]	637.8270259

Pandeo Lateral-Torsional	
Lp [cm]	198.8701695
Lb [cm]	500
J [cm <sup>4</sup> ]	33.2
c	1
ho [cm]	34.5
Sx = Wx [cm <sup>3</sup> ]	895
r ts [cm]	4.62743217
Cw [cm <sup>6</sup> ]	330591.9375
Lr [cm]	637.8270259
Sx [cm <sup>3</sup> ]	895
Mp [kgf-cm]	2550240
Cb	1.271
Mn [tonf-m]	23.99780561

## A.6 Corte

La ecuación que rige la verificación al corte es:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

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:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

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  $\frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ , el factor de resistencia  $\phi_v$  es igual a 1, y el coeficiente de corte del alma,  $C_v$ , es igual a 1.

<b>Corte</b>			
W14x53		W14x38	
2,24*(E/Fy)^(1/2)	65	2,24*(E/Fy)^(1/2)	65
h/tw	43.375	h/tw	45.49
Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530	Fy [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2530
Aw [cm <sup>2</sup> ]	27.76	Aw [cm <sup>2</sup> ]	28.18
Cv	1	Cv	1
φv (LFRD)	1	φv (LFRD)	1
Resistencia Nominal		Resistencia Nominal	
Vn [tonf]	42.14	Vn [tonf]	42.77
φv Vn [tonf]	42.14	φv Vn [tonf]	42.77
Vu [tonf]	8	Vu [tonf]	8
<b>CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>	

## A.7 Flexocompresión

Las ecuaciones que rigen la verificación a flexocompresión en un análisis plano, es:

a) Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

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

b) Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

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

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*

Flexo-compresión			
Columnas: W14x145		Columnas: 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 Conexiones

Existen tres tipos básicos de conexiones viga-columna según la restricción a la rotación que desarrollen sus conexiones. Cuando una conexión cuenta con una resistencia completa a momento se le conoce como conexión rígida, una conexión que no opone ninguna resistencia a la rotación se denomina conexión simple. Las conexiones cuyas características rotacionales caen en algún punto entre las de los dos tipos antes mencionados; este tipo de conexiones recibe el nombre de semi-rígidas. El AISC360-16 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  $\phi R_n$  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  $A_b$  corresponde al área bruta del perno,  $F_{nv}$  es el esfuerzo nominal de corte del perno,  $\phi$  es el factor de reducción con un valor igual a 0.75 y  $n$  es el número de pernos. Se utilizarán pernos de alta resistencia con hilo excluido del plano de corte A490-X, un diámetro nominal de 1" y un plano de cortante simple. El esfuerzo nominal de corte del perno es de 5.27 [tonf].

<b>Resistencia al corte de los pernos</b>					
Resistencia al corte de los pernos (alma)			Resistencia al corte de los pernos (ala)		
F <sub>nv</sub>	5.27	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	F <sub>nv</sub>	5.27	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>b</sub>	5.07	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>b</sub>	5.07	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.75		φ	0.75	
n	3		n	6	
φR <sub>n</sub>	60	[tonf]	φR <sub>n</sub>	120	[tonf]
V <sub>u</sub>	33.6	[tonf]	T <sub>u</sub>	88.7	[tonf]
<b>CUMPLE</b>			<b>CUMPLE</b>		

### Resistencia a la fluencia y rotura

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

$$\phi R_n = \min\{\phi R_{n1}, \phi R_{n2}\}$$

#### a) Fluencia en tracción de elementos de conexión

$$\phi R_{n1} = F_y A_g$$

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia de la placa

$A_g$ : Área gruesa de la sección

#### b) Rotura en tracción de elementos de conexión

$$\phi R_{n2} = F_u A_e$$

$F_u$ : Resistencia última mínima especificada del material conectado

$A_e$ : Área neta efectiva

Donde:

$$A_e = U A_n$$

$U$ : Factor de retardo de cortante

$A_n$ : Área neta de la sección

**Resistencia de elementos en tracción**

a) Fluencia en las placas (alma)		
Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ag	22.5	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.9	
Rn1	51.2	[tonf]

a) Fluencia en el perfil		
Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ag	72.3	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.9	
φRn1	165	[tonf]

b) Rotura en las placas (alma)		
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ag	22.5	[cm <sup>2</sup> ]
U	1	
Ae	22.5	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.75	
φRn2	69	[tonf]

b) Rotura en el perfil		
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ag	72.3	[cm <sup>2</sup> ]
An	65.484	[cm <sup>2</sup> ]
U	0.85	
Ae	61.455	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.75	
φRn2	188	[tonf]

φRn	51.2	[tonf]
CUMPLE		

φRn	165	[tonf]
CUMPLE		

Resistencia de elementos en tracción					
a) Fluencia en la placa (ala)			a) Fluencia en el perfil		
Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ag	50.4	[cm <sup>2</sup> ]	Ag	82.36	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.9		φ	0.9	
Rn1	115	[tonf]	φRn1	188	[tonf]
b) Rotura en la placa (ala)			b) Rotura en el perfil		
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ag	50.4	[cm <sup>2</sup> ]	Ag	82.36	[cm <sup>2</sup> ]
U	1		An	82.36	[cm <sup>2</sup> ]
Ae	50.4	[cm <sup>2</sup> ]	U	0.85	
φ	0.75		Ae	70.006	[cm <sup>2</sup> ]
φRn2	154	[tonf]	φ	0.75	
			φRn2	214	[tonf]
φRn	115	[tonf]	φRn	188	[tonf]
CUMPLE			CUMPLE		

### Resistencia por aplastamiento

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

- i) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño

$$\phi R_n = \phi [1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u]$$

Donde:

$\phi$ : 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

<b>Resistencia por aplastamiento</b>					
Resistencia por aplastamiento (alma)			Resistencia por aplastamiento (ala)		
Lc	20.38	[cm]	Lc	20.38	[cm]
t	0.8	[cm]	t	1.3	[cm]
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]	Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
d	2.54	[cm]	d	2.54	[cm]
n	3		n	6	
φ	0.75		φ	0.75	
φRn1	239	[tonf]	φRn1	778	[tonf]
φRn2	60	[tonf]	φRn2	194	[tonf]
φRn	60	[tonf]	φRn	194	[tonf]
<b>CUMPLE</b>			<b>CUMPLE</b>		

### Resistencia por bloque de corte

La resistencia disponible  $\phi R_n$  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:

$$\phi R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Donde:

$A_{nv}$ : Área neta de corte

$A_{nt}$ : Área neta de tracción

$A_{gv}$ : Área gruesa de corte

**Resistencia por bloque de cortante**

Resistencia por bloque de corte (alma)

Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Anv	25	[cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1	
Ant	18.24	[cm <sup>2</sup> ]
Rn1	136	[tonf]

Resistencia por bloque de corte (ala)

Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Anv	178	[cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1	
Ant	40	[cm <sup>2</sup> ]
Rn1	600	[tonf]

Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Agv	34.5	[cm <sup>2</sup> ]
Ant	18.24	[cm <sup>2</sup> ]
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1	
Rn2	127	[tonf]

Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Agv	64.4	[cm <sup>2</sup> ]
Ant	40	[cm <sup>2</sup> ]
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1	
Rn2	261	[tonf]

φ	0.75	
φRn	95	[tonf]
<b>CUMPLE</b>		

φ	0.75	
φRn	196	[tonf]
<b>CUMPLE</b>		

### 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 al corte de los pernos		
F <sub>nv</sub>	5.27	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>b</sub>	5.07	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.75	
n	8	
N <sub>s</sub>	2	
φR <sub>n</sub>	320	[tonf]
CUMPLE		

Resistencia de elementos en tracción		
a) Fluencia en la placa (PL1)		
F <sub>y</sub>	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>g</sub>	82.5	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.9	
R <sub>n1</sub>	376	[tonf]
b) Rotura en la placa (PL1)		
F <sub>u</sub>	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
A <sub>g</sub>	82.5	[cm <sup>2</sup> ]
A <sub>e</sub>	70.125	[cm <sup>2</sup> ]
φ	0.75	
R <sub>n2</sub>	429	[tonf]
φR <sub>n</sub>	376	[tonf]
CUMPLE		

**Resistencia por aplastamiento (PL1)**

Lc	32	[cm]
t	2.5	[cm]
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
d	2.54	[cm]
n	8	
φ	0.75	
φRn1	3133	[tonf]
φRn2	497	[tonf]

φRn	497	[tonf]
-----	-----	--------

**CUMPLE****Resistencia por bloque de cortante (PL1)**

Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Anv	220.6	[cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1	
Ant	17.9	[cm <sup>2</sup> ]
Rn1	613	[tonf]

Fy	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Agv	320	[cm <sup>2</sup> ]
Ant	17.9	[cm <sup>2</sup> ]
Fu	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Ubs	1	
Rn2	559	[tonf]

φ	0.75	
φRn	419	[tonf]

**CUMPLE**

## Resistencia por soldadura del tubular a la placa PL1

La resistencia del metal de aportación (filete) está dado por:

$$R_{dw} = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$R_{dw} = \phi(0.6F_{EXX})A_{we}$$

$$R_{dw} = \phi(0.6F_{EXX})t_e L_w$$

La resistencia a la fluencia del material base está dado por:

$$R_{dBM1} = \phi(0.6F_{yBM})t_p L_w$$

La resistencia a la rotura del material base está dado por:

$$R_{dBM2} = \phi(0.6F_{uBM})t_p L_w$$

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  $\rightarrow F_{EXX} = 4920 \left[ \frac{kgf}{cm^2} \right]$

$A_{we}$ : Área efectiva de la garganta

$t_e$ : Espesor efectivo de la garganta =  $w \cdot \text{sen}(45^\circ)$

$w$ : Tamaño de la pierna de una soldadura de filete

$R_{dBM1}$ : Resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente

$F_{yBM}$ : Esfuerzo de fluencia del material base

$t_p$ : Espesor del material base

$L_w$ : Longitud efectiva

$R_{dBM2}$ : Resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente

$F_{uBM}$ : Esfuerzo de tracción último del material base

Soldadura					
Resistencia de diseño del material de soldadura			Resistencia de diseño del material base		
w	1	[cm]	tp	0.927	[cm]
te	0.707	[cm]	Lw	260	[cm]
Lw	260	[cm]	Fu BM	4.08	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Awe	184	[cm <sup>2</sup> ]	Fy BM	2.53	[tonf/cm <sup>2</sup> ]
Fw	2953	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Rdbm1	442	[tonf]
phi	0.75		Rdbm2	329	[tonf]
Rdw	407	[tonf]	Rdbm	329	[tonf]
			Rd	329	[tonf]
<b>CUMPLE</b>					

