

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



**Análisis y Diseño Sísmico de un Edificio Híbrido de  
Madera Procesada (LVL, CLT) Combinada con  
Riostras de Acero con Amortiguamiento Suplementario**

Por:

**Ricardo Anselmo Rubio González**

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

Profesor Guía: Patricio Quintana Gallo

Mayo, 2020

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco profundamente a mi madre y hermano, por el cariño y apoyo que me han brindado incondicionalmente, siendo un pilar fundamental para lograr las metas que me propongo en la vida.

También agradezco a mis amigos, compañeros y a las personas que han sido parte importante en esta etapa de mi vida, por los buenos momentos compartidos, experiencias vividas y enseñanzas que me han brindado.

Finalmente agradecer al Profesor Patricio Quintana Gallo, por su constante apoyo y motivación en el desarrollo de este trabajo. Destaco enormemente la disposición que tiene hacia sus alumnos y su forma de actuar, honesta y consecuente.

## ÍNDICE

<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>11</b>
1.1 Motivación.....	11
1.2 Objetivo General.....	13
1.3 Objetivos Específicos .....	13
<b>CAPITULO II: ANTECEDENTES Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>14</b>
2.1 Productos de Madera Procesada.....	14
2.1.1 Madera Laminada Encolada o Glulam (Glued-Laminated Timber).....	15
2.1.2 Madera Microlaminada (Laminated venner lumber, LVL).....	17
2.1.3 Madera Contralaminada (Cross Laminated Timber, CLT).....	19
2.2 Riostras con Amortiguamiento Suplementario .....	23
2.2.1 Riostras de Pandeo Restringido (Buckling Restrained Braces, BRB).....	23
2.2.2 Aleaciones con Memoria de Forma (Shape Memory Alloys, SMA).....	25
2.3 Estructuras Híbridas de Madera .....	27
2.3.1 Investigaciones Teóricas y Experimentales.....	27
2.3.2 Estructuras Híbridas Construidas en el Mundo a la Fecha .....	33
<b>CAPITULO III: DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO Y ANÁLISIS SEGÚN NORMA NCH433</b> .....	<b>37</b>
3.1 Descripción del Caso de Estudio.....	37
3.2 Propiedades Mecánicas de los Elementos que Componen la Estructura .....	38
3.2.1 Paneles de Madera Contralaminada (CLT) .....	38
3.2.1.1 Muros de CLT .....	40
3.2.1.2 Losas de CLT .....	42
3.2.2 Marcos de LVL .....	44
3.2.3 Arriostramientos .....	45
3.3 Análisis Lineal Elástico .....	46
3.3.1 Cargas Estáticas y Peso Sísmico .....	46
3.3.2 Modelo de Análisis .....	46
3.3.3 Análisis Modal Espectral .....	47
3.4 Resultados del Análisis.....	49
3.4.1 Corte Basal .....	49
3.4.2 Deformaciones Sísmicas .....	50
<b>CAPITULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b> .....	<b>52</b>
4.1 Disposiciones de Diseño y Combinaciones de Carga.....	52
4.2 Diseño de Marcos de LVL .....	53
4.2.1 Vigas de LVL.....	54
4.2.1.1 Verificación a Flexión .....	54
4.2.1.2 Verificación a Corte .....	56
4.2.1.3 Verificación de Deformaciones para el Estado Límite de Servicio .....	56

4.2.2 Columnas de LVL.....	56
4.2.2.1 Verificación a Compresión y Tracción.....	57
4.2.2.2 Verificación a Flexión .....	58
4.2.2.3 Verificación a Corte .....	59
4.2.2.5 Verificación a la Combinación de Fuerzas Axiales y Flexión.....	59
4.3 Losas de Madera Contralaminada (CLT) .....	61
4.3.1 Verificación a Flexión y Corte .....	61
4.3.2 Control de Vibraciones.....	63
4.3.4 Deflexiones Admisibles.....	63
4.4 Muros Postensados de Madera Contralaminada CLT .....	65
4.4.1 Verificación a Corte.....	65
4.4.2 Verificación a Compresión y Tracción .....	66
4.4.3 Diseño de Muros Postensados de CLT .....	67
4.4.3.1 Curva Analítica de Momento-rotación de la Conexión.....	70
4.6 Riostras de Pandeo Restringido (BRB) .....	73
4.7 Diseño por Capacidad de Marcos Arriostrados con BRB .....	77
4.7.1 Diseño por Capacidad de Vigas .....	77
4.7.2 Diseño por Capacidad de las Columnas.....	78
4.8 Diseño de la Conexión.....	81
4.8.1 Pasador.....	82
4.8.2 Placa Gusset.....	83
4.8.2.1 Resistencia a Tracción .....	83
4.8.2.2 Resistencia a Corte .....	85
4.8.2.3 Resistencia de Bloque Cortante.....	85
4.7.2.4 Resistencia a Compresión .....	85
<b>CAPITULO V: ANÁLISIS NO LINEAL: MODELACIÓN .....</b>	<b>88</b>
5.1 Introducción .....	88
5.2 Modelo de Análisis.....	89
5.2.1 Modelación de Elementos Estructurales.....	90
5.2.1.1 Marcos de LVL .....	90
5.2.1.2 Muros Postensado de CLT.....	91
5.2.1.2 Riostras BRB.....	92
5.2.1.4 Riostras con SMA.....	93
<b>CAPITULO VI: ANÁLISIS CUASI-ESTÁTICO NO-LINEAL .....</b>	<b>95</b>
6.1 Análisis Incremental o Pushover .....	95
6.2 Análisis Cíclico Incremental o Push-pull.....	102
<b>CAPITULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL.....</b>	<b>106</b>
7.1 Registros Sísmicos .....	106
7.2 Deformada del Sistema .....	108

7.2.3 Deformada del Sistema en el Instante de Mayor Desplazamiento de techo.....	108
7.2.3 Deformada del Sistema en el Instante de Fluencia.....	109
7.3 Demandas Globales .....	110
7.3.1 Desplazamientos de Techo en el Tiempo .....	110
7.3.2 Aceleraciones y Desplazamientos Relativos de entrepiso .....	112
7.3.3. Corte basal – Distorsión global .....	117
7.4 Demandas Locales .....	119
7.4.1 Histéresis Axial en Riostras BRB y SMA.....	119
7.4.2 Momento – Rotación en Muros CLT Postensados .....	121
7.4.2 Historia de Corte basal en Muros CLT Postensados.....	124
7.4.1 Envoltentes de Corte en Columnas de LVL .....	126
<b>CAPITULO VIII: COMENTARIOS SOBRE LA INCORPORACIÓN DE LA NORMA NCH3411 EN EL DISEÑO.....</b>	<b>128</b>
8.1 Espectros Elásticos de Diseño .....	128
8.2 Registros Sísmicos .....	129
8.3 Clasificación de la Estructura mediante Análisis Dinámicos No-lineales .....	131
8.4 Requisitos de Diseño.....	136
<b>CAPITULO IX: CONCLUSIONES .....</b>	<b>138</b>
<b>REFERENCIAS:.....</b>	<b>139</b>
<b>ANEXO I: CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS.....</b>	<b>144</b>
<b>ANEXO II: ALTERNATIVA DE CONECTORES PARA MUROS CLT.....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXO III: ANALISIS NO LINEAL .....</b>	<b>153</b>
A.3.1 Nomenclatura Columnas.....	153
A.3.2 Desplazamiento de techo en el Tiempo, Dirección de Análisis Y.....	154
A.3.3 Aceleraciones y Desplazamientos Relativos de entrepiso, en la Dirección de Análisis Y.	155
A.3.4 Fuerza – Deformación Axial en Arriostramientos BRB y SMA, Dirección de Análisis Y. ..	159

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> - Emisiones de CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup> producidas por el uso de diferentes materiales [3].	11
<b>Figura 1.2</b> - (a) Prueba en mesa vibradora, edificio CLT [6]; (b) edificio “Carbon12”, Portland, Estados Unidos [12]; (c) edificio Teórico, Timmers et al. [13].	12
<b>Figura 2.1</b> - Curva idealizada esfuerzo - deformación de la madera sin defectos [5].	14
<b>Figura 2.2</b> - (a) Gimnasio Valle Nevado, Chile. (b) Club de Golf Hotel Papagayo, Costa Rica [20].	15
<b>Figura 2.3</b> - Vista esquemática del proceso de fabricación del LVL [5].	17
<b>Figura 2.4</b> - Composición panel CLT [30].	19
<b>Figura 2.5</b> - Proceso de fabricación de paneles de CLT [32].	20
<b>Figura 2.6</b> - Panel de CLT estructuralmente intacto después de ser sometido al fuego [36].	21
<b>Figura 2.7</b> - BRB: esquema del mecanismo [40].	23
<b>Figura 2.8</b> - Secciones transversales típicas de BRB [41].	24
<b>Figura 2.9</b> - Curva esfuerzo-deformación de SMA super-elástico [45].	25
<b>Figura 2.10</b> - Riostra a escala real con: (a) solo alambres de austenita de re-centrado, (b) alambres de austenita (re-centrado) y barras de martensita (disipación de energía), (c) re-centrado y disipación con alambres de austenita [14].	26
<b>Figura 2.11</b> - Regla de histéresis de dispositivos con “Shape Memory Alloys”: SRCD, NRCD y RCD [14].	26
<b>Figura 2.12</b> - (a) Edificio experimental de siete pisos; (b) falla en los “hold-down”; (c) extracción de los clavos; (d) falla de la madera en compresión perpendicular a la fibra [6].	28
<b>Figura 2.13</b> - Marco híbrido: (a) arriostrado con BRB; (b) conectado con RBS [46].	29
<b>Figura 2.14</b> - Marco híbrido arriostrado: a) esquema; b) ensayo [55].	30
<b>Figura 2.15</b> - Conexión entre una riostra BRB y marco de Glulam [13].	31
<b>Figura 2.16</b> - Plantas propuestas para el sistema “FFTT”, Green y Karsh (2012) [60].	32
<b>Figura 2.17</b> - Edificio “Kanazawa M Bldg.”: (a) planta; (b) elevación; (c) fachada construida [64].	34
<b>Figura 2.18</b> - Edificio “Carbon 12” [12]: (a) modelo del sistema estructural, (b) fachada exterior. .	35
<b>Figura 2.19</b> - Sistema estructural “Brock Commons”: (a) podio y núcleo de muros de hormigón armado, (b) columnas de Glulam y losas de paneles CLT [66].	36
<b>Figura 3.1</b> - (a) Planta tipo de la estructura, basada en el sistema “FFTT” de Green and Karsh [60]; (b) modelo Revit, vista 3D.	37
<b>Figura 3.2</b> - Deformación por corte de los paneles CLT sometidos a cargas perpendiculares al plano [68].	38
<b>Figura 3.3</b> - Factores de composición, método K [30, 69].	39
<b>Figura 3.4</b> - Propiedades mecánicas panel CLT [71].	41
<b>Figura 3.5</b> - Propiedades mecánicas sistema de losas de CLT.	43
<b>Figura 3.6</b> - (a) Detalle de vigas de LVL; (b) detalle de columnas de LVL	44
<b>Figura 3.7</b> - (a) Elevación ejes 2 y 4; (b) elevación ejes A y G	45
<b>Figura 3.8</b> - Modelo de análisis ETABS.	47
<b>Figura 3.9</b> - Espectros de diseño de pseudo-aceleración.	50
<b>Figura 3.10</b> - Desplazamientos relativos de entrepiso, medidos en el centro de masas.	51
<b>Figura 4.1</b> - Vigas de LVL	54
<b>Figura 4.2</b> - Factor de estabilidad [22].	55
<b>Figura 4.3</b> - Deflexión de las losas CLT.	64
<b>Figura 4.4</b> - Detalle muros de CLT.	65
<b>Figura 4.5</b> - Curva momento-rotación muros postensados [77].	67
<b>Figura 4.6</b> - Gráfico para diseño el postensado [77].	69
<b>Figura 4.7</b> - Sección transversal muro CLT postensado.	69
<b>Figura 4.8</b> - Diagrama de fuerzas del muro postensado [78].	71
<b>Figura 4.9</b> - Curvas analíticas de momento-rotación, muros CLT postensados.	72
<b>Figura 4.10</b> - Detalle marco arriostrado.	73
<b>Figura 4.11</b> - Diagrama fuerza – desplazamiento de las riostras BRB [43].	75
<b>Figura 4.12</b> - Fuerzas inducidas en las vigas (a) pisos pares; (b) Pisos impares.	77

<b>Figura 4.13</b> - Diagrama de fuerzas columnas (a) pisos impares; (b) pisos pares; (c) último piso. ..	79
<b>Figura 4.14</b> - Esquemas y materiales de las riostras BRB utilizadas [80]. .....	81
<b>Figura 4.15</b> - Detalle placa gusset: (a) conexión viga - columna (b) conexión vigas. ....	83
<b>Figura 4.16</b> - Esquema placa gusset. ....	87
<b>Figura 5.1</b> - Esquema en Revit del modelo de análisis en dirección X. ....	89
<b>Figura 5.2</b> - Esquema en Revit del modelo de análisis en dirección Y. ....	89
<b>Figura 5.3</b> - (a) Miembros tipo “Frame”; (b) elementos de plasticidad concentrada tipo “Giberson Beam” [85]. ....	90
<b>Figura 5.4</b> - Elemento tipo “Spring” o resorte [85]. ....	90
<b>Figura 5.5</b> - Regla de histéresis Multi-Lineal Elástica (IHYST=47) [90]. ....	91
<b>Figura 5.6</b> - Ajuste multi-lineal de momento-rotación, muros en dirección X. ....	91
<b>Figura 5.7</b> - Ajuste multi-lineal de momento-rotación, muros en dirección Y. ....	92
<b>Figura 6.1</b> - Resultados Pushover, dirección de análisis X. ....	96
<b>Figura 6.2</b> - Resultados Pushover, dirección de análisis Y. ....	97
<b>Figura 6.3</b> - Corte basal columnas, dirección de análisis X. ....	98
<b>Figura 6.4</b> - Corte basal columnas, dirección de análisis Y. ....	98
<b>Figura 6.5</b> - Corte basal muros, dirección de análisis X. ....	99
<b>Figura 6.6</b> - Corte basal muros, dirección de análisis Y. ....	99
<b>Figura 6.7</b> - Comparación de corte y momento en el tiempo de un muro y el sistema de riostras. 100	
<b>Figura 6.8</b> - Resultados Pushover con desplazamiento controlado, dirección de análisis X. ....	101
<b>Figura 6.9</b> - Patrón de carga del vector fuerza en el tiempo. ....	102
<b>Figura 6.10</b> - Resultados Pushpull, MBRB, dirección de análisis X. ....	102
<b>Figura 6.11</b> - Resultados Pushpull, MSMA, dirección de análisis X. ....	103
<b>Figura 6.12</b> - Resultados Pushpull, MBRB, dirección de análisis Y. ....	103
<b>Figura 6.13</b> - Resultados Pushpull, MSMA, dirección de análisis Y. ....	104
<b>Figura 6.14</b> - Distorsión global impuesta en el tiempo, Pushpull. ....	104
<b>Figura 6.15</b> - Resultados Pushpull con desplazamiento controlado, dirección de análisis X. ....	105
<b>Figura 7.1</b> - Registro de aceleración, Viña del Mar 1985, Chile. ....	106
<b>Figura 7.2</b> - Registro de aceleración, Lollolo 1985, Chile. ....	106
<b>Figura 7.3</b> - Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda. ....	107
<b>Figura 7.4</b> - Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos. ....	107
<b>Figura 7.5</b> - Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo. ....	108
<b>Figura 7.6</b> - Deformada del sistema en el instante de fluencia, MBRB. ....	109
<b>Figura 7.7</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Viña del Mar 1985. ....	110
<b>Figura 7.8</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Lollolo 1985. ....	110
<b>Figura 7.9</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Christchurch 2011. ....	111
<b>Figura 7.10</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Sylmar 1994. ....	111
<b>Figura 7.11</b> - Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis X. ....	113
<b>Figura 7.12</b> - Drifts máximos por piso, dirección de análisis X. ....	114
<b>Figura 7.13</b> - Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis X. ....	115
<b>Figura 7.14</b> - Drift Residuales, dirección de análisis X. ....	116
<b>Figura 7.15</b> - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Viña del Mar 1985. ....	117
<b>Figura 7.16</b> - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Lollolo 1985. ....	117
<b>Figura 7.17</b> - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Christchurch 2011. ....	118
<b>Figura 7.18</b> - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Sylmar 1994. ....	118
<b>Figura 7.19</b> - Ciclo de histéresis, registro Viña del Mar 1985. ....	119
<b>Figura 7.20</b> - Ciclo de histéresis, registro Lollolo 1985. ....	120
<b>Figura 7.21</b> - Ciclo de histéresis, registro Christchurch 2011. ....	120
<b>Figura 7.22</b> - Ciclo de histéresis, registro Sylmar 1994. ....	120
<b>Figura 7.23</b> - Curva momento – rotación, Registro Viña del Mar 1985, dirección de análisis X. ....	121
<b>Figura 7.24</b> - Curva momento – rotación, Registro Lollolo 1985, dirección de análisis X. ....	121
<b>Figura 7.25</b> - Curva momento – rotación, Registro Christchurch 2011, dirección de análisis X. ....	122
<b>Figura 7.26</b> - Curva momento – rotación, Registro Sylmar 1994, dirección de análisis X. ....	122