### A.8.3 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)					
Ry	1.6		Fluencia placa	115	[tonf]
Mp	22.88385	tonf-m	Fluencia perfil	188	[tonf]
1.1*Ry*Mp	40.27558	tonf-m	Resistencia al corte de pernos	120	[tonf]
			Resistencia por aplastamiento	194	[tonf]
Ry	1.5		Resistencia bloque de cortante	196	[tonf]
Fy	2460	kgf/cm <sup>2</sup>			
Z	4260	cm <sup>3</sup>	Momento Flector Esperado	40	tonf-m
1.1*ΣRy*Fy*Z	173	tonf-m	Pu	114	[tonf]
<b>CUMPLE</b>					

#### A.8.4 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 PL5		
Perno	A490-X		Fluencia placa	368	[tonf]
d	2.54	[cm]	Rotura placa	421	[tonf]
Ns	2		Resistencia al corte	327	[tonf]
$\phi$	0.75		Resistencia bloque de corte	350	[tonf]
Bdv	40.1	[tonf/perno]	Resistencia a compresión	568	[tonf]
N° de pernos	8				
Bdv'	320.4	[tonf]			
Demanda plástica					
Tmáx	298.5	[tonf]			
Cmáx	319	[tonf]			
CUMPLE					

## Anexo B: *Drifts* mediante NCh433.Of.96.mod2009+D.S.61

### B.1 Tabla *Drift* con respecto al CM – Sistema SCBF

Piso	Altura [m]	Sismo X		Sismo Y		NCh433 [‰]
		DriftX [‰]	DriftY [‰]	DriftX [‰]	DriftY [‰]	
4	13.2	0.5684848	0.001515	0.0006061	0.5948485	2
3	9.9	0.85	0.000909	0.0009091	0.8975758	2
2	6.6	1.0615152	0.001212	0.0009091	1.1233333	2
1	3.3	1.1484848	0.001818	0.0018182	1.1748485	2

### B.2 Tabla *Drift* con respecto a un punto crítico (esquina) – Sistema SCBF

#### Esquina inferior izquierda (*joint 1*)

Piso	Sismo X						NCh433 [‰]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.77182	0.56848	0.20333333	0.000303	0.0015	-0.0012121	1
3	1.10939	0.85	0.25939394	0.000909	0.0009	0	1
2	1.34061	1.06152	0.27909091	0.001212	0.0012	0	1
1	1.36848	1.14848	0.22	0.001212	0.0018	-0.0006061	1

Piso	Sismo Y						NCh433 [‰]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.00121	0.0006	0.00060606	0.85636	0.5948	0.26151515	1
3	0.00121	0.0009	0.00030303	1.21364	0.8976	0.31606061	1
2	0.00152	0.0009	0.00060606	1.47455	1.1233	0.35121212	1
1	0.00091	0.0018	-0.00090909	1.42303	1.1748	0.24818182	1

**Esquina superior izquierda (joint 26)**

Sismo X							
Dirección X				Dirección Y			
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	NCh433 [‰]
4	0.77121	0.56848	0.20272727	0.000303	0.0015	-0.0012121	1
3	1.10758	0.85	0.25757576	0.000909	0.0009	0	1
2	1.33848	1.06152	0.2769697	0.001212	0.0012	0	1
1	1.36636	1.14848	0.21787879	0.001212	0.0018	-0.0006061	1

Sismo Y							
Dirección X				Dirección Y			
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	NCh433 [‰]
4	0.00061	0.0006	0	0.85636	0.5948	0.26151515	1
3	0.00091	0.0009	0	1.21364	0.8976	0.31606061	1
2	0.00121	0.0009	0.00030303	1.47455	1.1233	0.35121212	1
1	0.00121	0.0018	-0.00060606	1.42303	1.1748	0.24818182	1

**Esquina inferior derecha (joint 31)**

Sismo X							
Dirección X				Dirección Y			
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	NCh433 [‰]
4	0.77182	0.56848	0.20333333	0.000606	0.0015	-0.0009091	1
3	1.10939	0.85	0.25939394	0.000909	0.0009	9.758E-19	1
2	1.34061	1.06152	0.27909091	0.000909	0.0012	-0.000303	1
1	1.36848	1.14848	0.22	0.001212	0.0018	-0.0006061	1

Sismo Y							
Dirección X				Dirección Y			NCh433 [‰]
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.00121	0.0006	0.00060606	0.85515	0.5948	0.26030303	1
3	0.00121	0.0009	0.00030303	1.21212	0.8976	0.31454545	1
2	0.00152	0.0009	0.00060606	1.47273	1.1233	0.34939394	1
1	0.00091	0.0018	-0.00090909	1.42091	1.1748	0.24606061	1

**Esquina superior derecha (joint 36)**

Sismo X							
Dirección X				Dirección Y			NCh433 [‰]
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.77121	0.56848	0.20272727	0.000606	0.0015	-0.0009091	1
3	1.10758	0.85	0.25757576	0.000909	0.0009	9.758E-19	1
2	1.33848	1.06152	0.2769697	0.000909	0.0012	-0.000303	1
1	1.36636	1.14848	0.21787879	0.001212	0.0018	-0.0006061	1

Sismo Y							
Dirección X				Dirección Y			NCh433 [‰]
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.00061	0.0006	0	0.85515	0.5948	0.26030303	1
3	0.00091	0.0009	0	1.21212	0.8976	0.31454545	1
2	0.00121	0.0009	0.00030303	1.47273	1.1233	0.34939394	1
1	0.00121	0.0018	-0.00060606	1.42091	1.1748	0.24606061	1

### B.3 Tabla *Drift* con respecto al CM – Sistema *BRBF*

Piso	Altura [m]	Sismo X		Sismo Y		NCh433 [%]
		DriftX [%]	DriftY [%]	DriftX [%]	DriftY [%]	
4	13.2	0.8206061	0	0	0.90969697	2
3	9.9	1.2993939	0.00017979	0	1.48545455	2
2	6.6	1.4618182	2.4939E-05	0.00019209	1.59454545	2
1	3.3	1.740303	9.8303E-05	0.00011094	1.82818182	2

### B.4 Tabla *Drift* con respecto a un punto crítico (esquina) – Sistema *BRBF*

#### Esquina inferior izquierda (*joint 1*)

Piso	Sismo X						NCh433 [%]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [%]	Drift (CM) [%]	Drift (joint) - Drift (CM) [%]	Drift (joint) [%]	Drift (CM) [%]	Drift (joint) - Drift (CM) [%]	
4	1.35364	0.82061	0.5330303	0.012121	0	0.0121212	1
3	2.09515	1.29939	0.79575758	0.013333	0.0002	0.0131535	1
2	2.33424	1.46182	0.87242424	0.019697	2E-05	0.019672	1
1	2.68152	1.7403	0.94121212	0.019394	1E-04	0.0192956	1

Piso	Sismo Y						NCh433 [%]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [%]	Drift (CM) [%]	Drift (joint) - Drift (CM) [%]	Drift (joint) [%]	Drift (CM) [%]	Drift (joint) - Drift (CM) [%]	
4	-0.0467	0	-0.04666667	1.44424	0.9097	0.53454545	1
3	-0.0339	0	-0.03393939	2.3297	1.4855	0.84424242	1
2	-0.0173	0.0002	-0.01746482	2.49061	1.5945	0.89606061	1
1	0.00091	0.0001	0.00079815	2.79697	1.8282	0.96878788	1

**Esquina superior izquierda (joint 26)**

Piso	Sismo X						NCh433 [‰]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	1.32939	0.82061	0.50878788	0.012121	0	0.01212121	1
3	2.07	1.29939	0.77060606	0.013333	0.0002	0.0131535	1
2	2.29636	1.46182	0.83454545	0.019697	2E-05	0.019672	1
1	2.64394	1.7403	0.90363636	0.019394	1E-04	0.0192956	1

Piso	Sismo Y						NCh433 [‰]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.00939	0	0.00939394	1.44424	0.9097	0.53454545	1
3	0.01273	0	0.01272727	2.3297	1.4855	0.84424242	1
2	0.01727	0.0002	0.01708064	2.49061	1.5945	0.89606061	1
1	0.01939	0.0001	0.019283	2.79697	1.8282	0.96878788	1

**Esquina inferior derecha (joint 31)**

Piso	Sismo X						NCh433 [‰]
	Dirección X			Dirección Y			
	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	1.35364	0.82061	0.5330303	0.012727	0	0.0127273	1
3	2.09515	1.29939	0.79575758	0.013939	0.0002	0.0137596	1
2	2.33424	1.46182	0.87242424	0.02	2E-05	0.0199751	1
1	2.68152	1.7403	0.94121212	0.02	1E-04	0.0199017	1

Sismo Y							
Dirección X				Dirección Y			NCh433 [‰]
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	-0.0467	0	-0.04666667	1.42606	0.9097	0.51636364	1
3	-0.0339	0	-0.03393939	2.30545	1.4855	0.82	1
2	-0.0173	0.0002	-0.01746482	2.45727	1.5945	0.86272727	1
1	0.00091	0.0001	0.00079815	2.7597	1.8282	0.93151515	1

**Esquina superior derecha (joint 36)**

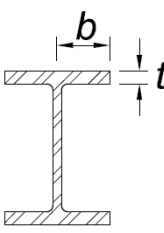
Sismo X							
Dirección X				Dirección Y			NCh433 [‰]
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	1.32939	0.82061	0.50878788	0.012727	0	0.0127273	1
3	2.07	1.29939	0.77060606	0.013939	0.0002	0.0137596	1
2	2.29636	1.46182	0.83454545	0.02	2E-05	0.0199751	1
1	2.64394	1.7403	0.90363636	0.02	1E-04	0.0199017	1

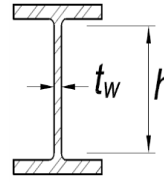
Sismo Y							
Dirección X				Dirección Y			NCh433 [‰]
Piso	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	Drift (joint) [‰]	Drift (CM) [‰]	Drift (joint) - Drift (CM) [‰]	
4	0.00939	0	0.00939394	1.42606	0.9097	0.51636364	1
3	0.01273	0	0.01272727	2.30545	1.4855	0.82	1
2	0.01727	0.0002	0.01708064	2.45727	1.5945	0.86272727	1
1	0.01939	0.0001	0.019283	2.7597	1.8282	0.93151515	1

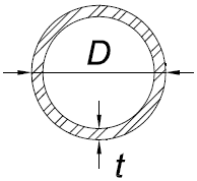
## Anexo C: Verificación de ductilidad – AISC341-16

### 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  $\lambda_{hd}$  de 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  $\lambda_{hd}$  y  $\lambda_{md}$  para perfiles W y para el tubular circular.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite $\lambda_{hd}$ (ala) para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md}$ (ala) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Alas de secciones laminadas o soldadas, canales y tes; ángulos simples o dobles con separador; par de ángulos conectados de manera continua	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	$0.4 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite $\lambda_{hd}$ (alma) para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md}$ (alma) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Usados como vigas, columnas o enlaces, en flexión o combinando axial y flexión:  1) Almas de secciones laminadas o soldadas; canales	$h/t_w$	<p>Para <math>C_a \leq 0.114</math></p> $2.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 1.04 C_a)$ <p>Para <math>C_a &gt; 0.114</math></p> $0.88 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \quad (LFRD)$ $P_y = R_y F_y A_g$	<p>Para <math>C_a \leq 0.114</math></p> $3.96 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 3.04 C_a)$ <p>Para <math>C_a &gt; 0.114</math></p> $1.29 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \quad (LFRD)$ $P_y = R_y F_y A_g$	

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor $\lambda$	Límite $\lambda_{hd}$ (ala) para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md}$ (ala) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Espesor de HSS circulares	$D/t$	$0.053 \frac{E}{F_y R_y}$	$0.062 \frac{E}{F_y R_y}$	

Donde:

$P_u$ : Fuerza axial en el elemento según combinaciones LFRD

$P_y$ : Fuerza de fluencia esperada =  $F_y R_y A_g$

$\phi_c$ : Factor de resistencia a compresión = 0.9

Verificación sección dúctil - Vigas			
W14x53		W14x38	
$\lambda$ ala (b/tf)	7.25	$\lambda$ ala (b/tf)	6.62
$\lambda_{hd}$ , limite ala	7.53	$\lambda_{hd}$ , limite ala	7.53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE	
$P_y$ [kgf]	312556.2	$P_y$ [kgf]	274378.5
$P_u$ [kgf]	0	$P_u$ [kgf]	0
$\phi_c$	0.9	$\phi_c$	0.9
Ca	0	Ca	0
$\lambda$ alma (h/tw)	39.88	$\lambda$ alma (h/tw)	42.19
$\lambda_{hd}$ , limite alma	60.46	$\lambda_{hd}$ , limite alma	60.46
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE	

Verificación sección dúctil - Columnas			
W14x145		W8x67	
$\lambda$ ala (b/tf)	7.04	$\lambda$ ala (b/tf)	4.42
$\lambda_{hd}$ , limite ala	7.53	$\lambda_{hd}$ , limite ala	7.53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE	
Py [kgf]	1055010	Py [kgf]	482344.5
Pu [kgf]	273000	Pu [kgf]	119000
$\phi_c$	0.9	$\phi_c$	0.9
Ca	0.29	Ca	0.27
$\lambda$ alma (h/tw)	17.72	$\lambda$ alma (h/tw)	12.53
$\lambda_{hd}$ , limite alma	49.53	$\lambda_{hd}$ , limite alma	49.80
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE	

Verificación sección dúctil - Riostras	
Riostras Yoder 10"	
$\lambda$ (D/t)	0.03395604
$\lambda_{hd}$	28.277439
Sección	Dúctil
CUMPLE	

## Anexo D: Nomenclatura del modelo de *OpenSees*

En las figuras D.1, D.2, D.3, D.4 y D.5 se muestra la fachada del edificio de estudio en dirección Y con la numeración de los elementos para el sistema *SCBF*, los elementos de los sistemas *BRBF* y *SC*, los nodos del sistema *SCBF*, los nodos de los sistemas *BRBF* y *SC*, y los elementos rígidos de los tres sistemas, respectivamente.