<b>Figura 7.27</b> - Curva momento – rotación, Registro VMM1985, dirección de análisis Y.....	122
<b>Figura 7.28</b> - Curva momento – rotación, Registro LLoleo1985, dirección de análisis Y. ....	123
<b>Figura 7.29</b> - Curva momento – rotación, Registro Christchurch 2011, dirección de análisis Y. ...	123
<b>Figura 7.30</b> - Curva momento – rotación, Registro Sylmar 1994, dirección de análisis. ....	123
<b>Figura 7.31</b> - Historia de corte, muro L= 2.5 m. ....	124
<b>Figura 7.32</b> - Historia de corte, muro L= 2.7 m. ....	125
<b>Figura 7.33</b> - Historia de corte, muro L= 3.5 m. ....	125
<b>Figura 7.34</b> - Historia de corte, muro L= 7.2 m. ....	126
<b>Figura 7.35</b> - Envolvente de corte, columnas LVL. ....	127
<b>Figura 8.1</b> - Espectros de diseño Nch2745 [16, 96]. ....	128
<b>Figura 8.2</b> - Espectros ajustados de pseudo – aceleración. ....	129
<b>Figura 8.3</b> - Registros sísmicos ajustados. ....	130
<b>Figura 8.4</b> - Historia de corte basal del sistema sismorresistente y disipadores, MBRB.....	132
<b>Figura 8.5</b> - Historia de corte basal del sistema sismorresistente y disipadores, MSMA. ....	133
<b>Figura 8.6</b> - Cociente de cortes en el tiempo para cada registro, MBRB.....	135
<b>Figura 8.7</b> - Rango de oscilación de la demanda sísmica de diseño. ....	136
<b>Figura A.2.1</b> - Conexiones paneles CLT [98]. ....	147
<b>Figura A.2.2</b> - Comportamiento cinemático de muros CLT sujetos a (a) deslizamiento; (b) vuelco; (c) deslizamiento y vuelco [98]. ....	148
<b>Figura A.2.3</b> - Hold-down WHT XXL: (a) conexión; (b) detalle. ....	150
<b>Figura A.2.4</b> - (a) conexión Bracket; (b) arandela TCW 240; (c) bracket TCN240.....	151
<b>Figura A.2.5</b> - Brackets Titan V: (a) conexión madera a madera (b) detalle del Brackets.....	151
<b>Figura A.3.1</b> - Nomenclatura columnas.....	153
<b>Figura A.3.2</b> - Historia de desplazamiento de techo, dirección de análisis Y. ....	154
<b>Figura A.3.3</b> - Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis Y. ....	155
<b>Figura A.3.4</b> - Drifts máximos por piso, dirección de análisis Y. ....	156
<b>Figura A.3.5</b> - Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis Y. ....	157
<b>Figura A.3.6</b> - Drift Residuales, dirección de análisis Y. ....	158
<b>Figura A.3.7</b> - Ciclo de histéresis, registro Viña del Mar 1985, Dirección de análisis Y. ....	159
<b>Figura A.3.8</b> - Ciclo de histéresis, registro Lloleo 1985, dirección de análisis Y.....	159
<b>Figura A.3.9</b> - Ciclo de histéresis, registro Christchurch 2011, dirección de análisis Y.....	160
<b>Figura A.3.10</b> - Ciclo de histéresis, registro Sylmar 1994, dirección de análisis Y.....	160

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1</b> - Comparación de las propiedades mecánicas y de resistencia del hormigón, acero y madera. ....	12
<b>Tabla 2.1</b> - Esfuerzos característicos para diferentes grados de Glulam - norma As 1720 [5]. ....	16
<b>Tabla 2.2</b> - Esfuerzos característicos del LVL, madera aserrada y Glulam (Nueva Zelanda) [5]. ...	18
<b>Tabla 2.3</b> - Propiedades de resistencia de las capas de los paneles “Structurlam” [35]. ....	21
<b>Tabla 2.4</b> - Edificios híbridos de madera construidos a la fecha en el mundo [11]. ....	34
<b>Tabla 3.1</b> - Propiedades mecánicas de las láminas del panel CLT E1M5 Structurlam [35]. ....	40
<b>Tabla 3.2</b> - Cálculo del módulo de elasticidad y rigidez en la dirección fuerte del panel. ....	43
<b>Tabla 3.3</b> - Cálculo del módulo de elasticidad y rigidez en la dirección débil del panel. ....	43
<b>Tabla 3.4</b> - Propiedades de elementos de LVL, fabricados por “Futurebuild LVL” [26]. ....	44
<b>Tabla 3.5</b> - Propiedades mecánicas acero ASTM A36. ....	45
<b>Tabla 3.6</b> - Cargas permanentes (muertas) y sobrecargas de uso, NCh1537Of2009. ....	46
<b>Tabla 3.7</b> - Peso por unidad de área de cada diafragma. ....	46
<b>Tabla 3.8</b> - Parámetros análisis modal espectral. ....	48
<b>Tabla 3.9</b> - Períodos naturales de la estructura. ....	49
<b>Tabla 3.10</b> - Resultados de Análisis. ....	50
<b>Tabla 4.1</b> - Cálculo de los factores de contenido de humedad para LVL [23]. ....	53
<b>Tabla 4.2</b> - Factor de modificación por tamaño. ....	54
<b>Tabla 4.3</b> - Cálculo del factor de estabilidad de la viga. ....	55
<b>Tabla 4.4</b> - Verificación a flexión de las vigas. ....	55
<b>Tabla 4.5</b> - Verificación a corte de las vigas. ....	56
<b>Tabla 4.6</b> - Verificación de deformación en vigas. ....	56
<b>Tabla 4.7</b> - Verificación a compresión de la columna. ....	57
<b>Tabla 4.8</b> - Verificación a tracción de las columnas. ....	58
<b>Tabla 4.9</b> - Verificación a flexión de las columnas. ....	58
<b>Tabla 4.10</b> - Verificación a corte de las columnas. ....	59
<b>Tabla 4.11</b> - Verificación de flexión y compresión combinados. ....	60
<b>Tabla 4.12</b> - Verificación flexión y tracción combinados. ....	60
<b>Tabla 4.13</b> - Verificación a flexión de las losas CLT. ....	62
<b>Tabla 4.14</b> - Verificación a corte de las losas. ....	62
<b>Tabla 4.15</b> - Verificación de deflexión. ....	63
<b>Tabla 4.16</b> - Verificación al corte en el plano de los muros CLT. ....	65
<b>Tabla 4.17</b> - Verificación a compresión de los muros CLT. ....	66
<b>Tabla 4.18</b> - Verificación a tracción de los muros CLT. ....	67
<b>Tabla 4.19</b> - Barras de postensado en muros CLT. ....	69
<b>Tabla 4.20</b> - Características geométricas BRB. ....	73
<b>Tabla 4.21</b> - Relación de utilidad de las BRB. ....	74
<b>Tabla 4.22</b> - diseño de fundas de las riostras restringidas al pandeo. ....	74
<b>Tabla 4.23</b> - Deformación unitaria para 2 veces el drift de diseño y 2% del drift de entrepiso. ....	76
<b>Tabla 4.24</b> - Resistencia ajustada de las riostras. ....	76
<b>Tabla 4.25</b> - Carga axial en las columnas según análisis por capacidad. ....	79
<b>Tabla 4.26</b> - Diseño a compresión y tracción por capacidad de las columnas. ....	80
<b>Tabla 4.27</b> - Diseño al corte por capacidad de las columnas. ....	80
<b>Tabla 4.28</b> - Verificación de diseño pasador. ....	83
<b>Tabla 4.29</b> - Verificación de diseño a tracción placa Gusset. ....	85
<b>Tabla 4.30</b> - Verificación placa Gusset. ....	87
<b>Tabla 5.1</b> - Períodos fundamentales ETABS y RUAUMOKO. ....	89
<b>Tabla 5.2</b> - Rigidez y fuerza de fluencia de las Riostras de Pandeo Restringido. ....	93
<b>Tabla 7.1</b> - Características de los registros sísmicos. ....	106

<b>Tabla 7.2</b> - Demandas de desplazamiento y ductilidad global .....	112
<b>Tabla 7.3</b> - Corte basal máximo, muros CLT postensados. ....	124
<b>Tabla 8.1</b> - Definición del espectro de diseño para suelo tipo D. ....	129
<b>Tabla 8.2</b> - Cociente de cortes para la estructura con BRB. ....	134
<b>Tabla 8.3</b> - Cociente de cortes para la estructura con SMA .....	134
<b>Tabla A.2.1</b> - Verificación de conexiones muros CLT .....	152

# CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

## 1.1 Motivación

La industria de la construcción es uno de los principales generadores de contaminación a nivel mundial, debido a los procesos que la involucran. Uno de estos procesos es la fabricación de materiales de construcción como el hormigón, acero y aluminio, donde se utiliza una gran cantidad de energía producto del consumo de combustibles fósiles que emiten gases contaminantes como el dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) [1].

En Chile se estima que el sector de la construcción genera alrededor del 34% de los residuos sólidos y más de un tercio de las emisiones totales de gases con efecto invernadero (incluido CO<sub>2</sub>) del país [2]. Con el objetivo de mitigar estos efectos, el Estado de Chile se ha adscrito a compromisos internacionales como el acuerdo de París de 2016, donde se ratifica la intención de reducir en un 30% las emisiones de CO<sub>2</sub> por unidad de producto interno bruto (PIB) al año 2030 [2].

Siendo en la actualidad el impacto medioambiental un gran problema a nivel global, en el ámbito de la construcción se hará cada vez más necesario el uso de materiales sustentables como la madera, que presenta grandes ventajas sobre materiales tradicionales como el hormigón y el acero: (1) actúa como una fuente de almacenamiento de CO<sub>2</sub>, ya que parte de este compuesto consumido durante el crecimiento de los árboles permanece en los productos procesados [1]; (2) requiere menor energía durante su proceso de fabricación; y (3) su proceso de producción genera menos desechos tóxicos. La Figura 1.1, tomada de la referencia [3], ilustra cómo la construcción en madera presenta una menor huella de carbono en comparación con el hormigón y el acero.

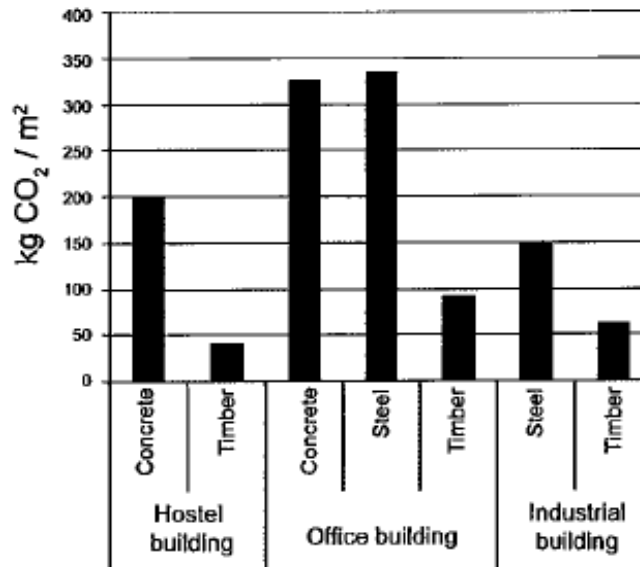


Figura 1.1 - Emisiones de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup> producidas por el uso de diferentes materiales [3].

Contrariamente a lo que se tiende a pensar, la madera es un material estructural capaz de competir con el hormigón y el acero en la construcción de edificios de varios pisos. Posee una excelente relación resistencia–peso específico, superior al hormigón y similar al acero, tal como se muestra en la Tabla 1.1. Al ser un material liviano, las sollicitaciones sísmicas asociadas a un edificio con diafragmas de madera, por ejemplo, son menores que las requeridas sobre el mismo edificio si se construyese con losas de hormigón, lo que se traduce en estructuras en general de menor costo [4].

En particular, la madera procesada tipo “microlaminada” (Laminated Veneer Lumber, LVL) y paneles de madera “contralaminada” (Cross Laminated Timber, CLT), formadas por chapas o láminas de madera pegadas con adhesivos, presentan propiedades estructurales uniformes [5], y pueden soportar esfuerzos de compresión similares al hormigón (ver Tabla 1.1).

**Tabla 1.1** - Comparación de las propiedades mecánicas y de resistencia del hormigón, acero y madera.

Material	E [MPa]	G [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$f_c/\gamma$ [mm]	$f_t/\gamma$ [mm]
Madera †	10700	535	6	45	30	7.5	5.0
Hormigón ‡	25700	10700	24	30	4	1.3	0.2
Acero §	200000	76900	78	420 <sup>¶</sup>	420	5.4	5.4

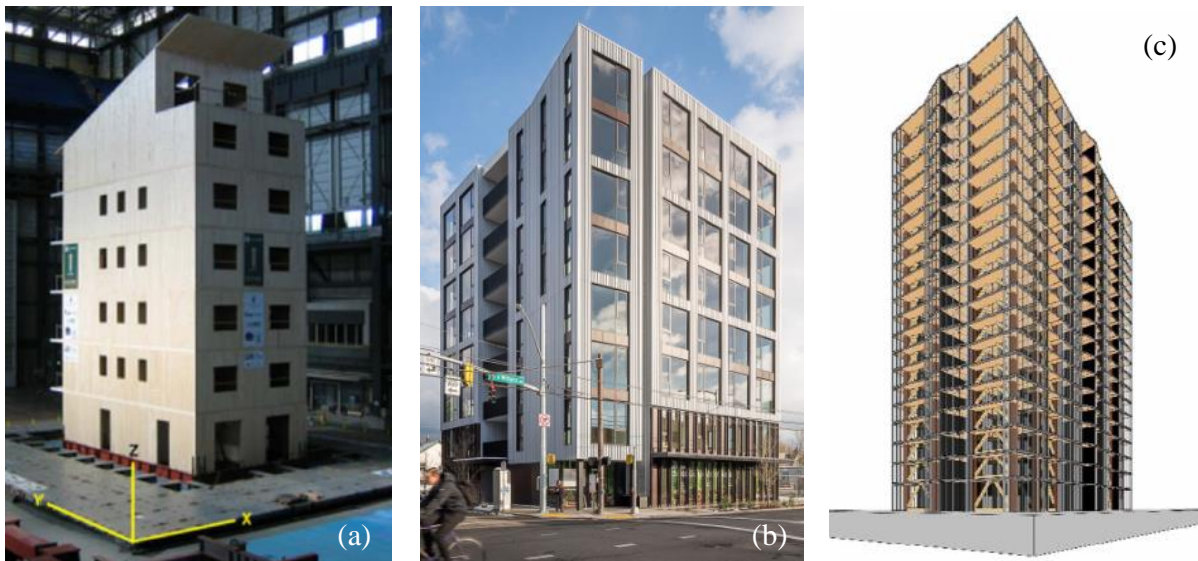
† Nelson Pine LVL10, pino radiata, propiedades (Buchanan 2007); dirección paralela a la fibra

‡ Resistencia nominal del hormigón sin confinar; E valor aproximado de  $4,700\sqrt{f_c}$ ;  $G = E/2.4$

§ Acero ASTM A516 Grade 60, esfuerzo de fluencia;  $G = E/2.6$

¶ Restringido al pandeo

Sin embargo, en estudios recientes [6] (Figura 1.2(a)) se ha reconocido que bajo solicitaciones sísmicas la madera no es capaz de disipar suficiente energía ni proporcionar suficiente ductilidad por sí sola, por lo que se ha propuesto usarla en conjunto con miembros de otros materiales, acuñando el término “estructuras híbridas de madera” [7, 8, 9]. Una revisión extensa de la literatura en el asunto se presenta en las referencias [10] y [11]. El recientemente construido edificio “Carbon12” (Portland, EE. UU. [12], Figura 1.2(b)), por ejemplo, utiliza marcos perimetrales de madera y un núcleo de marcos de acero con Riostras de Pandeo Restringido (Buckling Restrained Braces, BRB), mientras que en investigaciones recientes se propone utilizar BRB dentro de marcos de LVL [11, 13] (Figura 1.2(c)).