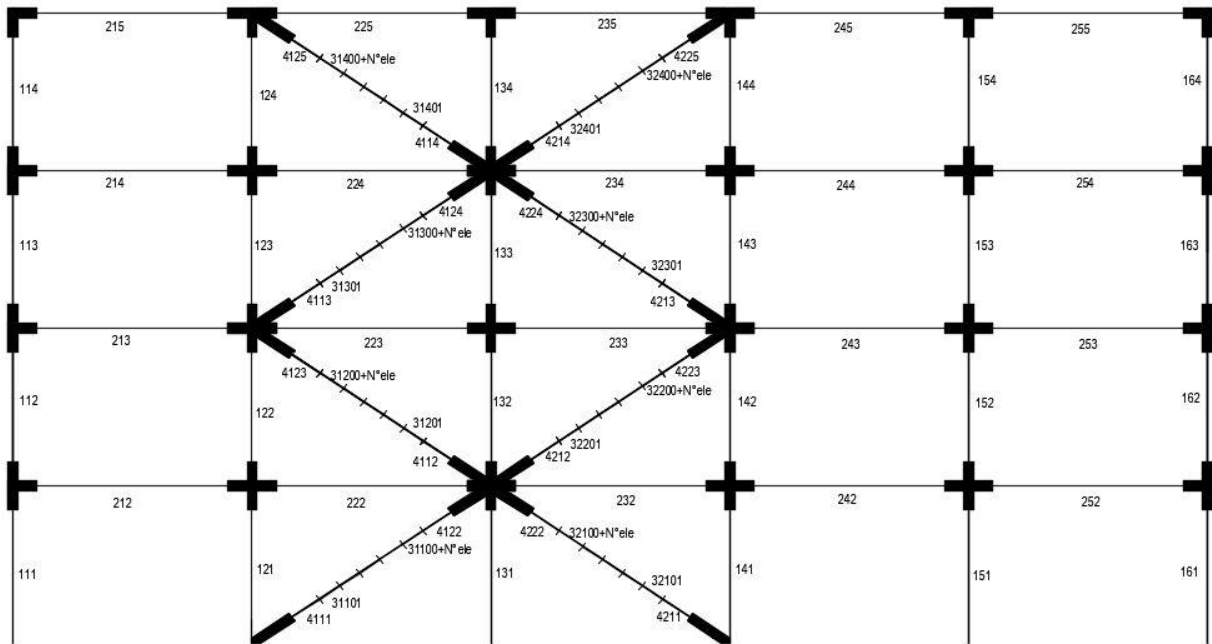


Figura D.1 – Elementos del sistema *SCBF*

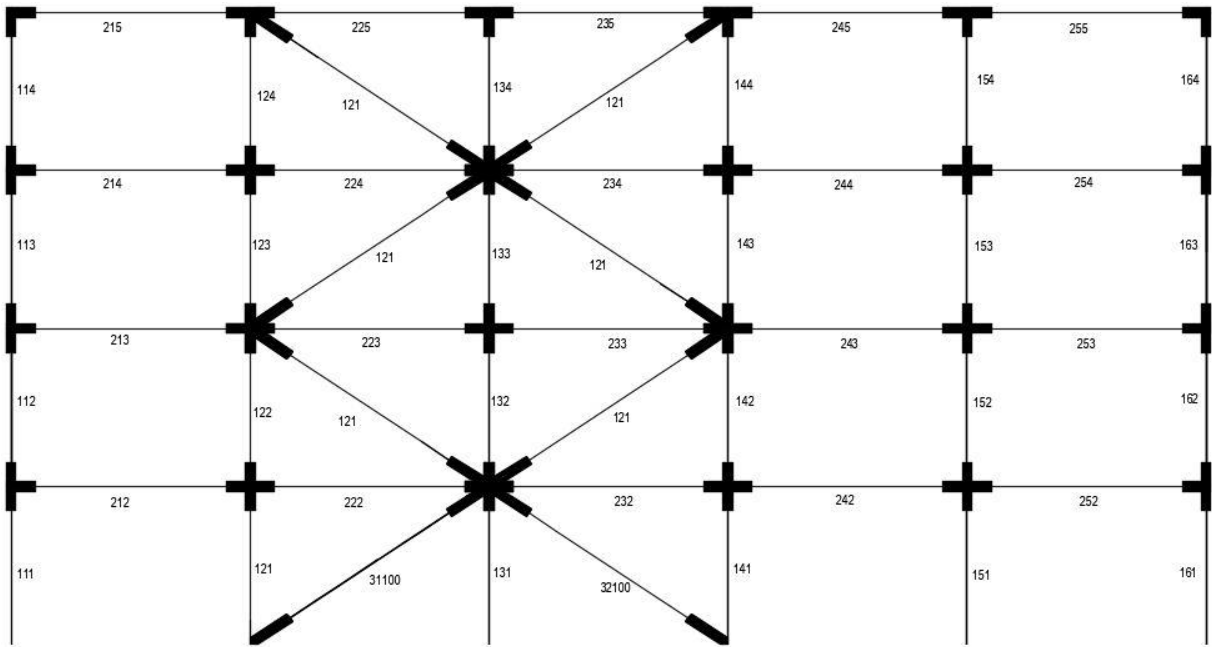


Figura D.2 – Elementos de los sistemas BRBF y SC

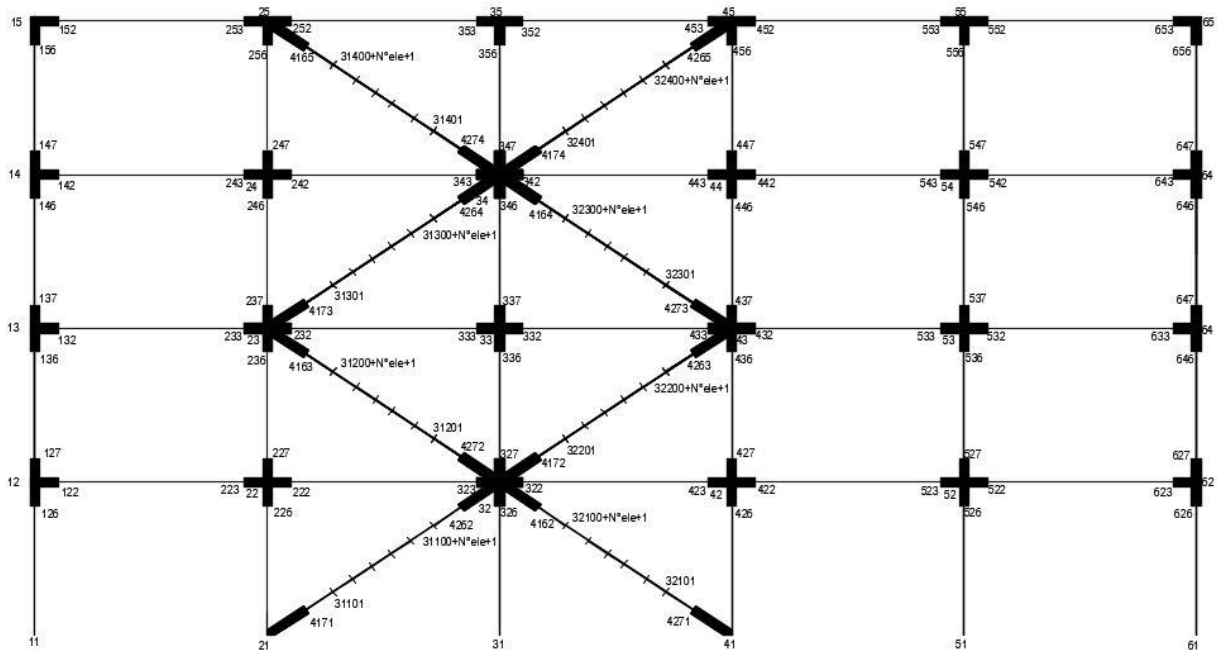


Figura D.3 – Nodos del sistema SCBF

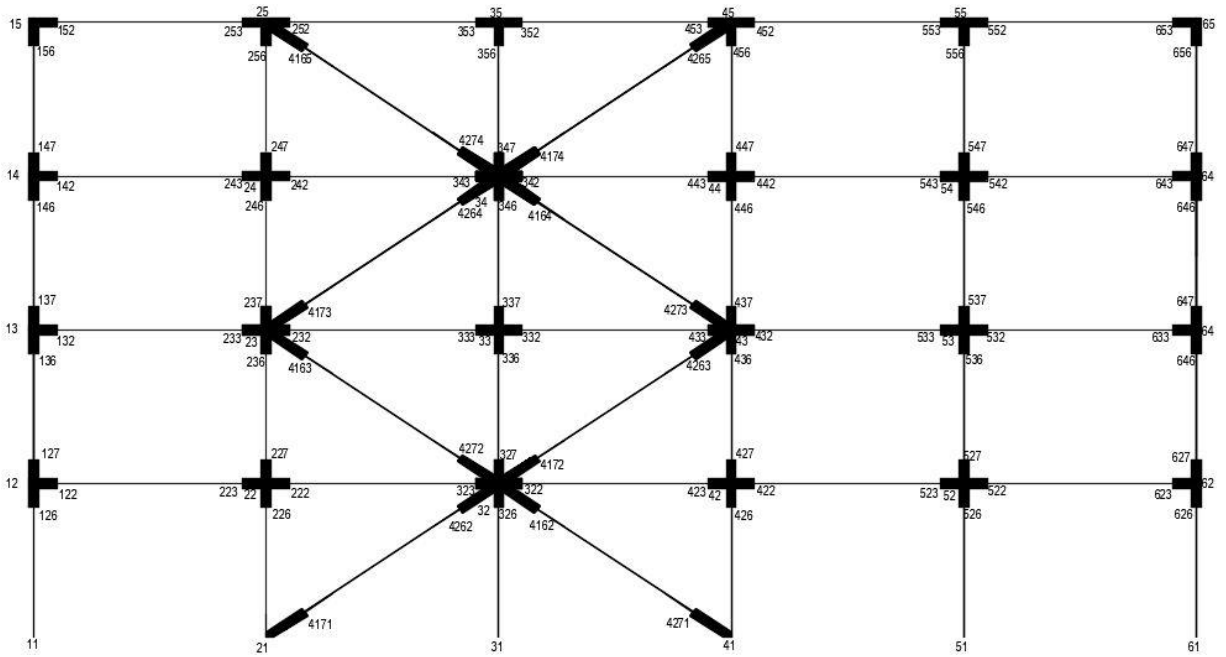


Figura D.4 – Nodos de los sistemas *BRBF* y *SC*

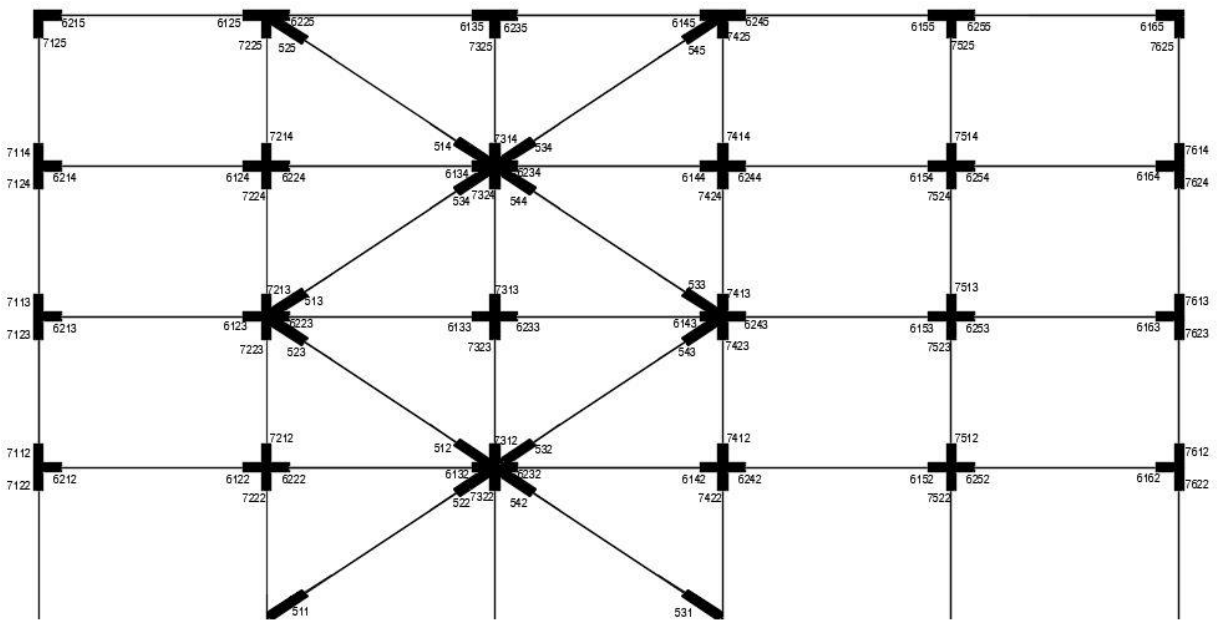


Figura D.5 – Elementos rígidos para los sistemas *SCBF*, *BRBF* y *SC*

# Anexo E: Planos de conexión viga-columna y riostra

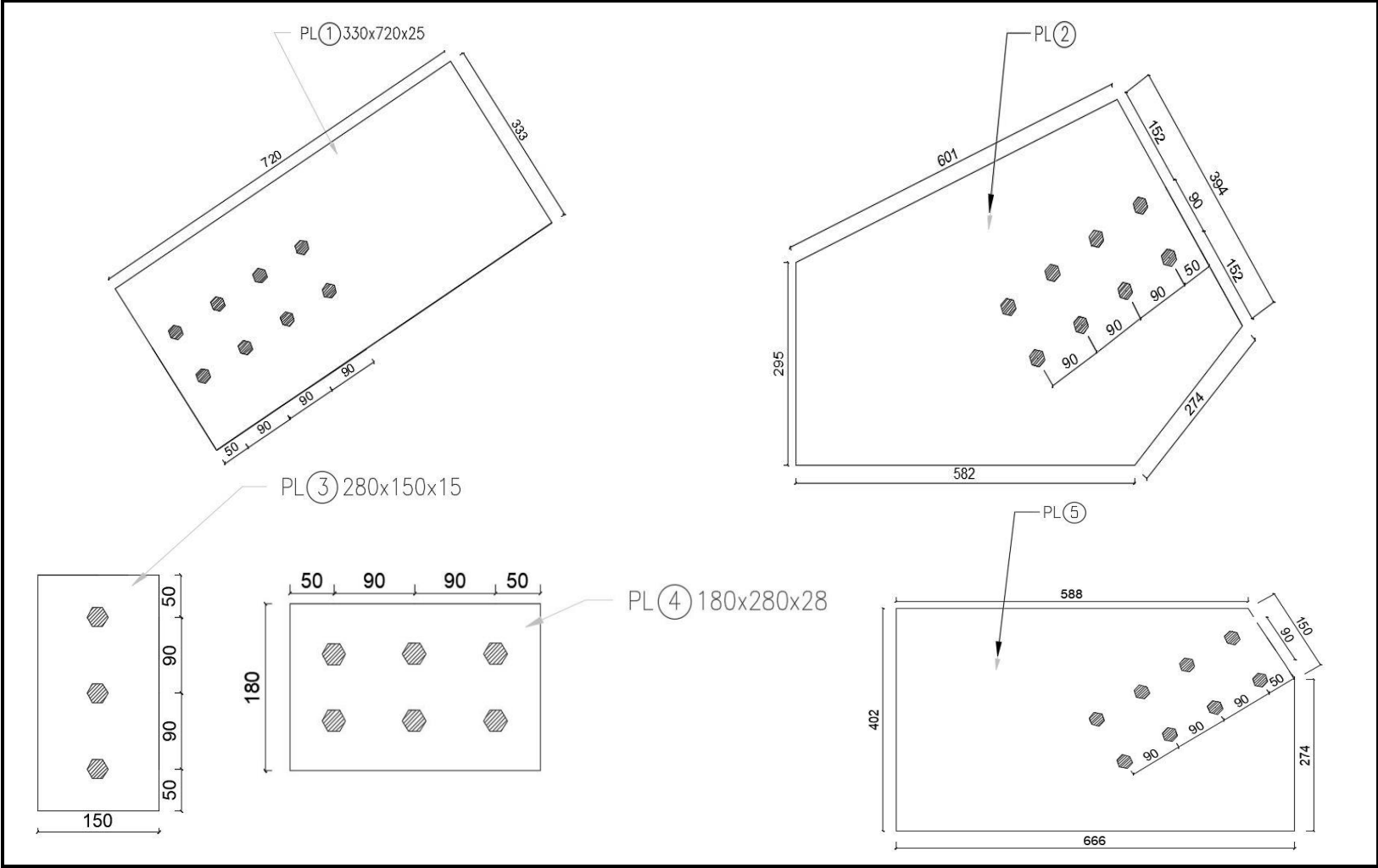


Figura E.1 – Dimensiones de placas (medidas en mm)

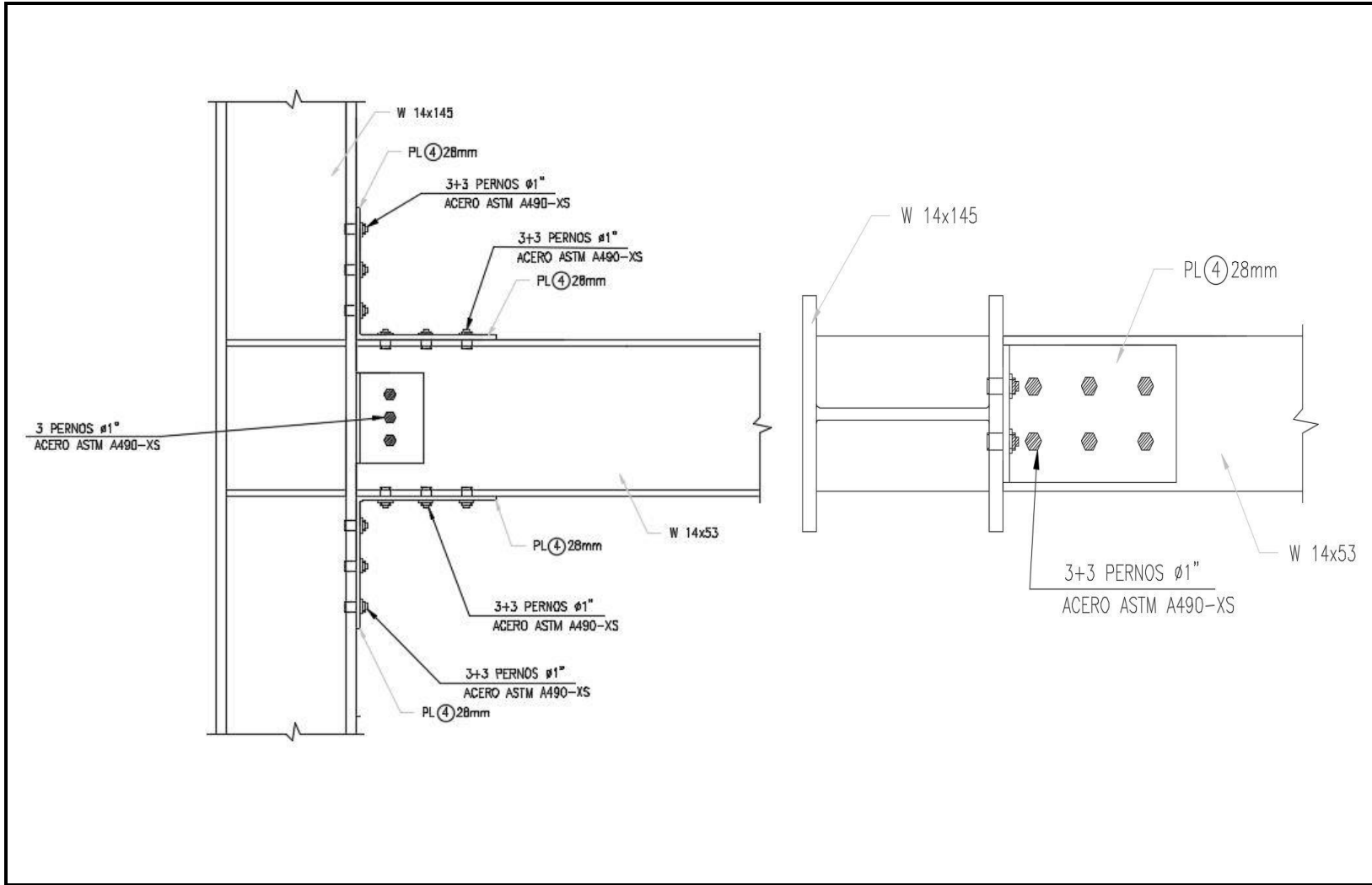


Figura E.2 – Conexión viga-columna



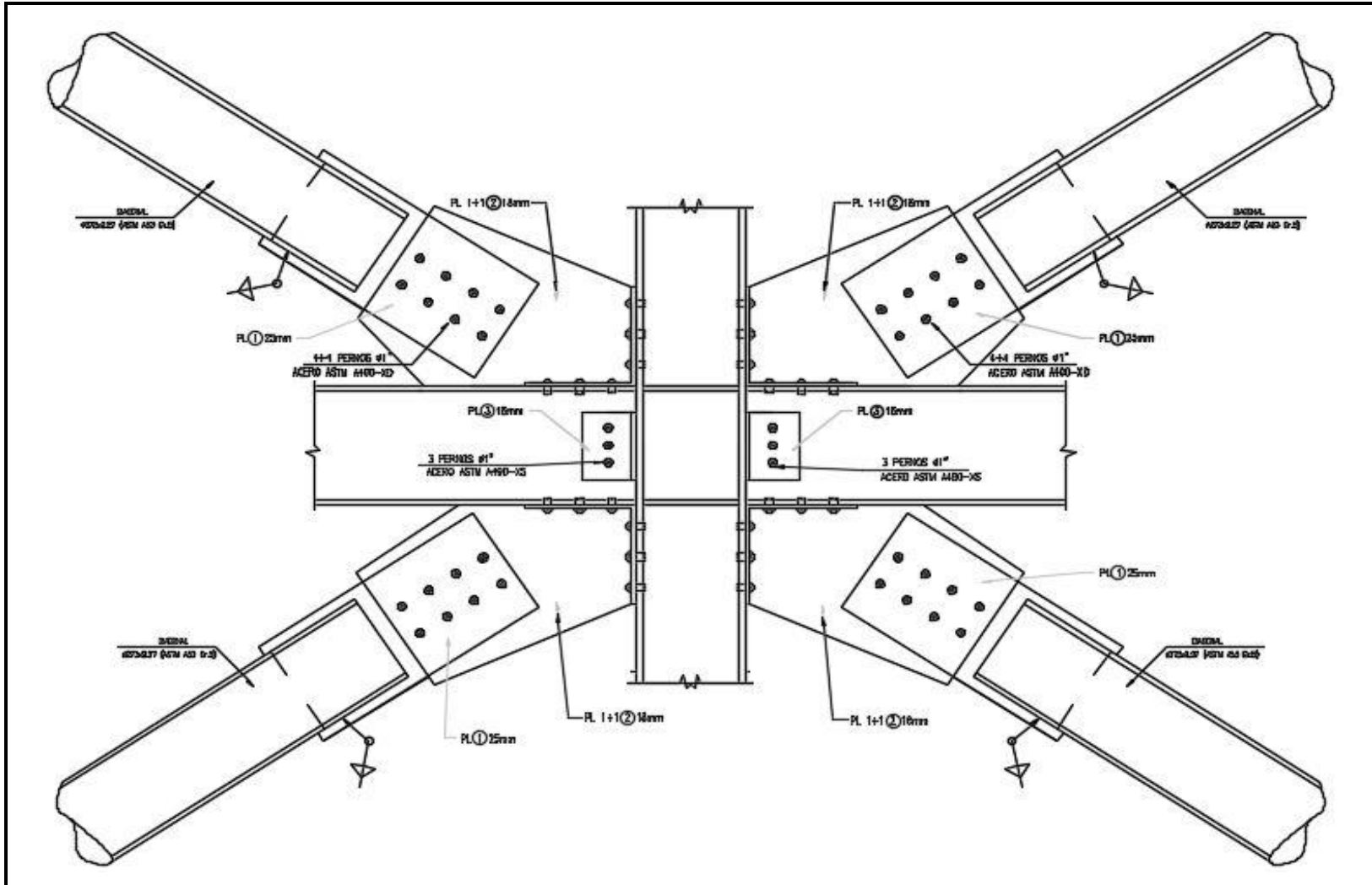


Figura E.4 – Conexión nudo, sistema SCBF

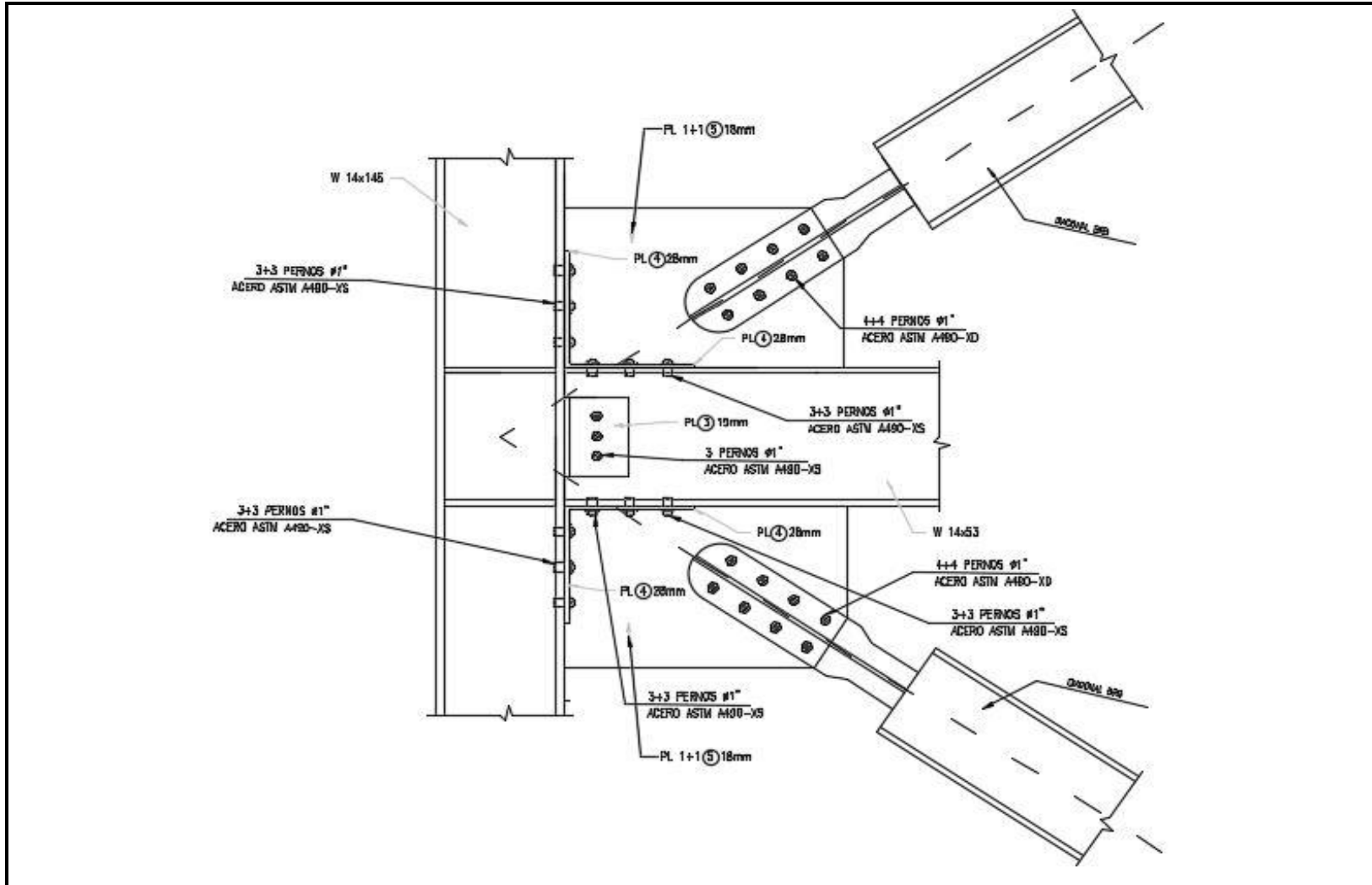


Figura E.5 – Conexión diagonal, sistema *BRBF*

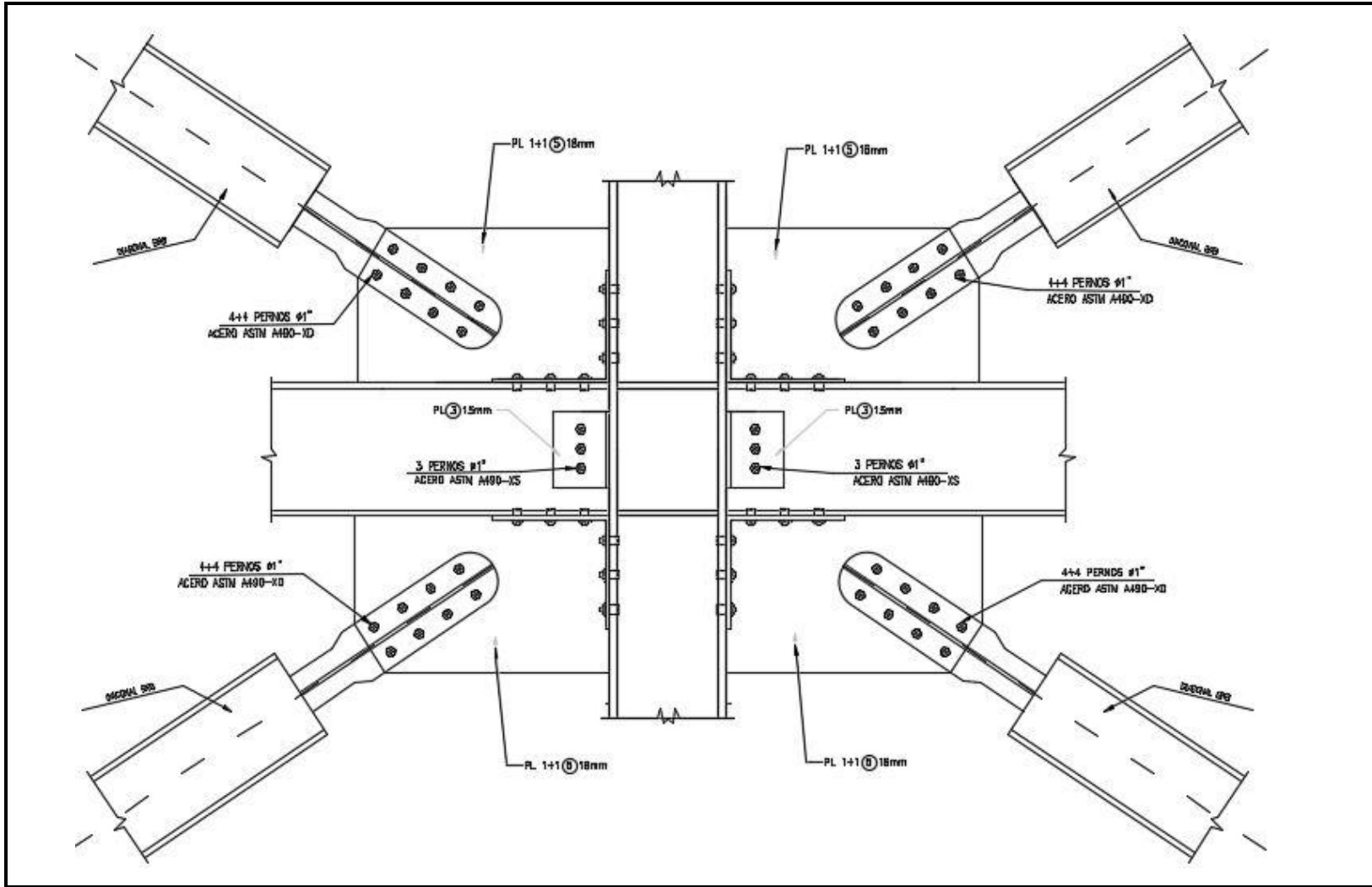


Figura E.6 – Conexión nudo, sistema BRBF

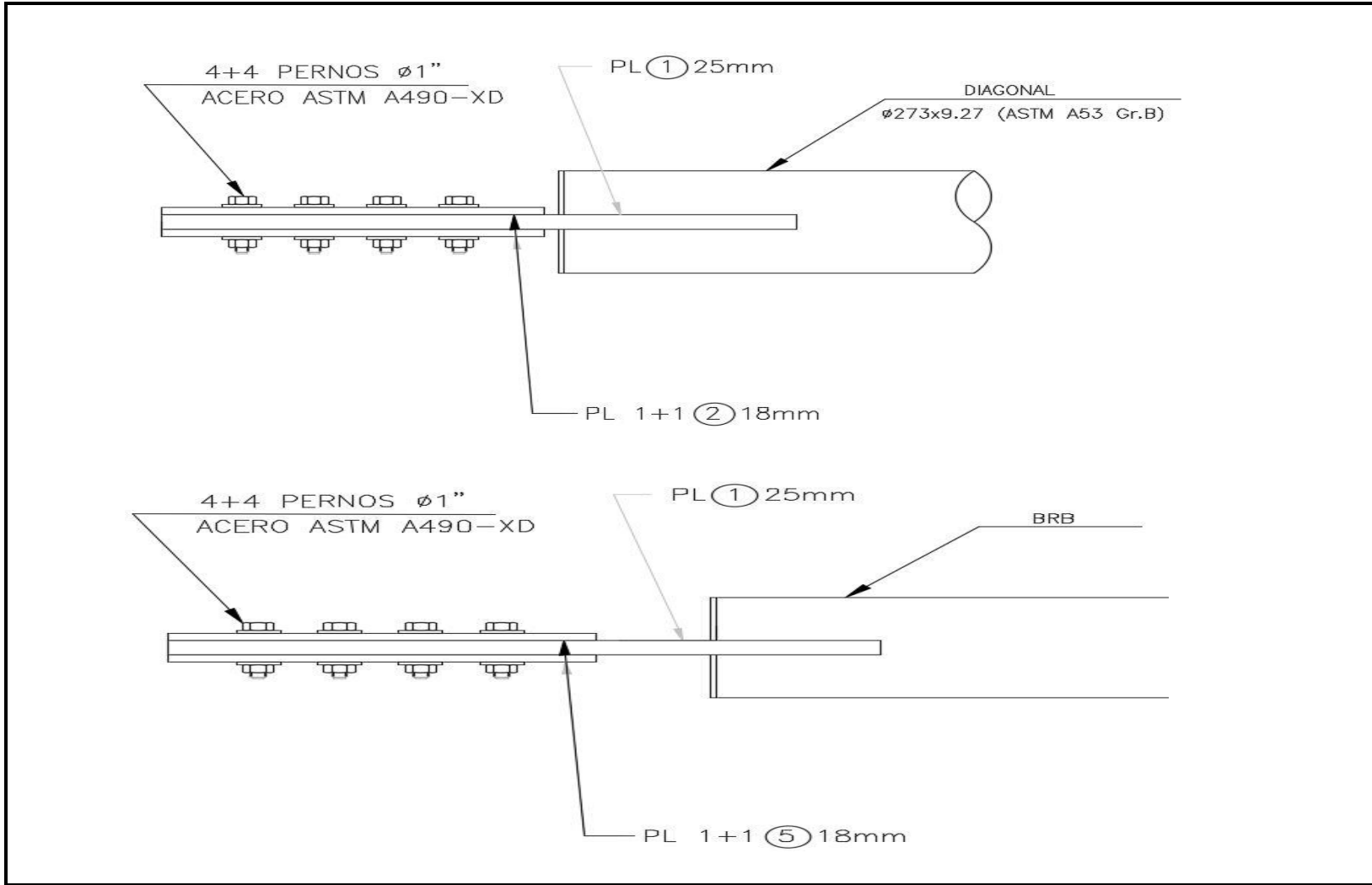


Figura E.7 – Conexión Placa 1, Placa 2 y diagonal

## Anexo F: Comportamiento histerético de las columnas del primer piso

En este anexo se presenta el comportamiento histerético de las columnas más solicitadas del primer piso correspondientes a la de los marcos arriostrados al someterse a un análisis no lineal dinámico utilizando los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar. Los resultados muestran la similitud de estos valores con los obtenidos por el diseño por capacidad de la norma AISC341 presentado con anterioridad, demostrando la hipótesis de que los elementos se mantienen dentro del rango elástico para todos los sistemas y para todos los registros, con excepción del registro de Constitución en el sistema *SCBF*, donde se puede apreciar un comportamiento no lineal en ambas columnas del marco arriostrado producto de las fracturas de las diagonales del primer piso.