**Figura 1.2** - (a) Prueba en mesa vibradora, edificio CLT [6]; (b) edificio “Carbon12”, Portland, Estados Unidos [12]; (c) edificio Teórico, Timmers et al. [13].

Lo anterior muestra que hoy en día es posible construir edificios de varios pisos en zonas sísmicamente activas, que incluyen madera y otros materiales, combinándolos estratégicamente para optimizar la ductilidad, la resistencia y la rigidez del sistema [10]. A pesar de lo anterior, y a que los recursos forestales son abundantes y existe una industria maderera capaz de implementar nuevos sistemas constructivos, en Chile este tipo de estructuras híbridas de madera prácticamente no existe.

Teniendo en cuenta el estado del arte y de la práctica, y con el fin de promover el uso de madera procesada en Chile, en este trabajo se realiza el diseño sísmico de un edificio de doce pisos,

estructurado con: (1) marcos de LVL arriostrados con BRB, (2) muros postensados de CLT, y (3) diafragmas de piso de CLT. Además, se analiza el efecto de reemplazar las BRB por riostras equipadas con Memoria de Forma ("Shape Memory Alloys", SMA) [14], capaces de devolver la estructura a su posición original luego de un movimiento sísmico, otorgando un desempeño superior al sistema.

Esta estructura prototipo se diseña de acuerdo con la normativa sísmica chilena NCh433 [15]. Sin embargo, también se evalúa y analiza la utilización de la reciente norma NCh3411 [16], destinada al diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía. Para el diseño de los elementos de madera y riostras, en tanto, se consideran las disposiciones y pautas de diseño de Canadá, Nueva Zelanda, Estados Unidos y Europa.

En el presente estudio se reportan los problemas encontrados en el diseño al aplicar la normativa chilena actual y se describen los resultados de los análisis no lineales para ambas direcciones principales de la estructura, comparando las respuestas para el caso en que se utilizan Riostras de Pandeo Restringido (BRB) y riostras equipadas con Memoria de Forma (SMA).

## **1.2 Objetivo General**

Desarrollar un edificio prototipo estructurado con muros postensados de CLT, marcos de LVL arriostrados con BRB y alternativamente con riostras tipo SMA, diseñar sus elementos según métodos disponibles en códigos o en la literatura, y evaluar su comportamiento sísmico por medio de análisis no-lineales tiempo-historia en dos dimensiones, utilizando registros de terremotos destructivos ocurridos en Chile y el extranjero; proponer mejoras a la normativa vigente y/o sugerir alternativas.

## **1.3 Objetivos Específicos**

- 1) Proponer una estructura híbrida de madera que constituya la base para futuras investigaciones experimentales y que pueda ser eventualmente construido como un edificio prototipo real.
- 2) Aplicar los requisitos de la normativa chilena NCh433 al análisis sísmico de edificios híbridos basados en madera, identificando posibles aspectos no cubiertos por dicha norma y sugerir modificaciones de ser necesario.
- 3) Diseñar los elementos estructurales con métodos de diseño disponibles en la literatura, sugiriendo posibles mejoras de ser necesario.
- 4) Realizar un análisis no-lineal 2D en ambas direcciones de la estructura prototipo, comparando las demandas predichas con aquellas provenientes de los códigos de diseño.

## CAPITULO II: ANTECEDENTES Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Productos de Madera Procesada.

La madera es un material natural compuesto por fibras de celulosa unidas en una resistente estructura de lignina. Esta estructura celular da origen a propiedades anisotrópicas, lo que significa que sus propiedades mecánicas son diferentes dependiendo de cuál sea la dirección de análisis, tangencial, radial o longitudinal [5]. Sin embargo, para la mayoría de las aplicaciones ingenieriles la dirección de análisis se clasifica como paralela o perpendicular a las fibras de la madera.

En la Figura 2.1 se presenta una curva idealizada de esfuerzo–deformación de la madera, sin defectos, en las direcciones paralela y perpendicular a las fibras. La figura muestra que: (1) la rigidez es la misma cuando la madera está sometida a tracción y compresión, en ambas direcciones; (2) la resistencia, tanto de compresión como en tracción, son mucho menores en el sentido perpendicular a las fibras que en el paralelo; (3) la resistencia en tracción es particularmente baja en el sentido perpendicular a las fibras. Por esta razón los miembros estructurales deben estar diseñados para aprovechar la alta resistencia que posee la madera en la dirección paralela a las fibras. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la falla que se produce bajo esfuerzos de tracción es intrínsecamente frágil, además, si un miembro contiene defectos como nudos, no solo existe una reducción en la sección neta, sino que también existe un efecto de concentración de tensiones que reducen en gran parte la resistencia a la tracción de las secciones [5].

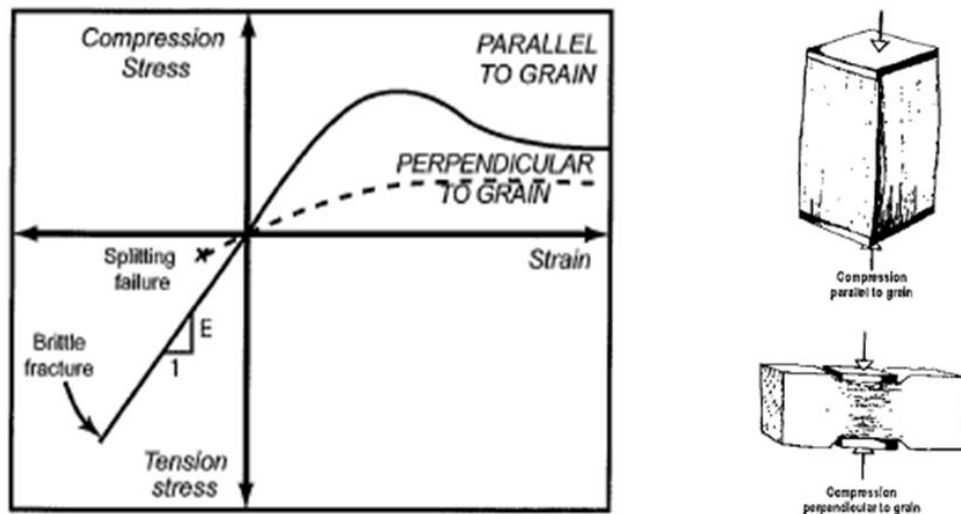


Figura 2.1 - Curva idealizada esfuerzo - deformación de la madera sin defectos [5].

Como se mencionó en el capítulo anterior, en la actualidad existen los llamados “productos de madera procesada”, tales como el Glulam, la madera microlaminada LVL y la madera contralaminada CLT. En la manufactura de dichos productos, Las propiedades naturales de la madera son perfeccionadas mediante una serie de procesos, logrando mejorar su resistencia, dureza y durabilidad.

Una de las principales ventajas de los productos de madera procesada, es el bajo impacto medio ambiental que producen, debido a que la madera es un material sustentable y renovable, siempre que su utilización esté acompañada de una política de reforestación, que permita su reposición en un período de tiempo razonable [5]. Además, estos productos poseen una baja huella de carbono, produciendo mucho menos emisiones de CO<sub>2</sub> que otros materiales utilizados tradicionalmente en la construcción como el acero y el hormigón [5]. Esto se produce debido a que los árboles absorben el dióxido de carbono de la atmosfera por medio de la fotosíntesis, manteniéndolo almacenado. Cuando los productos de madera se biodegradan o se queman, el carbono almacenado se libera, por lo que

estos productos se consideran neutros en carbono. Sin embargo, en algunos casos se utilizan combustibles fósiles para procesar la madera por ende existen algunas emisiones de CO<sub>2</sub> durante el ciclo de vida completo. Si en estos procesos se utiliza la quema de los residuos de madera para generar energía en vez de utilizar combustibles fósiles, se produce una reducción del dióxido de carbono emitido [5].

### 2.1.1 Madera Laminada Encolada o Glulam (Glued-Laminated Timber).

El Glulam es un tipo de material estructural que está conformado por piezas o láminas de madera aserrada adecuadamente seleccionadas y procesadas. Dichas láminas poseen un espesor máximo de 45 milímetros aproximadamente, y son unidas con adhesivos en la dirección de sus fibras, para formar elementos sólidos de prácticamente cualquier forma o tamaño [5].

El primer uso significativo de la madera laminada data del 1893 en la construcción de un auditorio en Basilea, Suiza [17]. Sin embargo, Otto Hetzer, en 1906, es quien patenta la madera laminada encolada al sustituir las conexiones de pernos y clavos de las láminas por adhesivos en base a caseína. En el transcurso de la Segunda Guerra mundial es cuando se impulsa el uso de este sistema constructivo con el desarrollo de adhesivos impermeables [18], permitiendo el uso del Glulam en exteriores.

En Chile, en el año 1964, el instituto Forestal (INFOR), con el objetivo de promover nuevas aplicaciones para la madera en el país, realiza la primera construcción científicamente controlada de una estructura de madera laminada, liderada por dos consultores de la FAO [18]. Para tal desafío, se montó la fábrica en los talleres de la sociedad Agrícola y Forestal Copihue S.A. en Talca, donde se elaboraron 12 arcos tri-articulados de Glulam, para dar forma a una estructura de 6 metros de altura y 12 metros de luz. En 1989 se aprueban las primeras normas chilenas sobre madera laminada encolada, NCh2148 y NCh2150, en donde se especifica el sistema de fabricación y su clasificación. Posteriormente en 1991 se establece en la normativa NCh2165, el procedimiento para determinar las tensiones admisibles en los miembros de madera laminada encolada de pino radiata.

Actualmente en la norma chilena de cálculo y construcción en madera NCh1198:2014 [19], también se incluyen los métodos y procedimientos de diseño estructural que determinan las condiciones mínimas que deben cumplir los elementos y las uniones de madera laminada encolada. Esto permite tener en Chile una industria capaz de fabricar, diseñar y construir elementos de esta materialidad, bajo estándares de calidad que brindan una gran confiabilidad. Sin embargo, la demanda de Glulam en el país es menor comparada con otros materiales tradicionales, estando principalmente orientada a construcciones que desean diseños arquitectónicos especiales, aprovechando las variadas formas y estética que pueden brindar los elementos de Glulam. Por ejemplo, en la Figura 2.2 se muestra el Gimnasio Valle Nevado (Chile) y el Club de Golf Hotel Papagayo (Costa Rica).



**Figura 2.2** - (a) Gimnasio Valle Nevado, Chile. (b) Club de Golf Hotel Papagayo, Costa Rica [20].

Sin bien el proceso de fabricación de este tipo de madera se rige por los estándares propios de cada país, generalmente consta de las mismas metodologías y procesos. Comúnmente comienza con el secado en hornos de las piezas de madera aserrada, hasta alcanzar un porcentaje de humedad óptimo. Esto permite una unión adecuada en el proceso de laminación, por lo que también se requiere controlar la variación del contenido de humedad entre las piezas a laminar, de manera que esta variación sea inferior al 5% [21].

Para asegurar que no se produzcan grandes variaciones en las propiedades de las piezas que componen a un mismo elemento, es necesario clasificarlas según su resistencia, ya sea por métodos visuales y/o mecánicos, según lo que establezcan los respectivos códigos de cada zona. Normalmente a través de los sistemas mecánicos que pueden funcionar según los principios de flexión, radiación, ultrasonido o vibración, se obtienen tres propiedades principales de la madera, su rigidez, resistencia y densidad [21].

Luego del proceso de clasificación, se eliminan los defectos localizados que pueda presentar la madera. Para lograr una longitud continua, generalmente se utilizan uniones dentadas (Finger-joint), ya que con este método se obtiene una unión de gran calidad [18]. Esto consiste en generar cortes, de tal manera que, al ensamblarlas mediante un sistema de presión, más el efecto del adhesivo, se genere una unión estable y rígida. Una vez fraguado el adhesivo, las piezas son cepilladas y se realiza el proceso de laminación, donde se agrega un adhesivo sobre las superficies planas, que se unen mediante la acción de prensas, en moldes que proporcionan la forma deseada del elemento. Una vez finalizado el proceso, se eliminan los residuos de adhesivo y se emparejan las superficies [21].

Una de las principales ventajas de la laminación de las piezas de madera es que permite producir elementos versátiles de gran tamaño, tanto de sección uniforme como variable. La resistencia de las láminas se puede distribuir dependiendo de los esfuerzos de cada zona, dando lugar a elementos prácticos y de características arquitectónicas sorprendentes [5]. Además, contrariamente a lo que se tiende a pensar, el Glulam posee una excelente resistencia al fuego, debido a la lenta y predecible tasa de combustión de 0.65 mm/min según la norma neozelandesa NZS 3603:1993 [22], donde también se especifica el diseño y construcción de elementos laminados resistentes al fuego. Esto genera que las propiedades estructurales permanezcan intactas en el interior por un determinado tiempo de exposición al fuego, especificado por el fabricante.

La excelente relación resistencia-peso de la madera laminada encolada, hace que sus productos sean fácilmente instalados, reduciendo tiempos y costos, lo que la vuelve altamente competitiva frente a otros materiales tradicionales que requieren gran cantidad de energía para su fabricación como el acero y el hormigón [5, 18].

La resistencia de la madera laminada encolada depende del grado estructural en el que se clasifica. Para esto, los códigos propios de cada zona especifican los criterios de clasificación y fabricación del producto, siendo los fabricantes quienes deben demostrar que se alcanzaron los valores característicos de la clase de resistencia especificada [5]. Por ejemplo, en la Tabla 2.1 se muestran esfuerzos característicos para diferentes grados de Glulam, según la norma australiana AS 1720.1: 2010 [23].

**Tabla 2.1** - Esfuerzos característicos para diferentes grados de Glulam - norma As 1720 [5].

Grado	Esfuerzos Característicos [MPa]				Módulos [MPa]	
	Flexión $f_b$	Tracción $f_t$	Corte $f_s$	Compresión $f_c$	Elasticidad E	Rigidez G
GL 12*	25	12.5	3.7	29	11500	770
GL 10	22	11	3.7	26	10000	670
GL 8	19	10	3.7	24	8000	530

\*los grados mayores de GL10 difícilmente pueden ser obtenidos en pino radiata

### 2.1.2 Madera Microlaminada (Laminated venner lumber, LVL).

El LVL está formado por chapas o láminas de madera seca, generalmente de un espesor máximo de 3.2 milímetros, que, orientadas con sus fibras en la misma dirección, son unidas entre sí por un adhesivo, en un proceso donde se aplica presión a una temperatura controlada. Como resultado, se obtienen secciones continuas [5, 24]. Una de las principales características del LVL es su alto nivel de confiabilidad y uniformidad en sus propiedades, debido a los estrictos sistemas de clasificación de sus elementos, que requieren una distribución específica de las láminas dentro del producto para maximizar su potencial [25]. Además, los procesos requeridos para su fabricación proporcionan una reducción importante de las emisiones de CO<sub>2</sub>, con respecto a las que producen la quema de combustibles fósiles típicamente requeridas en la elaboración de otros materiales, proporcionando un producto de efecto invernadero neutral [25].