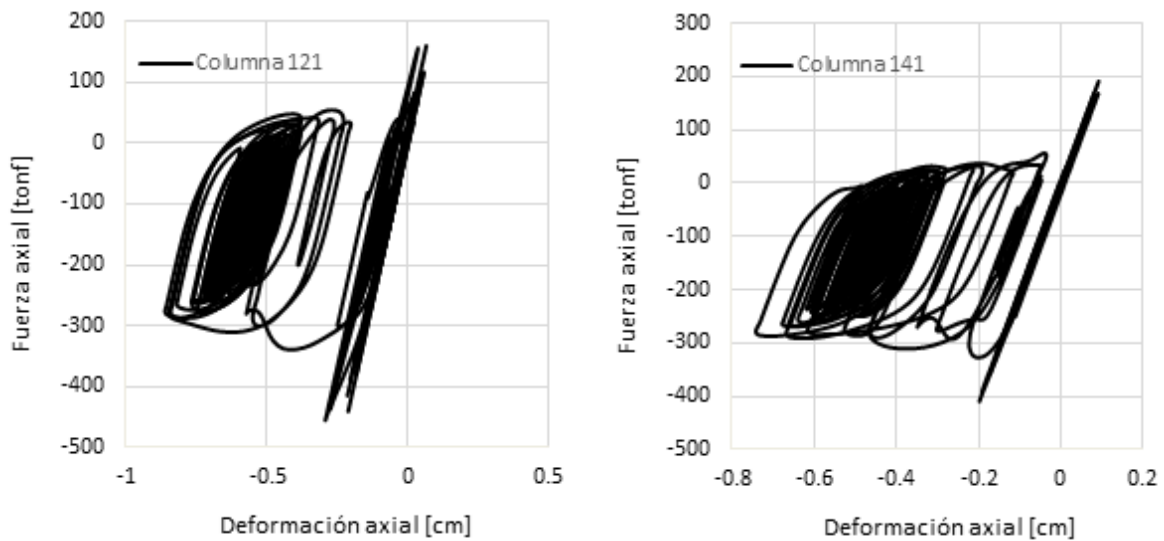


Figura F.1 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SCBF – Constitución

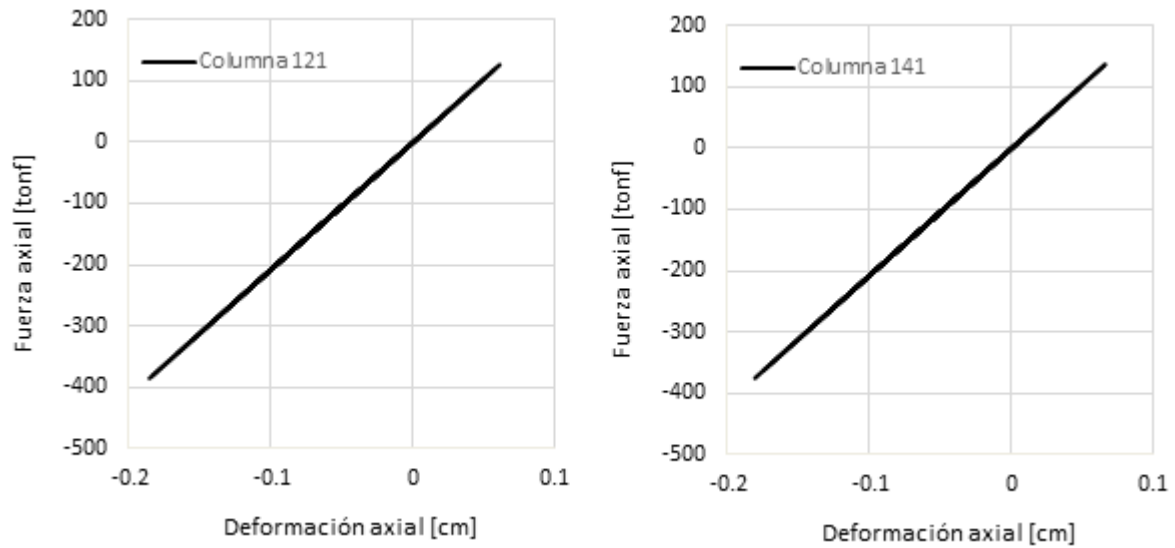


Figura F.2 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SCBF – Concepcion

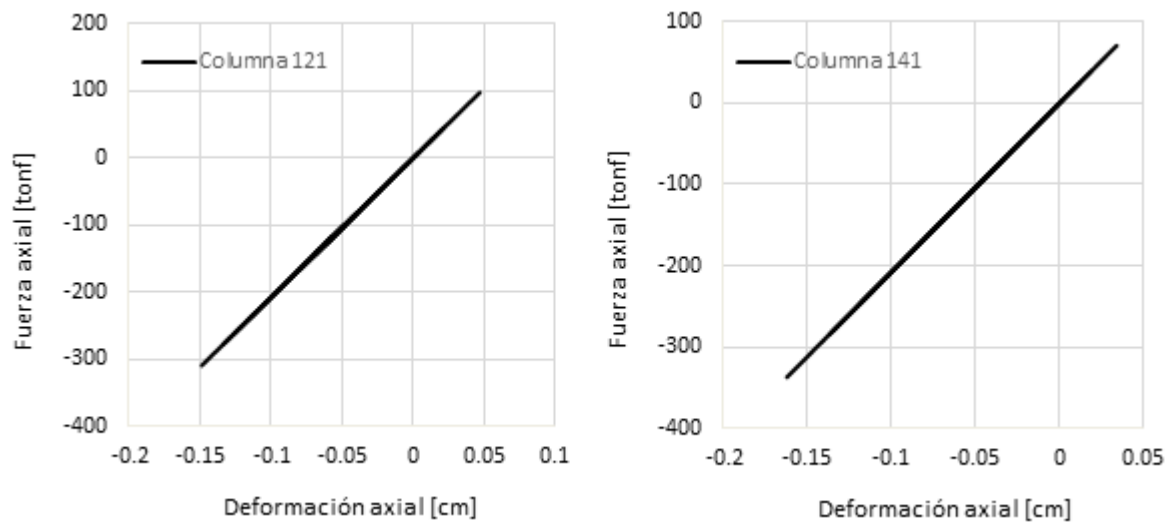


Figura F.3 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SCBF – Viña del Mar

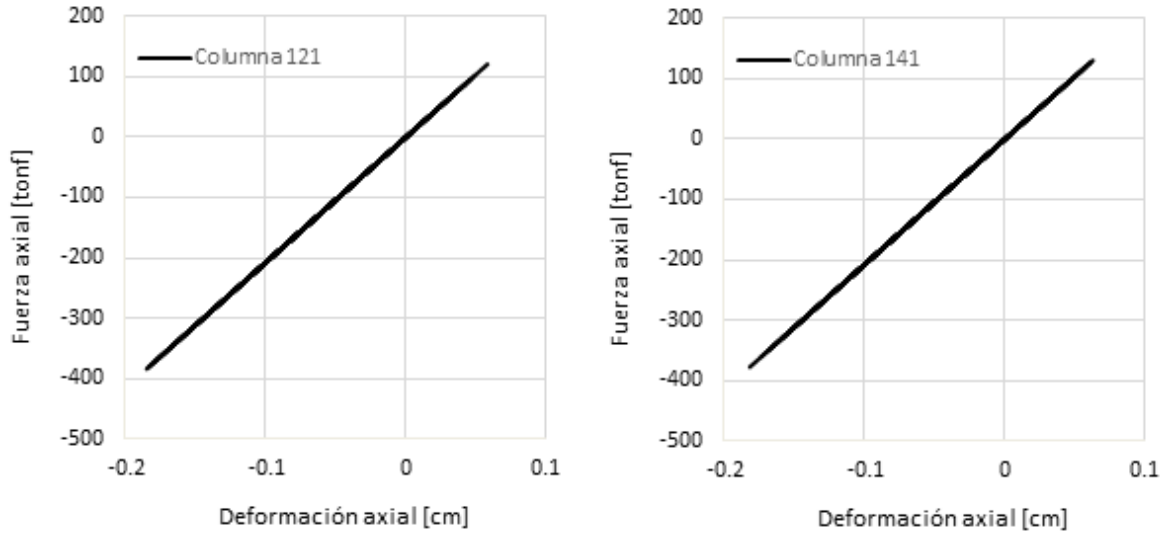


Figura F.4 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema BRBF – Constitución