Su excelente resistencia al fuego, debida a su tasa de carbonización lenta y predecible, de 0.72 mm/min según estudios realizados en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda (LVL marca neozelandesa "Futurebuild LVL"), lo convierten en un material seguro, que puede diseñarse para soportar un determinado tiempo de exposición al fuego [26].

La Figura 2.3 (tomada de [5]) describe el proceso de fabricación del LVL. Este proceso incluye la selección de las trozas que poseen una calidad apropiada, y el descortezamiento y exposición de las trozas a tratamientos de vaporizado o macerado con agua caliente, para ablandar la madera y facilitar el proceso de debobinado [5]. Las trozas de madera se giran en un torno a velocidad constante, contra cuchillas, de tal forma que se obtiene una lámina continua y delgada, que se denomina "chapa". Posteriormente, las chapas son cortadas y secadas hasta lograr un porcentaje de humedad de aproximadamente el 6%. Finalmente, las chapas obtenidas son clasificadas según su ancho, apariencia visual y rigidez, medida por métodos de ultrasonido [5].

Las chapas se unen, aplicando un adhesivo, generalmente de tipo fenólico, que produce una unión completamente impermeable, y que no se ve afectada por las temperaturas después del curado [5]. Mediante la aplicación de presión y calor, se logra una adherencia adecuada, formando un panel generalmente de 1200 a 1250 milímetros de ancho y de 8 a 18 metros de largo, cortado según los requerimientos del cliente [5].

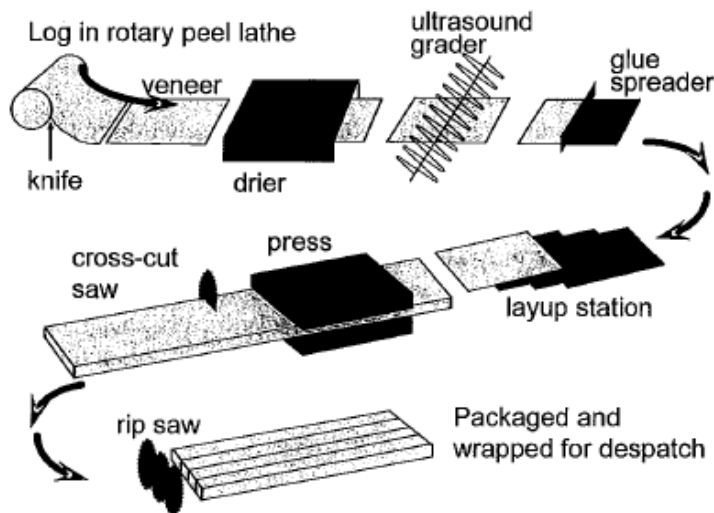


Figura 2.3 - Vista esquemática del proceso de fabricación del LVL [5].

Debido al exhaustivo proceso de clasificación de las chapas, los elementos de LVL poseen una baja variabilidad en sus propiedades. Su módulo de elasticidad esperado presenta una variabilidad promedio igual a 10% del valor esperado [5]. Además, como se presenta en la Tabla 2.2, la resistencia que logran los elementos de LVL, supera a la de la madera aserrada o Glulam.

**Tabla 2.2** - Esfuerzos característicos del LVL, madera aserrada y Glulam (Nueva Zelanda) [5].

Grado	Esfuerzos Característicos [MPa]					Módulos [MPa]	
	Flexión	Tracción	Corte	Compresión	Compresión perpendicular	Elasticidad	Rigidez
	$f_b$	$f_t$	$f_s$	$f_c$	$f_p$	E	G
hySPAN*	48	33	5.3	45	12	13200	660
NP-LVL10*	48	30	6	45	12	10700	535
Glulam GL8	19	10	3.7	24	-	8000	530
MSG 8	14	6	3	18	8.9	8000	-

\*Ambas empresas también fabrican otros grados de LVL

Los elementos de LVL deben ser fabricados y ensayados según los códigos propios de cada país, y se requiere que los fabricantes publiquen las propiedades de diseño de sus productos [5]. Por ejemplo, las industrias de Nueva Zelanda dedicadas a la fabricación de LVL, como “Futerebuild”, deben determinar las propiedades estructurales mediante ensayos especificados en las normas AS/NZS 4357.0:2005 [27] y AS/NZS 3603:1993 (cláusula C2.3) [22]. Los esfuerzos característicos, en tanto, deben ser calculados según la norma AS/NZS 4063.2:2010 [28]. Para el diseño de elementos de madera en general se aplican una serie de factores de modificación de la resistencia, que, en el caso de Nueva Zelanda, se especifican en el código NZS 3603:1993 [22]. Para elementos de LVL, algunos de estos factores no aplican o son menos conservadores que para otros elementos de madera, dada la baja variabilidad de sus propiedades [5].

Respecto al desarrollo del LVL en Chile, en el año 2005, el Instituto Forestal (INFOR) inició un proyecto que busca incorporar el desarrollo de productos de ingeniería en madera LVL, en lo que contempla la caracterización física y mecánica de los elementos de chapas laminadas con materia prima nacional, la homologación de estándares internacionales y la transferencia del desarrollo tecnológico a empresas nacionales [24].

En la primera etapa del proyecto, los estándares internacionales ASTM D 5456, 4761, 2559, fueron transcritos a proyectos de normas chilenas NCh3003, NCh3004 y NCh3005, aprobados oficialmente por el Instituto Nacional de Normalización en el año 2006. Estas normas presentan requisitos para el control de calidad de productos de LVL fabricados con materias primas nacionales como el Pino radiata y Eucalyptus nitens [24]. Se estudiaron las propiedades físicas y mecánicas de elementos de LVL confeccionados con dichas especies, y una mezcla de ambas, mediante pruebas experimentales de vigas de chapas laminadas. Los resultados indicaron que los tableros fabricados con Eucalyptus presentan un comportamiento mecánico significativamente superior al de las otras muestras. Estos resultados son similares a los reportados por otros estudios en Nueva Zelanda. Para Pino radiata, en cambio, los resultados se asemejaron a los presentados en estudios con tableros de Southern pine y Douglas fir, hechos en EE. UU [24]. Respecto al adhesivo fenólico, en los ensayos de corte, los resultados obtenidos no alcanzaron los requerimientos mínimos estipulados por la norma ASTM D 2559. Sin embargo, se recomendó repetir los ensayos considerando que un gran porcentaje de las probetas fabricadas falló por desgarro de la madera y no del adhesivo [24].

Teniendo en cuenta las variables anteriores y estudios de pre-factibilidad técnica y económica, debiese ser posible la fabricación de elementos de madera LVL utilizando materias primas nacionales. La madera LVL puede incluso fabricarse con el objetivo de exportar un producto con valor agregado, en lugar de que ésta se exporte en forma de chips y sea posteriormente importada formando parte de todo tipo de artefactos. La producción podría estar enfocada principalmente en Norteamérica, dado que dicho continente es uno de los principales consumidores de LVL y a que la disponibilidad de chapas de alta resistencia de maderas blandas se podría ver afectada en aquella zona [24]. Sin embargo, actualmente, en Chile es prácticamente inexistente la fabricación de productos de LVL. La producción se reduce a chapas debobinadas y tableros contrachapados (Plywood), equivalentes a un 9.1% del total de los productos forestales exportados anualmente [29].

### 2.1.3 Madera Contralaminada (Cross Laminated Timber, CLT).

La madera contralaminada, “Cross-Laminated Timber” en inglés (CLT o XLAM), se conforma por varias capas de tableros de madera, apilados de tal forma que las direcciones de las fibras de dos capas consecutivas sean perpendiculares (configuración “cruzada”), unidos mediante adhesivos estructurales para formar un panel de madera maciza rectangular, que se utiliza para conformar muros, losas de piso o techos.

Normalmente, las piezas de CLT se forman con un número impar de capas perpendiculares, pero en casos especiales, pueden tener capas consecutivas orientadas en la misma dirección para alcanzar propiedades estructurales específicas [30]. Las capas de los paneles de CLT típicamente tienen un espesor que varía entre 16 mm y 51 mm, mientras que las dimensiones en el plano del panel (largo y ancho), son especificadas considerando como variable más restrictiva el transporte de los paneles a obra. Si los paneles se utilizan como muros estructurales, se recomienda que las capas exteriores se orienten de forma paralela a la dirección de las cargas verticales, con el objetivo de maximizar su capacidad de resistencia. Para las losas, las capas exteriores se ubican en la dirección principal del vano [30].

La principal diferencia entre el CLT y el Glulam es la disposición cruzada de las capas, que proporciona propiedades de resistencia y rigidez relativamente altas en el plano, brindándole al elemento una capacidad de acción bidireccional [30].

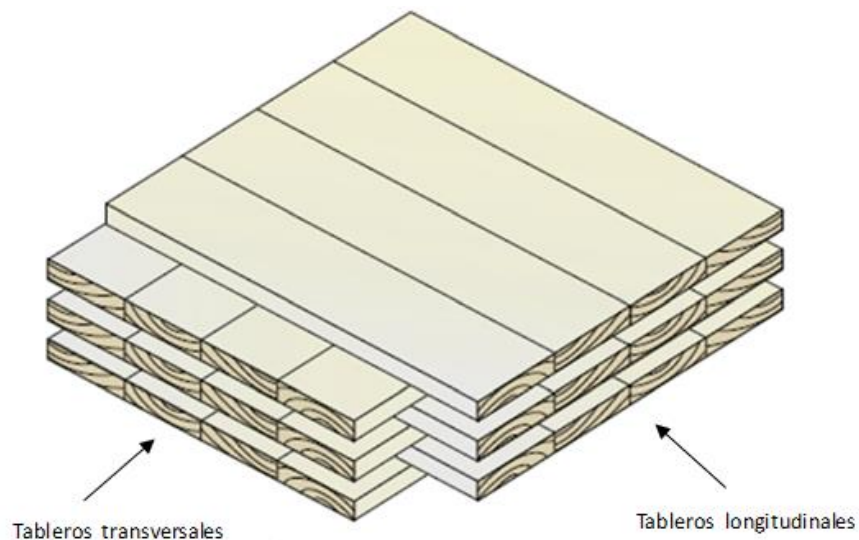


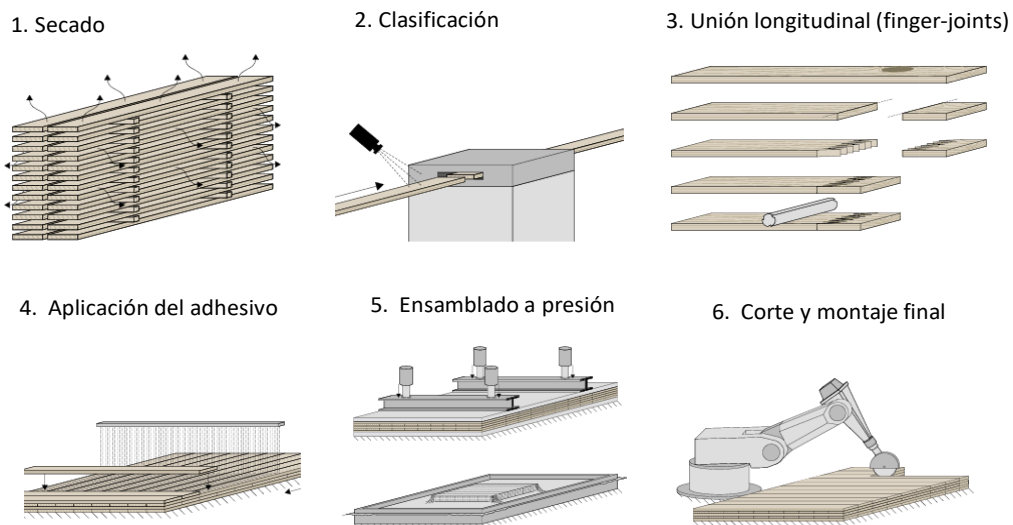
Figura 2.4 - Composición panel CLT [30].

En la fabricación de los paneles de CLT, se pueden utilizar madera aserrada o maderas estructurales compuestas (Structural Composite Lumber, “SCL”) como el LVL, que tiene la ventaja de poseer propiedades estructurales más uniformes. Sin embargo, no suele utilizarse para este tipo de paneles [31].

En la Figura 2.5 se representa el proceso de fabricación de los paneles CLT. Este comienza con la selección de la madera, que puede obtenerse seca o debe secarse en la fábrica, para cumplir con el contenido de humedad recomendado de 12% para madera aserrada y 8% para maderas compuestas (SCL). Se permite para ambos tipos de madera, una variación máxima del 3%, con el fin de evitar agrietamientos en la superficie de las piezas o variaciones en sus dimensiones [30]. También es recomendado mantener una temperatura de por lo menos 15°C en el lugar de fabricación, dado que este parámetro afectará la calidad de la adherencia entre las capas, los tiempos de ensamblaje y de curado del adhesivo [30]. La clasificación de la madera se realiza por métodos visuales y/o mecánicos, según los criterios establecidos en los códigos de cada país. En esta parte del proceso

se eliminan los defectos inherentes que presenta normalmente la madera. Una vez agrupadas las tablas según sus características, estas son conectadas longitudinalmente mediante uniones dentadas (“Finger-joints”), utilizadas para mejorar la adherencia entre las piezas de madera, y para asegurar que sus superficies encajen adecuadamente entre sí.

Después de organizar las piezas por capa, se aplica un adhesivo estructural mediante un contenedor hermético que se maniobra en forma automática. El adhesivo, generalmente fabricado con poliuretano (PUR) o Fenol-Resorcinol-Formaldehido (PRF) [30], se ubica en líneas paralelas a los tablonetes y una vez que las capas son ensambladas, se aplica presión mediante una prensa. En la mayoría de los casos, se utiliza para este procedimiento una prensa de vacío o una prensa hidráulica, siendo esta última la que brinda mejores resultados al ser capaz de generar una presión de sujeción vertical y lateral mucho mayores que la prensa de vacío [30]. Para finalizar, los paneles ensamblados, después de ser cepillados y/o lijados, son cortados a medida, incluyendo aperturas para ventanas, puertas, conductos u otros orificios [30].



**Figura 2.5** - Proceso de fabricación de paneles de CLT [32].

El CLT presenta grandes virtudes, que lo convierten en un material competitivo respecto a los materiales usados tradicionalmente en la construcción de edificios, tanto por su comportamiento estructural y sísmico, que se ven favorecidos por su excelente relación resistencia-peso específico, como por sus favorables cualidades térmicas que permiten aumentar el confort de los habitantes y reducir los gastos energéticos en los sistemas de calefacción, contribuyendo a la reducción de CO<sub>2</sub> de la atmosfera [33]. Pese a que una de las desventajas del CLT son sus cualidades acústicas, mediante un diseño adecuado se puede lograr un buen rendimiento. Sin embargo, esto puede provocar que se requiera aumentar las dimensiones de las secciones [30, 34].

Al tratarse de elementos prefabricados, también se logran reducir los tiempos de instalación, por lo que, bajo un buen sistema de organización y planificación, los paneles de CLT no necesitan estar en obra sino a partir del momento en que serán montados, permitiendo reducir la capacidad de almacenamiento [35]. Esta ventaja se puede traducir en una disminución de aproximadamente el 30% del total del tiempo de construcción, con respecto a un edificio de hormigón armado construido in situ [33].

Al igual que los elementos de otros tipos de madera procesada, los paneles CLT poseen un comportamiento predecible frente al fuego. Esto se debe a que el CLT reacciona formando una capa exterior de carbón en el elemento, que incrementa a medida que se expone al fuego, y que a su vez aísla térmicamente a la estructura central del panel, como se muestra en la Figura 2.6. Por ejemplo, los paneles de CLT fabricados por la empresa “XLam” con pino radiata, presentan una tasa de

carbonización de 0.65 [mm/min]. Por otro lado, si se requiere aumentar la capacidad de resistencia al fuego de los elementos, se puede añadir paneles de yeso en la cara exterior de los paneles [36].



**Figura 2.6** - Panel de CLT estructuralmente intacto después de ser sometido al fuego [36].

En la Tabla 2.3, se presentan las propiedades de resistencia y rigidez de las capas que forman los paneles, provistos por la empresa canadiense “Structurlam” [35].

**Tabla 2.3** - Propiedades de resistencia de las capas de los paneles “Structurlam” [35].

Grado CLT	Resistencia laminaciones longitudinales						Resistencia laminaciones transversales					
	$f_{b,0}$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	$f_{c,0}$ (MPa)	$f_{cp,0}$ (MPa)	$f_{s,0}$ (MPa)	$f_{b,0}$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	$f_{c,0}$ (MPa)	$f_{cp,0}$ (MPa)	$f_{s,0}$ (MPa)
<b>V2M1.1</b>	11.8	9500	5.5	11.5	5.3	0.5	11.8	9500	5.5	11.5	5.3	0.5
<b>V2.1</b>	11.8	9500	5.5	11.5	5.3	0.5	7	9000	3.2	9	5.3	0.5
<b>E1M5</b>	30.4	12400	17.7	19.9	6.5	0.5	11.8	9500	5.5	11.5	5.3	0.5
<b>E1M4</b>	30.4	12400	17.7	19.9	6.5	0.5	7	9000	3.2	9	5.3	0.5

Mediante la evaluación de diferentes métodos de análisis, basados en las propiedades de las capas y en la dirección principal en que estas se ubican, se logra determinar las propiedades mecánicas de los paneles CLT. Uno de estos métodos analíticos utiliza la teoría de vigas con uniones mecánicas, llamada “método Gamma”, que considera una rigidez efectiva a flexión del panel y un factor de eficiencia de la conexión entre los paneles ( $\gamma$ ), que depende de la flexibilidad de la conexión ( $\gamma = 0$  si es flexible;  $\gamma=1$  si es rígida), que en el caso del CLT es rígida [30]. Otra metodología es la propuesta por Blass y Fellmoser (2004), llamada “teoría de componentes” o “método K”, que calcula las propiedades a flexión del panel, y desprecia la deformación por corte de las capas. Un método comúnmente utilizado en Europa, y que, aparentemente, predice con mayor precisión las propiedades de rigidez de los paneles de CLT, es el método de la “analogía de corte” (Kreuzinger, 1999) [30].

Los paneles de CLT, junto con ser livianos, poseen una alta resistencia al corte, lo que hace que estos elementos sean capaces de brindar una gran rigidez lateral. Sin embargo, las deformaciones inelásticas ocurren en las conexiones entre paneles o entre un panel y la fundación [36]. Estas conexiones, poseen cierto nivel de ductilidad, que puede disminuir repentinamente, después de que las conexiones individuales fallen y se produzca el aplastamiento de la madera durante la carga cíclica, generando ciclos de histéresis estrechos con poca capacidad de disipación de energía [36].

Para edificios diseñados para ser dúctiles, se requiere que los diafragmas de piso permanezcan elásticos durante el evento sísmico, por lo que no se debe aceptar incursiones inelásticas en sus conexiones. Los diafragmas deben ser capaces de transferir las cargas laterales producidas por las acciones sísmicas o del viento al sistema de elementos estructurales verticales. Debido a la alta

rigidez lateral de los paneles de CLT, sus grandes dimensiones y su sobrerresistencia en el diseño, la mayoría de los diafragmas de CLT pueden considerarse rígidos [36].

El desarrollo de la Madera Contralaminada comenzó en la década del 1990, en Alemania, Suiza y Austria, siendo en este último país donde se llevaron a cabo intensas investigaciones en “Graz University of Technology” y donde se construyeron alrededor del año 1995 los primeros edificios residenciales con CLT. Tras una década de importantes estudios y desarrollo de este sistema en Europa, se ha producido un aumento en su utilización, impulsado principalmente por la búsqueda de materiales de construcción que sean sustentables y “amigables con el medio ambiente”. Así instalaciones que antes operaban con producción limitada, ahora lo hacen a escala industrial [37].

Las primeras actividades de estandarización de diseño en CLT se realizaron en 2008. Como resultado, en 2014, se oficializó la norma europea para productos de CLT (EN 16351) [37]. En parte debido a la consolidación del uso de paneles CLT en Europa, se produjo un interés mundial por el producto, desarrollándose numerosas actividades a nivel global en investigación, producción, uso y estandarización del CLT en países como Canadá, Estados Unidos, Japón, China y Nueva Zelanda [37].

En Norte América, en el año 2012, por medio de “Engineered Wood Association (APA)” y aprobado por el “American National Standards Institute (ANSI)”, se publicaron estándares que proporcionaron los requisitos y métodos de prueba necesarios para la producción y garantía de calidad de productos de CLT, fabricados con madera aserrada maciza o SCL [31].

Con respecto a las normas de diseño, el Eurocódigo 5 recientemente incorporó el diseño de paneles de CLT. En Canadá, en tanto, se incorporó un suplemento al código CSA-O86 (Ingeniería en Diseño en Madera), que incluye el CLT como miembro estructural, considera sus conexiones, y acepta su uso como sistema resistente a las fuerzas laterales [35]. Para que los elementos de CLT sean cubiertos por dicho código, estos se deben fabricar según los requisitos de la norma ANSI/APA PRG 320-2012 [31].

En Nueva Zelanda y Australia, hasta el momento no existen normas específicas para la fabricación y el diseño de elementos CLT. Sin embargo, los procesos de fabricación se rigen por los códigos de LVL, ya que siguen el mismo principio de fabricación [36].

En Chile, el uso de paneles de CLT en la construcción de edificios es prácticamente nula, parcialmente debido al desconocimiento de sus características estructurales y a la inexistencia de normas que regulen su fabricación y diseño. Unas de las empresas pioneras en el desarrollo del CLT en Chile, son JMS y Crulamm, que construyeron en 2011 el primer panel de este tipo en el país. Junto a la Universidad del Bío Bío, dichas empresas desarrollaron un proyecto FONDEF, en el que se realizaron ensayos a flexión y compresión para determinar las propiedades de resistencia mecánica y estructural de los paneles según la normativa chilena [38], además de una serie de ensayos para evaluar el comportamiento térmico, acústico y contra el fuego del CLT. El proyecto culminó el año 2013 con la construcción de una vivienda de dos pisos en madera sólida CLT en la comuna de San Pedro de la Paz, que cuenta con una envolvente térmica altamente eficiente.

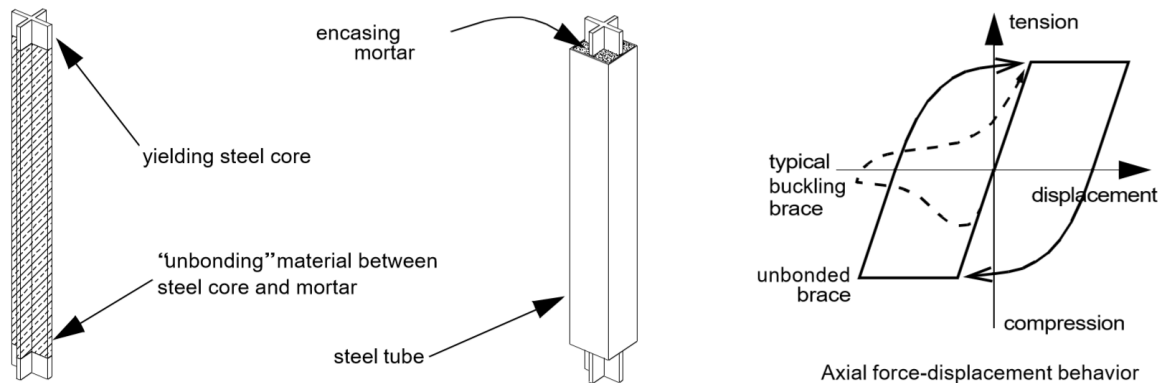
Desde el año 2012 al 2015, la Universidad de Santiago de Chile (USACH), financiada por CORFO, desarrolló el proyecto “Estudios de ingeniería para introducir en Chile un sistema constructivo de rápida ejecución para edificios de mediana altura, utilizando elementos de Madera CLT”, donde se realizó la fabricación, caracterización y clasificación mecánica de paneles de CLT, elaborados con Pino radiata chileno y se propone un Anteproyecto de norma de fabricación de paneles de CLT [33]. Sin embargo, a la fecha, aún no se oficializa la normativa. Siguiendo con esta misma línea de investigación, en 2015, la USACH se adjudicó un proyecto CORFO, que buscaba proponer valores para el factor de modificación de la respuesta (R) y el desplazamiento relativo entrepisos máximo admisible, a incluir en la norma de diseño sísmico de edificios NCh433 y determinar los valores de tensiones admisibles para el diseño estructural del CLT, a incluir en un anexo de la normativa NCh1198.

## 2.2 Riostras con Amortiguamiento Suplementario

### 2.2.1 Riostras de Pandeo Restringido (Buckling Restrained Braces, BRB).

Las riostras en general son elementos que brindan una gran rigidez lateral a un sistema estructural de marcos, permitiendo tener un mayor control de los desplazamientos. En el caso de los marcos arriostrados concéntricamente, sus miembros están sometidos principalmente a esfuerzos axiales en el rango elástico, mientras que las riostras diagonales concentran, en la mayoría de los casos, las deformaciones inelásticas durante un evento sísmico. Sin embargo, cuando las riostras están sometidas a esfuerzo de compresión, su comportamiento puede verse afectado por pandeo global de la riostra, antes de que se produzca la fluencia, generando una rápida degradación de la rigidez y la resistencia [39].

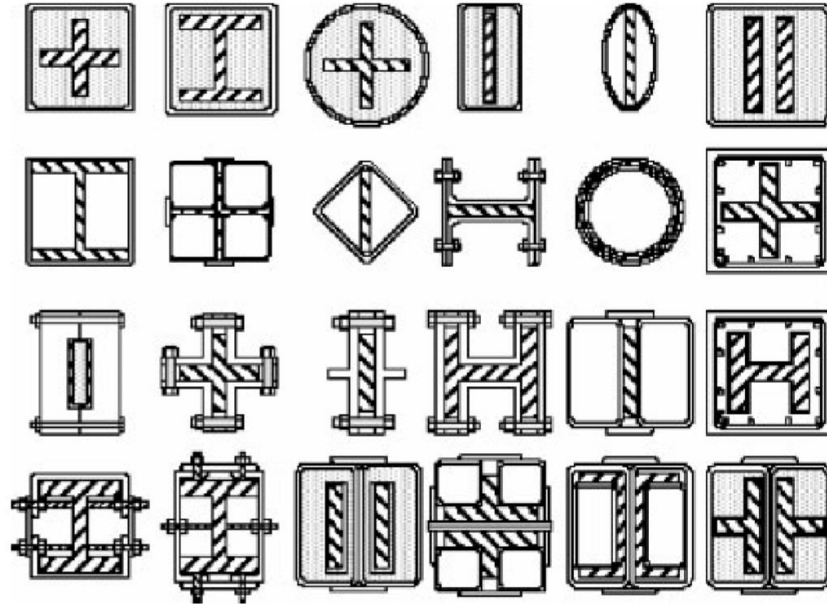
Para evitar este tipo de fallas, se desarrollaron las Riostras Restringidas al Pandeo (“Buckling Restrained Braces”, BRB), que están formadas por: (1) un núcleo de acero, diseñado para fluir en tracción y compresión; (2) una sección tubular de acero que cubre el núcleo de acero y que restringe su pandeo; (3) mortero u hormigón de relleno utilizado para llenar los espacios entre el núcleo y tubo; (4) una capa delgada de un material antiadherente entre el núcleo y el mortero, para evitar que la carga axial se transfiera como esfuerzo de corte a la sección exterior [39] (ver Figura 2.7).



**Figura 2.7** - BRB: esquema del mecanismo [40].

Las BRB actúan como un amortiguador histerético, concentrando las deformaciones inelásticas y disipando la energía del sistema en su núcleo, lo que permite minimizar los daños en los otros elementos de un marco. Su proceso de instalación no es de gran complejidad, ya que la unión con el marco se realiza por medio de placas gusset con conexiones apernadas y soldadas, o que incluyen un pasador, como en el caso de uniones rotuladas [39]. Además, si las BRB son dañadas en un evento sísmico, estas se pueden reemplazar con relativa facilidad, sobre todo si tienen uniones rotuladas a la placa gusset.

Sin embargo, este tipo de riostras pueden ser relativamente caras, debido a las fases de vertido y curado del hormigón que requieren [41]. Como alternativa, se han desarrollado sistemas de retención al pandeo de solo acero, donde se separa al núcleo del exterior, por medio de un pequeño espacio de vacío [41]. La Figura 2.8 resume gran parte de las secciones transversales de BRB que se pueden encontrar en la literatura.



**Figura 2.8** - Secciones transversales típicas de BRB [41].

El concepto de Riostras de Pandeo Restringido se desarrolló por primera vez en Japón, donde Wakabayashi et al. (1973), propusieron un sistema en que el núcleo, hecho de placas planas de acero, se ubicaba entre paneles prefabricados de hormigón armado, con el fin de evitar el pandeo [39]. Basados en aquel concepto, unos años después, Kimura et al. (1976) propusieron un tipo moderno de BRB, que consistía en una riostra convencional, encapsulada en un tubo cuadrado de acero relleno de mortero. Sin embargo, pese a presentar ciertas características de un comportamiento histerético estable, se reportó que después de un ciclo de carga a compresión, la deformación transversal del mortero generaba un espacio vacío permanente, que permitía el pandeo local de la sección [42].

Las BRB como actualmente se conocen, se desarrollaron por un equipo de investigadores de Japón (Watanabe et al. 1988; Wada et al. 1989; Watanabe and Nakamura 1992), que consideraron un material antiadherente entre el núcleo de acero y el mortero [42]. Esta capa antiadherente, que generalmente varía entre 0.15 mm y 2 mm (dependiendo del tipo de material), evita que se transfieran esfuerzos de corte entre los componentes del BRB, junto con permitir la expansión transversal del núcleo de acero cuando este fluye en compresión. De esta manera, se logra obtener una respuesta similar cuando el elemento es sometido a tracción y a compresión [41].

Watanabe et al. (1988), realizó estudios sobre el comportamiento al pandeo global de las BRB mediante el ensayo de 5 riostras con diferentes razones entre la resistencia al pandeo elástica ( $P_e$ ), y la resistencia a la fluencia ( $P_y$ ), concluyendo que para asegurar la falla por fluencia en caso de que hubiese imperfecciones geométricas iniciales, se debería considerar una relación  $(P_e / P_y) > 1.5$  para asegurar un comportamiento histerético estable [39].

Actualmente en la norma americana AISC341, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” [43], preparada por el Instituto Americano de Construcción en Acero (American Institute for Steel Construction, AISC), se proporcionan reglas de diseño para las riostras de pandeo restringido y sus conexiones [41]. Según esta norma, el sistema debe garantizar que el núcleo y todo el sistema estructural sean estables hasta un rango de deformaciones mayor que el drift (deriva) de diseño correspondiente. Por ejemplo, en AISC341-2016 se requiere probar la eficiencia de las riostras hasta que su deformación corresponda a un drift de al menos el 2% de la altura de entrepiso, o el doble del drift de diseño, la que sea mayor. Además, se deben considerar las deformaciones del marco debido a cargas gravitacionales [43].

## 2.2.2 Aleaciones con Memoria de Forma (Shape Memory Alloys, SMA)

Las riostras con “Shape Memory Alloys” (SMA) constituyen una técnica de control pasivo de la respuesta sísmica de las estructuras. Cumplen la función de proveer capacidad de disipación de energía a la estructura, así como también reducir o eliminar sus deformaciones residuales después de un sismo [14].