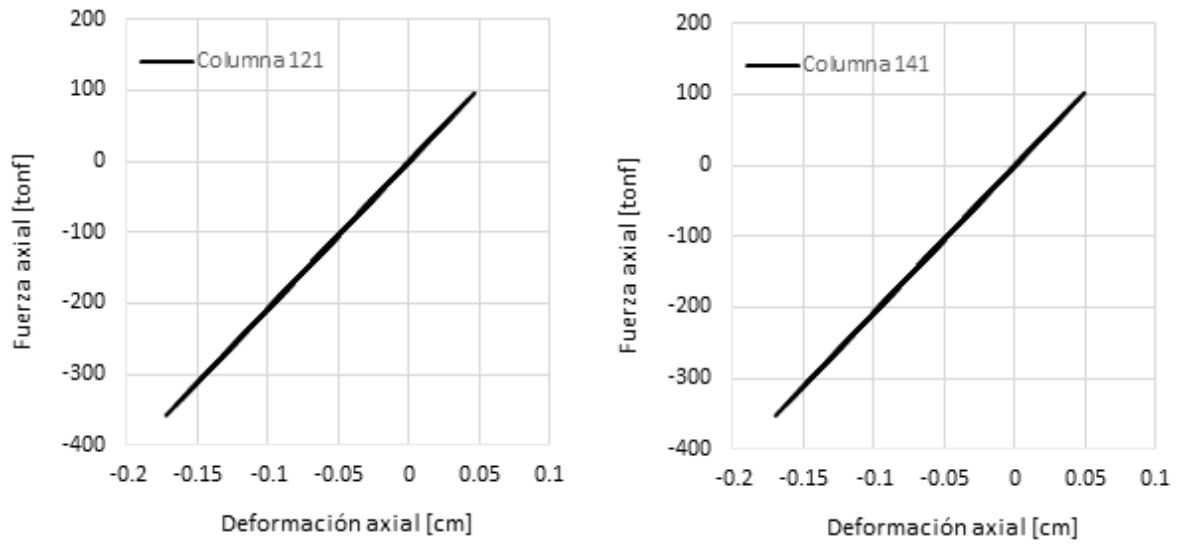


Figura F.5 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema BRBF – Concepcion

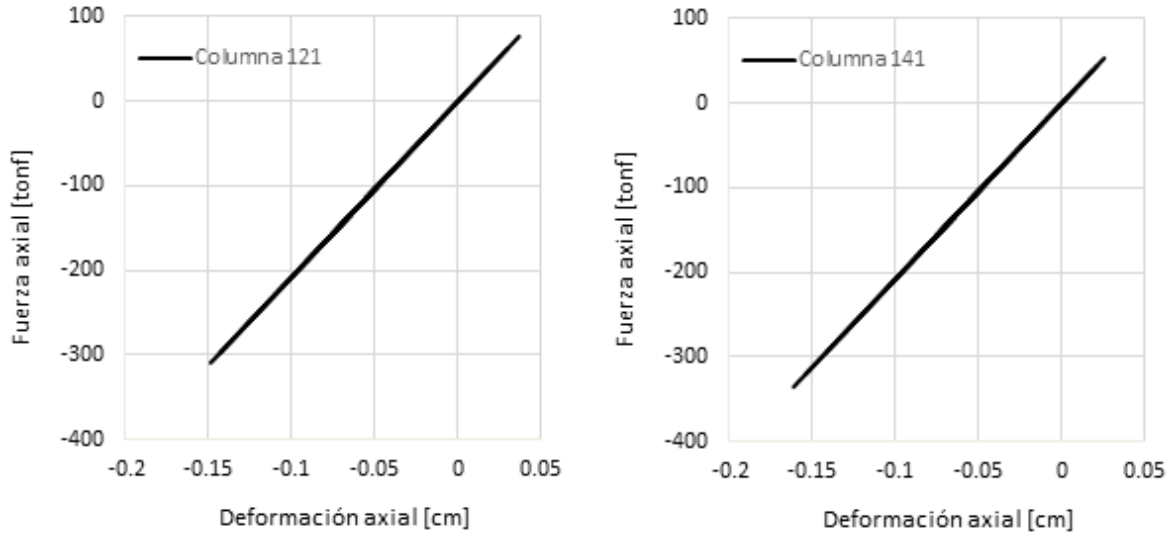


Figura F.6 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema BRBF – Viña del Mar

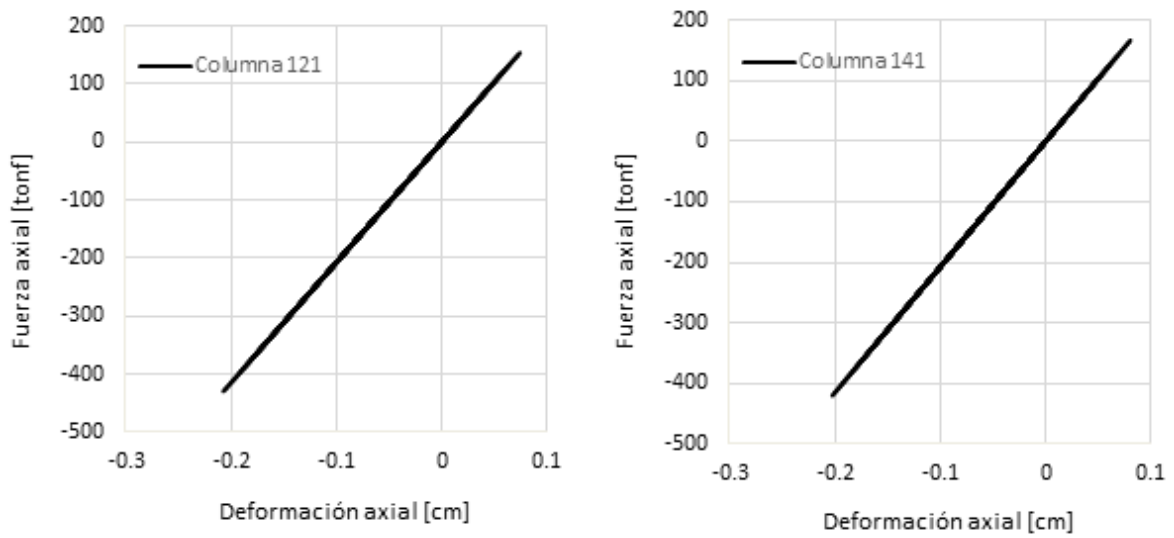


Figura F.7 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SC – Constitución

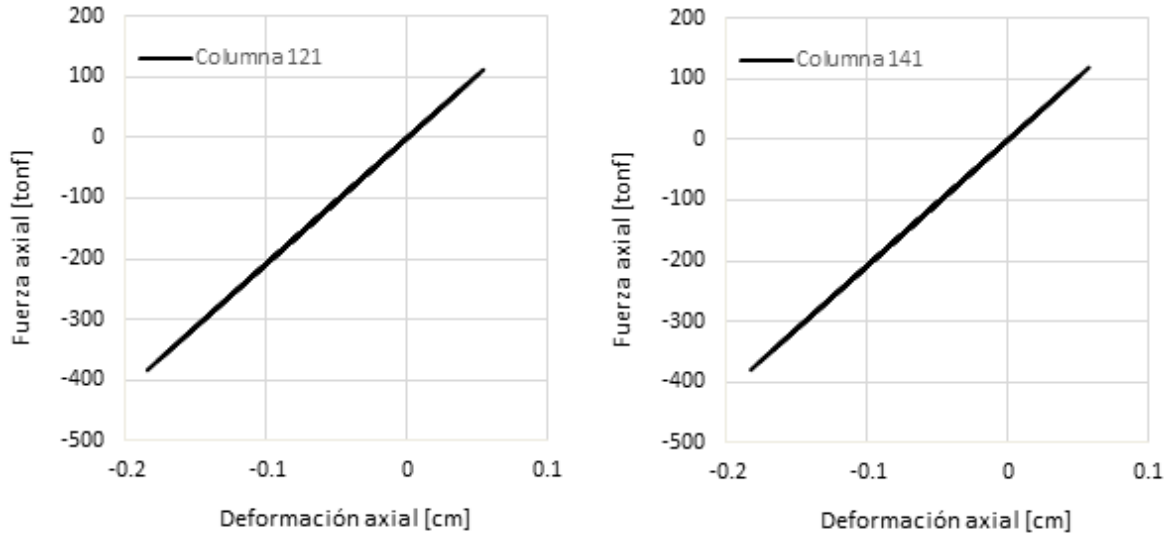


Figura F.8 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SC – Concepcion

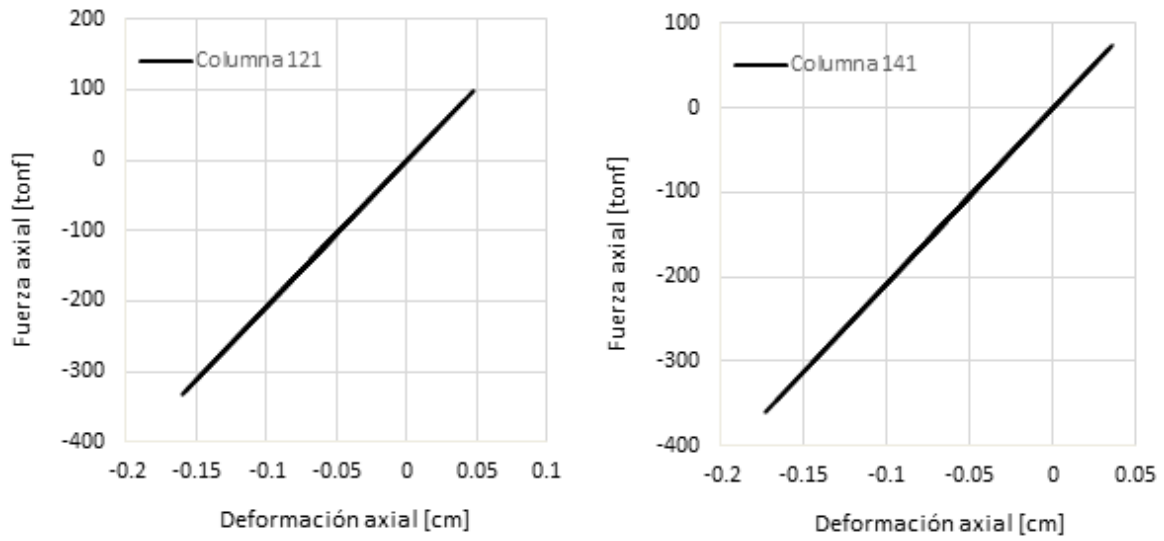


Figura F.9 – Demandas en columnas 121 y 141, sistema SC – Viña del Mar