Los dispositivos SMA están formados por cables “super-elásticos”, hechos de ciertas aleaciones de metales, que son capaces de soportar grandes deformaciones (sobre un 10%) y recuperar su forma inicial al ser descargados [14]. Estas propiedades tan particulares se asocian al polimorfismo de las aleaciones, que tienen la capacidad de transformar su forma o estructura cristalina, dependiendo de la temperatura o esfuerzos externos [44]. A mayores temperaturas, la aleación se encuentra en estado austenítico, mientras que cuando se enfría, se transforma a estado Martensítico.

Estos sistemas se caracterizan por poseer 4 temperaturas de transformación.  $M_s$  y  $M_f$  indican la temperatura de enfriamiento en la cual la transformación de la fase austenítica a martensítica comienza y termina, respectivamente. Por su parte,  $A_s$  y  $A_f$  corresponden a las temperaturas a las cuales la transformación inversa a la fase austenítica comienza y termina.

El comportamiento mecánico de la aleación depende principalmente de su estructura cristalina o estado. Por ejemplo, cuando se aplica un esfuerzo unidireccional a una muestra de SMA en estado austenítico, se produce una transformación de austenítico a martensítico, que comienza con un esfuerzo crítico, que depende de la temperatura [45]. A medida que incrementa la deformación, bajo condiciones isotérmicas, el esfuerzo permanece casi constante, hasta que el material se transforma completamente. Al momento de la descarga, dado que la martensita es inestable a tales temperaturas, se produce una transformación inversa, con un nivel de tensión más bajo [14].

Como se muestra en la Figura 2.9, si la temperatura del material es mayor que  $A_f$ , la gran deformación alcanzada se recupera completa y espontáneamente, al final de la descarga. Este proceso genera una capacidad de absorción de energía, sin deformación residual y por lo tanto se denomina “superelasticidad”. En cambio, si la temperatura del material es inferior a  $A_f$ , permanece una deformación residual después de la descarga, que será muy grande si el material se encuentra en estado martensítico (con una temperatura menor que  $A_s$ ), pero que puede ser recuperada con temperaturas sobre  $A_f$  [14, 45].

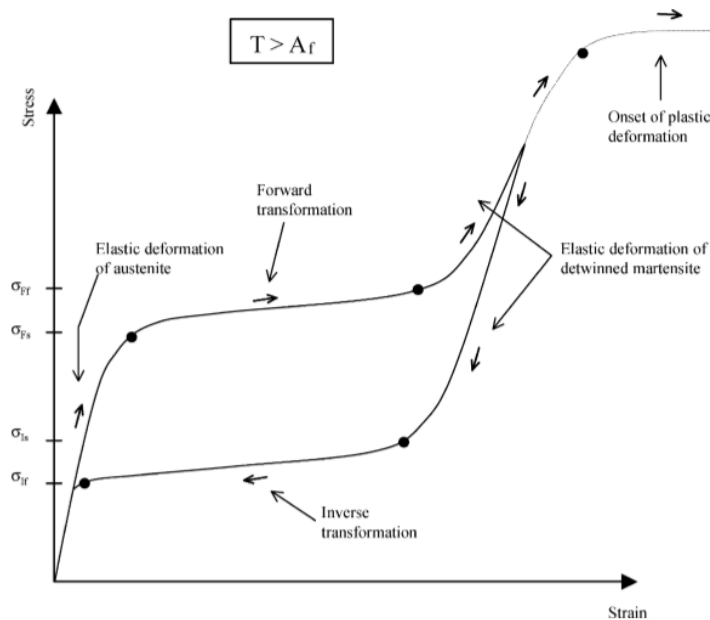
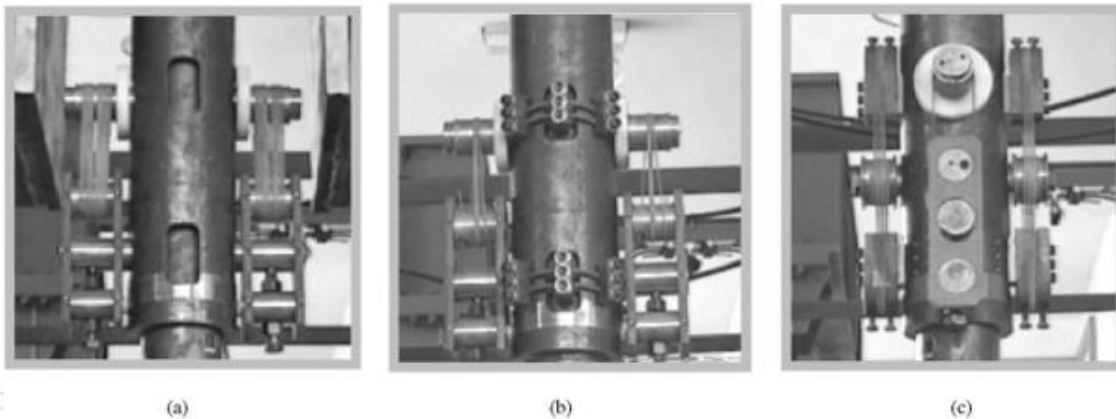


Figura 2.9 - Curva esfuerzo-deformación de SMA super-elástico [45].

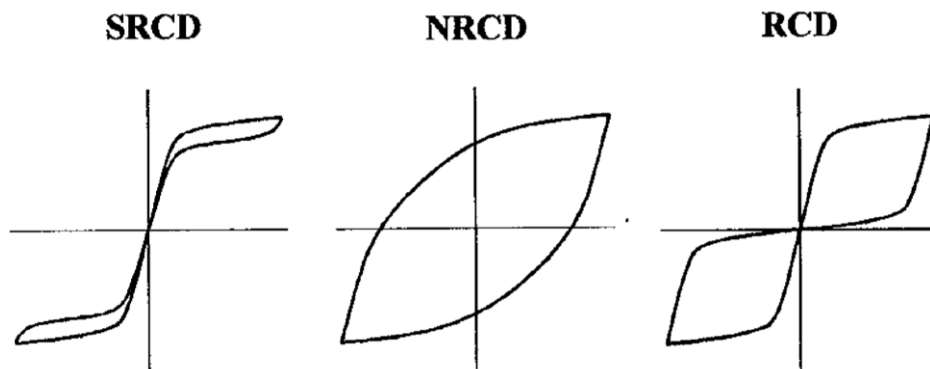
Según estudios realizados por Dolce et al. (2000) [14], la aleación de níquel y titanio (Ni-Ti) es el tipo de SMA más adecuado para los dispositivos de control pasivo, debido a que presentan: (1) mejores propiedades super-elásticas; (2) menor sensibilidad a la temperatura, y (3) mayor resistencia a la corrosión y a la fatiga del material. Estas aleaciones son incorporadas a la riostra en formas de alambres o barras. Los alambres sólo son utilizables en estado austenítico y bajo esfuerzo de tracción, mientras que las barras pueden emplearse en ambos estados y bajo esfuerzo de flexión, corte y torsión [14].

Para poder proporcionar capacidad de re-centrado al sistema, se requiere la utilización de alambres super-elásticos austeníticos pretensados, ubicados de forma tal que siempre estén sometidos a tensión. Para proporcionar al sistema la disipación de energía necesaria, se pueden utilizar barras martensíticas sometidas a esfuerzos de flexión, o bien alambres super-elásticos austeníticos [14]. La Figura 2.10 muestra tres prototipos a escala real que implementan estas alternativas.



**Figura 2.10** - Riostra a escala real con: (a) solo alambres de austenita de re-centrado, (b) alambres de austenita (re-centrado) y barras de martensita (disipación de energía), (c) re-centrado y disipación con alambres de austenita [14].

Si se cambian las características de los elementos SMA de ambos grupos funcionales, es posible obtener distintos comportamientos mecánicos. En la Figura 2.11 se muestra el comportamiento de histéresis típico que presentan dispositivos SMA, para los casos en que: (a) el sistema está diseñado para sólo proveer re-centrado (Supplemental Re-centring Devices, SRCD), (b) sólo se pretende proveer disipación de energía (Not Re-centring Devices, NRC), y (c) se pretende proporcionar ambos efectos (Re-centring Devices, RCD).



**Figura 2.11** - Regla de histéresis de dispositivos con "Shape Memory Alloys": SRCD, NRC y RCD [14].

## 2.3 Estructuras Híbridas de Madera

La excelente relación peso-resistencia de la madera permite que las edificaciones sean potencialmente más livianas que si fuesen construidas con otros materiales. Esto constituye un beneficio en regiones sísmicas, ya que se reducen las solicitaciones, que están en directa relación con el peso sísmico de la estructura [46]. Sin embargo, estos sistemas no son capaces de disipar suficiente energía ni proporcionar suficiente ductilidad por sí solos, lo que reduce el beneficio inherente de la madera, al tener que diseñar estas estructuras para fuerzas comparativamente más grandes. Para suplir las desventajas de los sistemas de madera, se ha recurrido a combinarlos intencionalmente con miembros de otros materiales, acuñando el término de “estructuras híbridas basadas en madera”, con el objetivo de optimizar la ductilidad, la resistencia y rigidez de estos sistemas [10, 11].

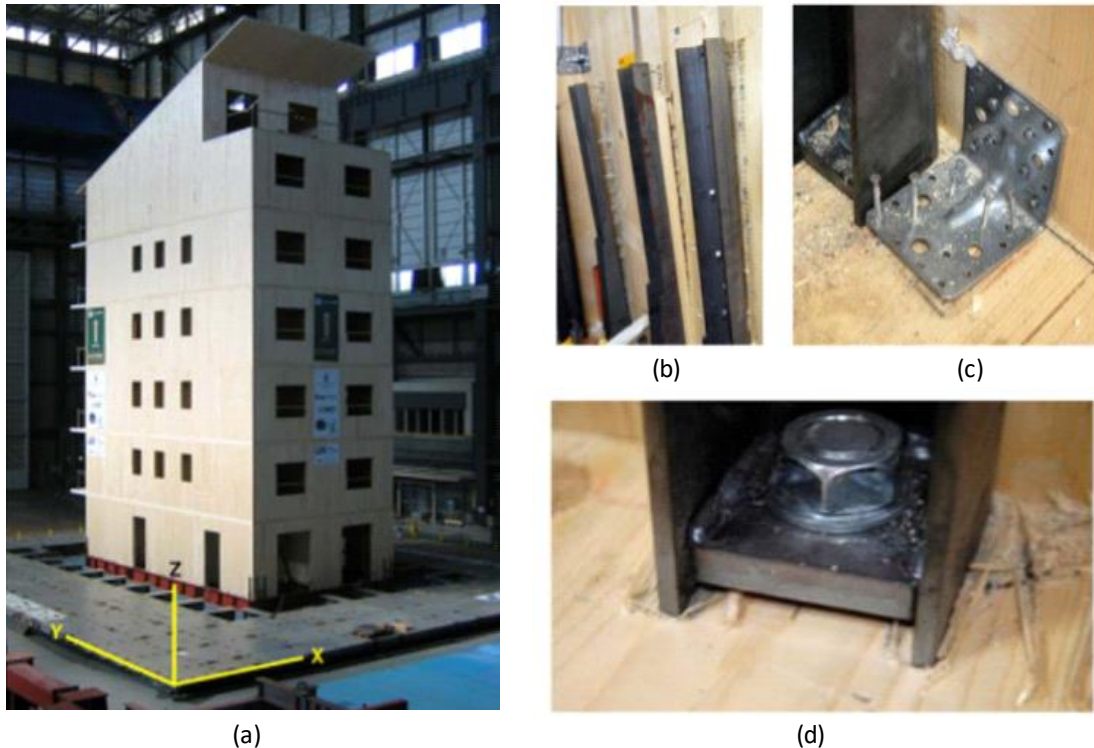
### 2.3.1 Investigaciones Teóricas y Experimentales

Algunos estudios han propuesto brindar un mayor nivel de ductilidad a las estructuras de madera mediante un adecuado diseño de sus conexiones. Dadas las innovadoras técnicas que existen a la fecha en esta materia, que permiten un buen desempeño de las conexiones, es posible evitar modos de falla frágiles [47].

Por ejemplo, Ceccotti et al. [6, 48] aceptando el principio de disipar la energía sísmica en las conexiones, evaluó sistemas de madera formados principalmente por paneles de CLT. En primera instancia, se realizaron ensayos en una mesa vibradora, con movimiento en una dirección (1D), de un edificio a escala real de tres pisos, diseñado con un enfoque por fuerzas. El edificio se modeló en un programa de elementos finitos con elasticidad concentrada, y se realizaron una serie de NLDA con registros sísmicos incrementalmente escalados en su amplitud (PGA), hasta alcanzar indicadores de la respuesta que se asocian a un estado límite de colapso [49]. Se calculó el cociente  $q$  (factor de comportamiento del Eurocódigo 8), entre la PGA de diseño ( $PGA_{dis}$ ) y la PGA con la que se alcanzó el colapso nominal ( $PGA_{n-c}$ ). Según los resultados obtenidos, se determinó el valor de  $q$ , tomado como el factor de reducción del espectro elástico, igual a 3. Se argumentó que este valor era representativo de la ductilidad y capacidad de disipación de energía de los paneles CLT [48, 49]. Sin embargo, como se discute en Quintana Gallo y Carradine (2018) [10], este método parece no ser del todo racional, sobre todo si se aborda con las herramientas propias de un diseño por desplazamiento.

Estos estudios fueron la base para el diseño de un edificio de paneles CLT de 7 pisos (Figura 2.12(a)), en el que se consideró la metodología de fuerzas laterales simplificadas permitidas por el Eurocódigo 8 [50]. El diseño de la estructura fue realizado considerando  $PGA_{dis} = 0.82 \text{ g}$  y  $PGA_{dis} = 0.6 \text{ g}$  en las direcciones longitudinal y transversal de la planta, respectivamente. El edificio fue ensayado en la mesa vibradora triaxial (3D) del laboratorio del “National Institute for Earth Science and Disaster Prevention” (NIED), ubicado en Tsukuba, Japón [6]. Después de una serie de ensayos con 10 registros de ‘alta intensidad’, no se obtuvieron desplazamientos residuales, lo que demuestra la eficiencia del sistema, según los autores [6]. Sin embargo, se observaron ciertos daños en la estructura, que pueden ser reparados de forma relativamente simple. Como se muestra en la Figura 2.12(b), después de la prueba con el movimiento 3D registrado en la estación JMA durante el terremoto de Kobe de 1995, ocurrió una falla en los anclajes o “hold-down”. No obstante, el modo de falla presentado fue dúctil con flexión e incrustación de los conectores en la madera. La Figura 2.12(c) muestra la extracción de los clavos en los conectores de corte, provocado en los pisos superiores, por el efecto del movimiento vertical impuesto con un registro del terremoto de Kashiwazaki (2007). La Figura 2.12(d) muestra la falla por compresión perpendicular a las fibras de la madera causada por una conexión que distribuye la fuerza en un área de contacto muy pequeña. Además, en algunos casos se registraron aceleraciones del orden de 3.8 g en los pisos superiores. Dicho nivel de aceleraciones puede ser incómodo y desagradable para los habitantes, disminuyendo la calidad de la edificación, y pudiendo provocar daños a componentes no-estructurales como equipos mecánicos, sistemas de ventilación u otros, sobre todo si se considera que es posible que exista cierta interacción entre los conectores y la estructura [51, 52].

Por lo tanto, la práctica comúnmente aceptada de confiar en la disipación de la energía sísmica que se produce en las conexiones debe ser revisada en el contexto de nuevos paradigmas como la robustez y resiliencia [10]. Para suplir estas desventajas, otros autores proponen incorporar elementos de acero tales como riostras capaces de incursionar en el rango inelástico, aumentando en un nivel considerable la capacidad de disipación de energía y la ductilidad del sistema.



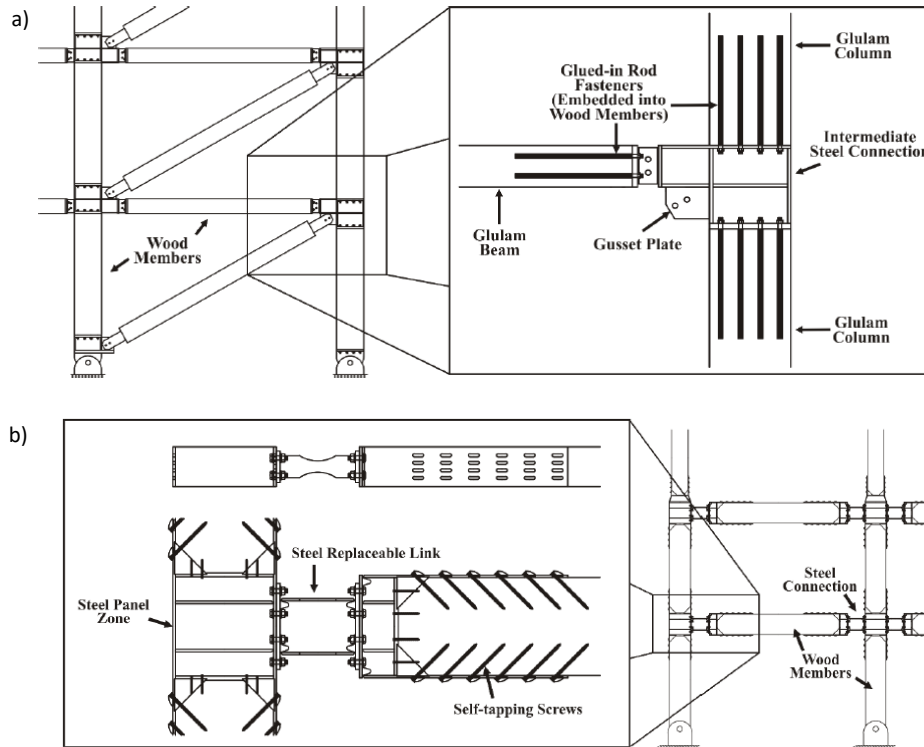
**Figura 2.12** - (a) Edificio experimental de siete pisos; (b) falla en los “hold-down”; (c) extracción de los clavos; (d) falla de la madera en compresión perpendicular a la fibra [6].

Por ejemplo, Gilbert, Gohlich y Erochko (2015) [46] propusieron dos sistemas híbridos de madera, en los que incorporaron elementos de acero para lograr una mayor ductilidad y así justificar el uso de factores de modificación de la respuesta (R) altos para diseñar la estructura. En el primer caso, se añadieron riostras de pandeo restringido a un marco de Glulam, mientras que en el segundo se consideraron conexiones con vigas de acero de sección reducida (RBS). Ver Figura 2.13.

En el estudio se evaluó analíticamente el comportamiento sísmico de dos edificios de 6 pisos, uno de ellos estructurado con marcos híbridos con conexiones RBS en dirección este-oeste y BRB en la dirección norte-sur, junto con losas de CLT, y el otro con la misma configuración de marcos, pero de solamente acero y losas de hormigón. El diseño de los edificios se realizó utilizando un análisis modal espectral según las especificaciones de la norma canadiense NBCC (2010) [53]. Los miembros de la estructura se diseñaron por capacidad, de tal forma que los componentes de madera y las conexiones se comporten elásticamente frente a acción sísmica, aun cuando las BRB y RBS incursionen en el rango inelástico. En el diseño, el menor peso sísmico de las estructuras híbridas redujo significativamente las fuerzas de diseño, y, en consecuencia, también las dimensiones de los elementos estructurales, lo que compensa el mayor costo de la construcción en madera.

Se realizaron NLDA bi-direccionales de las estructuras, utilizando un modelo de análisis con elementos de inelasticidad concentrada (elementos macro) construido en ETABS [54]. Los resultados mostraron que los desplazamientos relativos de entrepiso (drifts) máximos y residuales obtenidos para la estructura en la dirección de los marcos híbridos arriostrados y los de acero, fueron similares. En cambio, en la dirección de la estructura con marcos híbridos con secciones de viga reducida, se obtuvieron drifts mayores que para el edificio de marcos de acero. Esto se debe a que

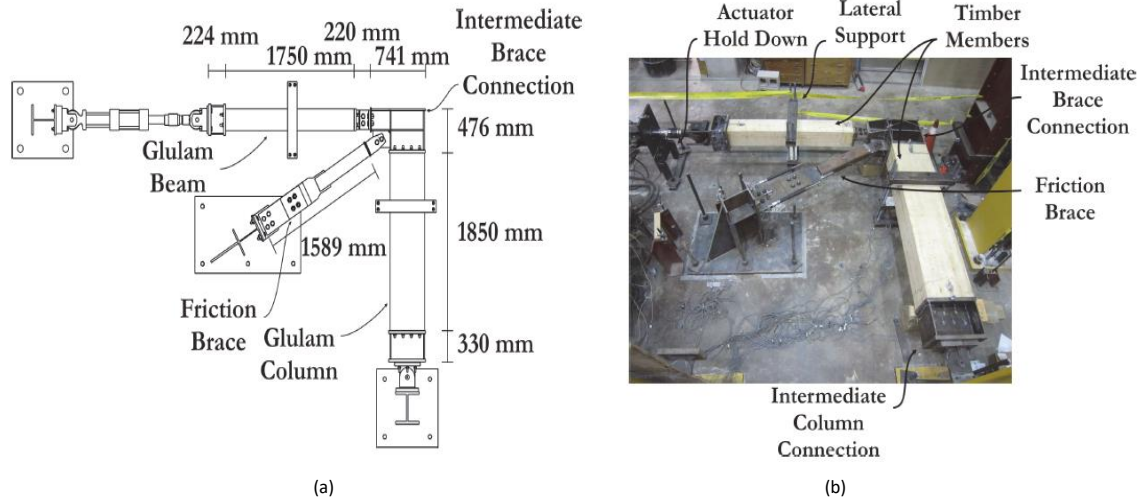
en el sistema con sección reducida la rigidez lateral depende exclusivamente de los marcos sin arriostrar, que más aún, al ser de madera, poseen una mayor flexibilidad en comparación con elementos de acero. Sin embargo, en todos los casos, los valores de los drift máximos de piso se mantuvieron bajo el límite de 2.5% de la altura entrepiso, establecido por la norma canadiense NBCC (2010) [53].



**Figura 2.13** - Marco híbrido: (a) arriostrado con BRB; (b) conectado con RBS [46].

Posteriormente, Gilbert y Erochko (2016) [55], utilizando la estructura propuesta por Gilbert et al. (2015), realizaron ensayos unidireccionales cuasi-estáticos y pseudo-dinámicos de marcos de Glulam, construidos a escala 50%, arriostrados con riostras de acero equipadas con disipadores de fricción, calibrados para proveer una respuesta de histéresis equivalente a la de riostras BRB (ver Figura 2.14). Los resultados de los ensayos demostraron que el diseño por capacidad fue fundamental para garantizar que toda la deformación inelástica y la disipación de energía en el sistema fueran proporcionadas por el arriostramiento. Respecto a las conexiones de varilla con adhesivos, estas no sufrieron daños, mostrando que el pretensado de las varillas no afectó el comportamiento global del sistema.

El marco híbrido exhibió excelentes características de rendimiento sísmico, capaces de satisfacer los requisitos de “drift” y resistencia de la normativa canadiense NBCC (2010). Demostrando que la incorporación de riostras de acero, diseñadas bajo los principios del “diseño por capacidad”, proporcionan altos niveles de ductilidad al sistema, permitiendo utilizar factores de modificación de la respuesta (R) más altos que los que se utiliza normalmente para diseñar edificios de madera.



**Figura 2.14** - Marco híbrido arriostrado: a) esquema; b) ensayo [55].

Blomgren et al. (2016) [56] también propone incorporar riostras de pandeo restringido en marcos de madera. Sin embargo, para evitar el pandeo, considera un armazón hecho de madera LVL en lugar de acero (“Heavy Timber BRB”, HT-BRB). Además, el núcleo de la riostra se separa del LVL mediante una cavidad vacía, y no con un material antiadherente como en el caso de la mayoría de las BRB de acero.

La investigación experimental de los autores incluyó tres especímenes, con diferente cantidad y espaciado de los tornillos que unen las dos partes de la carcasa de madera, así como los conectores entre dicho caparazón y el núcleo que evitan su pandeo local. Los especímenes fueron ensayados con una carga cíclica cuasi-estática unidireccional, siguiendo protocolo de carga definido en la norma AISC341-2016. Como resultado se obtuvo que algunos especímenes no cumplieron con los criterios de aceptación debido a que sufrieron pandeo global en modos superiores, pero que, sin embargo, uno de los especímenes cumplió con dichos criterios, y presentó un comportamiento de histéresis simétrico y estable.

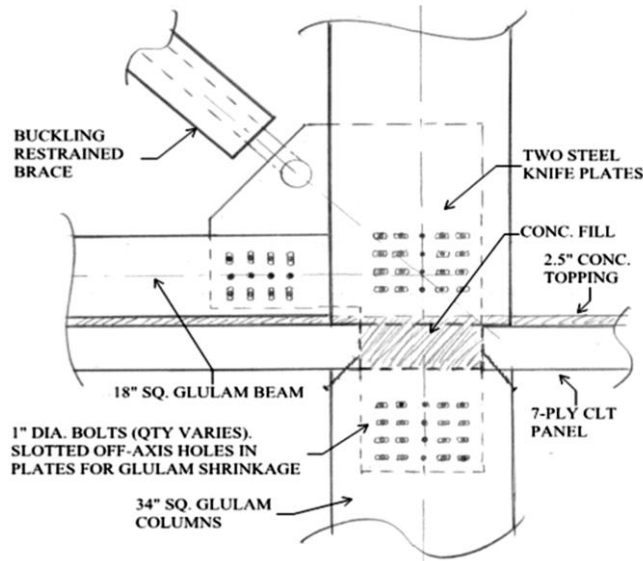
Comparado con marcos con riostras tradicionales de madera, el sistema presentó una mayor capacidad de disipación de energía y de deformación. Sin embargo, pese a que los autores presentaron los resultados de NLDA obtenidos con el modelo de un edificio conformado por HT-BRB, es necesario información experimental en el rango dinámico (alta velocidad), que le otorgue solidez al sistema propuesto [10].

En investigaciones recientes, Timmers et al. (2018) [13], comparó las ventajas y desventajas de la construcción en madera en relación con el hormigón armado, al diseñar en este material el edificio de hormigón de 20 pisos, llamado “Museum Tower Apartment”, construido en Los Ángeles, Estados Unidos. El edificio teórico propuesto, utiliza marcos de madera con riostras de acero de pandeo restringido, columnas de Glulam y losas de CLT con sobrelosa (topping) de hormigón.

La incorporación de riostras BRB proporciona al sistema una gran capacidad de disipación de energía, reflejado en la asignación de un elevado factor de reducción del espectro ( $R=8$ ) según el ASCE 7-10. Sin embargo, en ninguna de las normativas actuales se incluyen factores de reducción del espectro elástico para estructuras que aun cuando utilicen BRB, el resto de sus elementos estructurales estén hechos de madera.

En el diseño de las riostras se utilizaron los códigos AISC341-2010 [43] y AISC360-2010 [57]. Para el caso de las columnas de Glulam, las conexiones y los paneles de CLT, se siguieron los procedimientos establecidos en el código de Especificación Nacional de Diseño para Construcción en Madera (NDS 2015) [58].

Como se muestra en la Figura 2.15, para la conexión de las riostras a los elementos de madera, se utilizan placas de acero, donde la fuerza se transfiere principalmente a través de la carga axial que transmite el arriostramiento, además se debe verificar que las conexiones apernadas de la placa de acero a las vigas y columnas de madera resistan las respectivas solicitaciones.

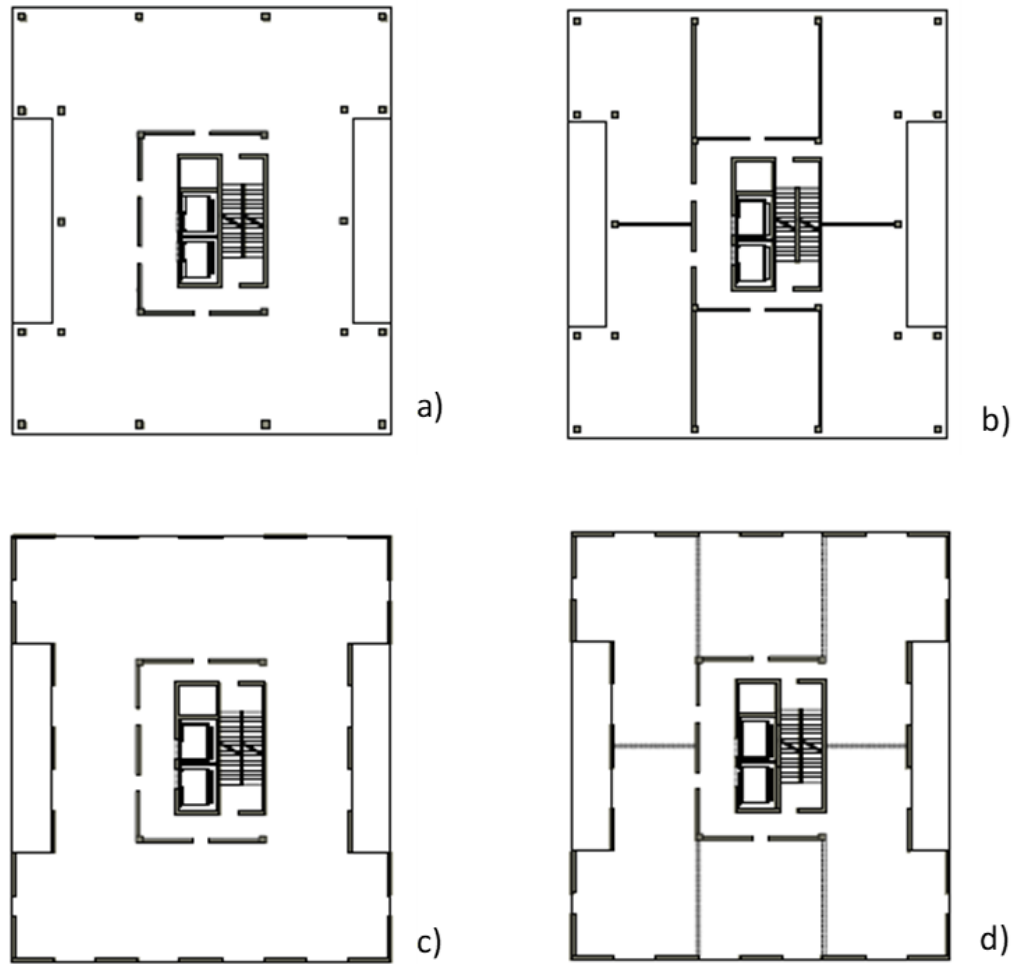


**Figura 2.15** - Conexión entre una riostra BRB y marco de Glulam [13].

Unas de las principales diferencias entre ambos edificios son: (1) el peso (la torre de madera posee la mitad de la masa de la torre de hormigón); y (2) la flexibilidad (la rigidez de la torre de madera es aproximadamente la mitad de la de la estructura de hormigón). En la dirección transversal del edificio, el diseño está controlado por las solicitaciones sísmicas, mientras que en la dirección longitudinal está controlado por las cargas de viento. Esto se debe a que las solicitaciones sísmicas de corte basal son directamente proporcionales al peso sísmico de la estructura y, por lo tanto, disminuyen al utilizar madera en lugar de hormigón. Según los resultados de los análisis espectrales, en el caso de la estructura híbrida, los desplazamientos controlaron el diseño, alcanzando drifts máximos de piso iguales o menores a 1.9% en todos los pisos, menores que el límite de 2% establecido por el código estadounidense ASCE7-2010 [59]. Para el edificio de hormigón, en cambio, los drifts máximos de piso no sobrepasaron 0.6% de la altura de entrepiso, siendo la resistencia el parámetro que controló el diseño.

Sin embargo, para obtener resultados más robustos, los autores recomiendan pruebas adicionales para evaluar el desempeño esperado del sistema. En particular, es necesario evaluar (1) la conexión entre los paneles de piso de CLT y los marcos de Glulam, (2) la conexión entre las riostras de pandeo restringido (BRB) y el marco de madera, (3) la respuesta experimental del sistema marco-riostra a nivel de componente, y (4) el sistema a nivel global utilizando NLDA y ensayos dinámicos [10, 11, 13].

Green y Karsh (2012) [60] propusieron un sistema híbrido llamado "Finding the Forest Through the Trees" (FFTT), para estructuras de gran altura, que combina las ventajas de la madera para resistir las cargas laterales y gravitacionales, con miembros de acero que proporcionan la ductilidad necesaria al sistema. Se presentaron cuatro edificios con distintas configuraciones en planta, pensadas para cuatro alturas diferentes. Los edificios fueron estructurados con muros de CLT, vigas de acero y columnas de Glulam. En la Figura 2.16(a), se presentan las cuatro plantas de dichos edificios, compuestas por: (a) un núcleo central de muros y marcos perimetrales; (b) igual que (a), pero con muros interiores adicionales (Figura 2.16(b)); sólo muros, ubicados en el núcleo y el perímetro de la estructura (Figura 2.16 (c)); y (d) muros exteriores, interiores y centrales (Figura 2.16(d)).



**Figura 2.16** - Plantas propuestas para el sistema “FFTT”, Green y Karsh (2012) [60].

Fairhurst et al. (2014) [61] realizó análisis dinámicos no lineales utilizando modelos de elementos finitos, para evaluar la respuesta sísmica de los sistemas “FFTT”. Este sistema sigue una filosofía de diseño por capacidad en que las vigas de acero son diseñadas para fluir antes que la madera falle o se aplaste, por lo que los componentes de madera son modelados elásticamente. Dado que los paneles CLT tienen una longitud máxima de 12 metros, se incluyeron resortes axiales que representan las conexiones entre los paneles. Las vigas de acero, en tanto, se modelaron como barras elásticas con resortes rotacionales en los extremos, que proporcionan las propiedades inelásticas de toda la conexión incluyendo la viga de acero y el panel CLT.

En los análisis, se utilizó un conjunto de 10 registros sísmicos, con sus dos componentes en el plano, para realizar NLDA en cada dirección principal por separado. Los análisis incluyeron un total de 39 modelos con diversas alturas y plantas. Los resultados mostraron que el promedio de los drifts de piso obtenido con los 10 registros, cumplieron con los límites establecidos para los 4 tipos de plantas. Se consideró como límite para los drifts de piso el 2.5% estipulado en el código canadiense [53], y el 1.1% asociado a la falla de la conexión viga-columna, según estudios de Buchanan y Fairweather (1993) [62]. También se registró la rotación plástica en las vigas para determinar la extensión del daño local. La rotación inelástica en los extremos de las vigas fue menor a un 50% del máximo para el estado límite de seguridad de vida / prevención de colapso establecido por ASCE/SEI 41-06 [63].

### 2.3.2 Estructuras Híbridas Construidas en el Mundo a la Fecha

Desde 1995 a la fecha, se han llevado a cabo una serie de construcciones híbridas de madera, que incorporan elementos de distintas materialidades, con el objetivo de optimizar el comportamiento sísmico de las estructuras [10]. Una de las principales limitaciones de estas construcciones fueron las restricciones que establecen la mayoría de los códigos para la altura de las edificaciones de madera, que en muchos casos se mantienen en la actualidad. La Tabla 4, tomada de Quintana Gallo et al. (2020) [11], resume la mayoría de las estructuras híbridas construidas a la fecha en el mundo. Esta tabla muestra que la construcción de estas estructuras en zonas sísmicas es posible, logrando un alto rendimiento, sustentabilidad y rentabilidad [10].

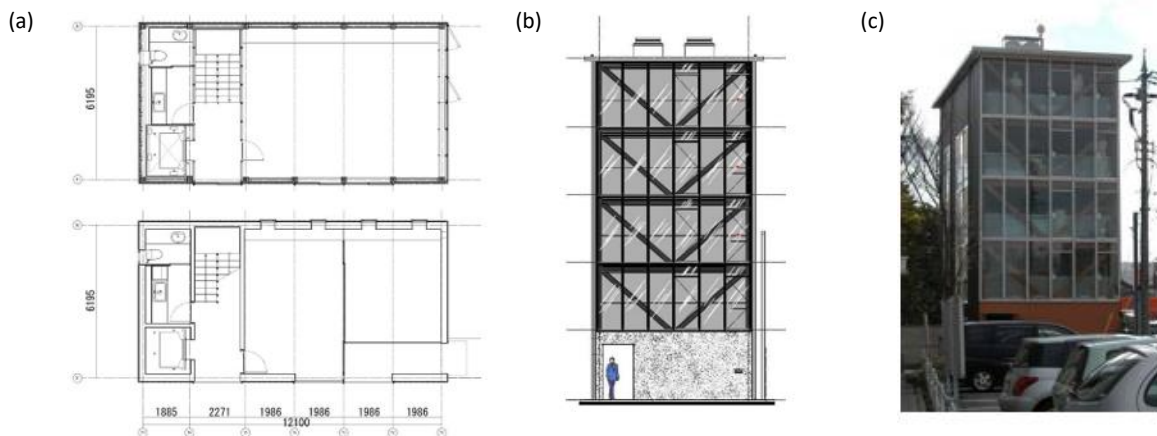
El edificio “Scotia Place” [4], construido en el año 2000 en Auckland, Nueva Zelanda, es uno de los primeros edificios híbridos en incorporar elementos estructurales de madera procesada. Este edificio habitacional de 12 pisos se compone por marcos de acero arriostrados concéntricamente y losas de madera laminada. Dichos marcos descansan en un subterráneo estructurado con muros y columnas de hormigón.

En el estudio también se realizó un diseño preliminar de la estructura reemplazando las losas de madera por losas de hormigón armado hecho en sitio. Se concluyó que con los diafragmas de piso de madera se logra un ahorro significativo con respecto a la losa de hormigón, al reducirse (1) los costos por materiales, (2) el costo de las terminaciones, y (3) el tiempo de ejecución de la obra. Además, el uso de losas de madera en lugar de hormigón resultó en un menor peso del edificio, lo que causó que, para la misma rigidez lateral provista por los marcos de acero, las fuerzas del viento controlaran el diseño de resistencia lateral de la estructura. Debido a la baja densidad de la estructura, fue requerido una mayor cantidad de amortiguamiento para evitar que las cargas de viento produzcan vibraciones no-aceptables. Se consideró un amortiguamiento en la estructura mayor al 5%, justificado por los detalles de la conexión del piso de madera al acero estructural que proporcionarían cuatro veces un 0.5% a 1% de la amortiguación que normalmente se presenta en un edificio convencional y debido al sellador elastómeros utilizado entre los muros internos, techos y pisos.

En Japón, el edificio “Kanazawa M Bldg.” [8, 64, 65] de 5 pisos, fue la primera construcción híbrida basada en madera del país. Construido en 2004, luego de un cambio en la normativa en el año 2000, que permitió la construcción de edificios de cuatros pisos o más, siempre que se demuestre una resistencia al fuego adecuada. El primer piso de este edificio se construyó con hormigón armado, mientras que el resto fue construido con marcos cuyas vigas, columnas y riostras (si corresponde), están formadas por elementos de Glulam con un núcleo de acero. Para disminuir las deflexiones laterales por sismo, se incorporaron riostras en los marcos orientados en la dirección corta del edificio, como se muestra en la Figura 2.17. En la otra dirección, en tanto, los vanos de los marcos fueron revestidos con planchas de contrachapado, formando una especie de panel “marco-plataforma” o “de marcos livianos” (“Light Timber Framing”, LTF). Los pisos y techos están formados por losas de hormigón armado, que se conectan a las vigas mediante placas de acero y tornillos.

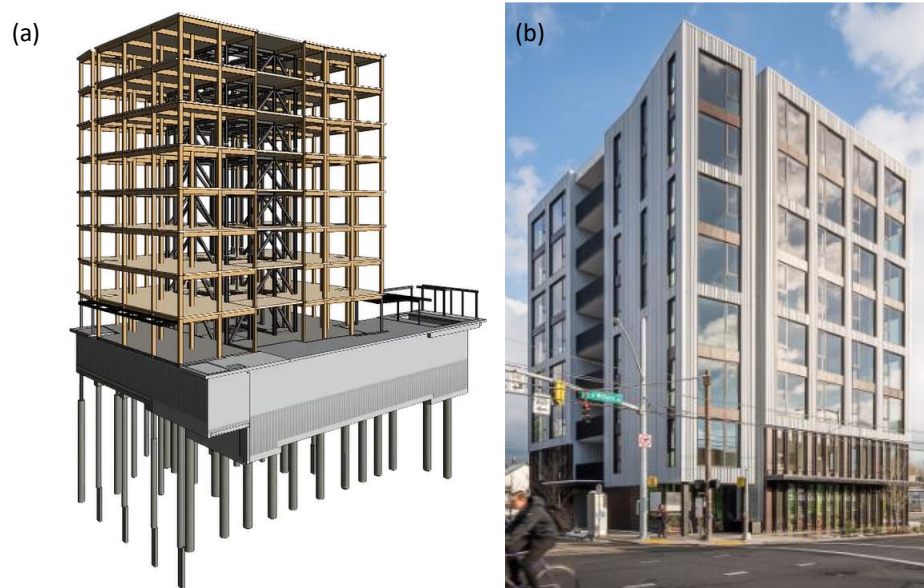
**Tabla 2.4** - Edificios híbridos de madera construidos a la fecha en el mundo [11].

Name	Year Const.	Number of storeys	Location	Hybrid system
<b>Gulf View Towers</b>	1995	10	Auckland, New Zealand	LTF, steel-reinforced LTF, and 5-storey RC podium
<b>Scotia Place</b>	2000	12	Auckland, New Zealand	Steel framing and glulam floor diaphragms
<b>N/A</b>	2004	7	Wellington, New Zealand	LTF, steel K-braces, 1-storey RC podium
<b>Kanazawa M Bldg.</b>	2004	5	Kanazawa, Japan	Glulam frames, steel frames, 1-storey RC podium
<b>NMIT Art &amp; Media Building</b>	2010	3	Nelson, New Zealand	PRES-LAM walls and frames
<b>Kasukabe Convention Hall</b>	2011	6	Kasukabe, Japan	LTF, LVL walls; 4-storey RC podium
<b>Wood Square</b>	2012	4	Koshigaya, Japan	Glulam frames, and steel frames
<b>LCT One</b>	2012	8	Dornbirn, Austria	Glulam frames and walls; RC walls
<b>LCT Two</b>	2012	6	Montafon, Austria	Glulam frames and walls; RC walls
<b>St. Elmo</b>	2013	6	Christchurch, New Zealand	PRES-LAM and base isolation
<b>N/A</b>	2015	5	Trento, Italy	LTF and RC walls
<b>N/A</b>	2015	5	Trento, Italy	CLT panels and RC walls
<b>Brock Commons</b>	2017	17	Vancouver, Canada	CLT panels; glulam frames; RC 1-storey podium and walls
<b>Carbon 12</b>	2017	8	Portland, United States	Glulam frames, CLT floors and BRB-braced steel frames



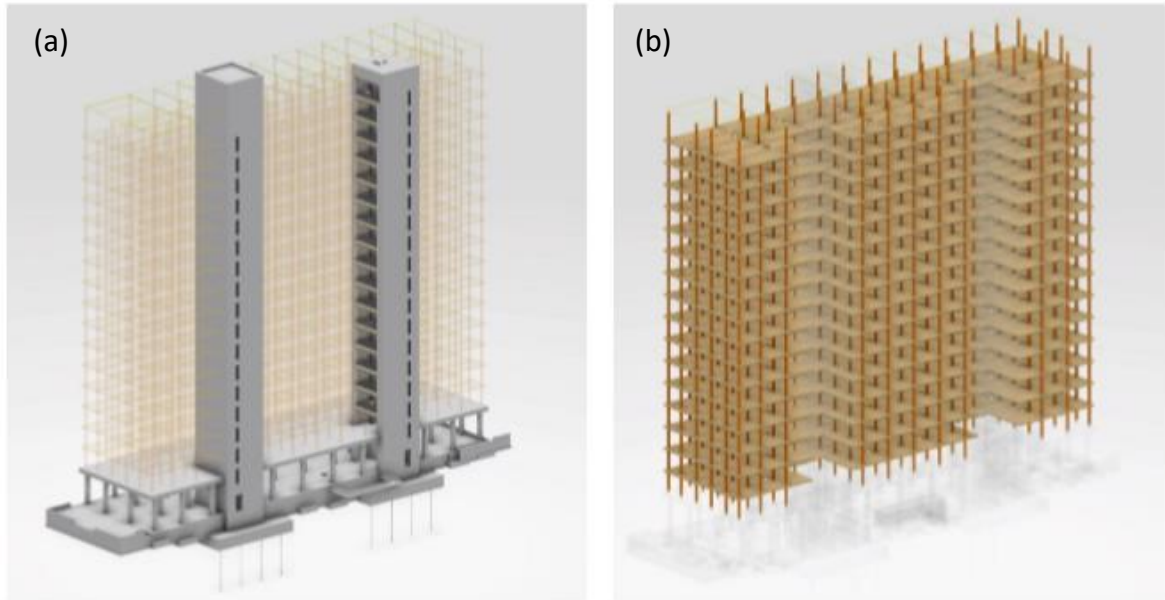
**Figura 2.17** - Edificio “Kanazawa M Bldg.”: (a) planta; (b) elevación; (c) fachada construida [64].

El edificio “Carbon 12” [12] recientemente construido en Portland, Estados Unidos, marca un precedente en su país en materia de sustentabilidad, al estar construido principalmente en base a madera procesada, incluir paneles solares, sistemas de alerta y monitorio de terremotos y un estacionamiento subterráneo mecánico. El edificio tiene ocho pisos, aun cuando en Estados Unidos en edificios de madera destinados a construcciones tipo III-A, estos deben ser cinco como máximo. Por ende, el Estado de Oregón tuvo que permitir su construcción bajo la sección “Métodos y Materiales Alternativos” del Código Internacional de Construcción (IBC). La estructura del edificio se compone por diafragmas de piso de CLT, y de un sistema de marcos de acero arriostrados con BRB ubicados en el núcleo del edificio y marcos de Glulam en el resto de la planta. En la Figura 2.18 se muestra el modelo estructural descrito, junto con el edificio terminado. Este sistema presentó un gran beneficio económico debido a los bajos tiempos de construcción. Una vez realizada la excavación y la fundación, se montaron las estructuras prefabricadas de madera y acero, lográndose su ejecución en tan sólo ocho semanas.



**Figura 2.18** - Edificio “Carbon 12” [12]: (a) modelo del sistema estructural, (b) fachada exterior.

El edificio híbrido de madera más alto construido en una zona sísmicamente activa es el “Brock Commons” [66], construido en Vancouver, Canadá, que con 17 pisos alcanza los 53 metros de altura. En este caso el código de construcción canadiense (BCBC 2012) limita la altura de edificación en madera a 6 pisos, por lo que también se requirió un proceso de aprobación y permiso de edificación especiales para ejecutar el proyecto. Como se muestra en la Figura 2.19, la estructura está formada por un podio y dos núcleos de muros, ambos de hormigón armado. Estos últimos están a cargo de proporcionarles rigidez y estabilidad lateral a la estructura. Sobre el podio, la estructura se forma por marcos de Glulam y losas de CLT (de cinco capas).



**Figura 2.19** - Sistema estructural “Brock Commons”: (a) podio y núcleo de muros de hormigón armado, (b) columnas de Glulam y losas de paneles CLT [66].

La instalación de los elementos de madera se completó en 9 semanas, realizándose en una secuencia de cuatro etapas: (1) ubicación de todas las columnas de un piso, (2) instalación de los paneles de CLT, (3) ubicación de las placas de acero y los ángulos perimetrales que dan soporte al sistema de muros cortina de la fachada, y finalmente, (4) instalación de los muros cortina. Este proyecto demostró ser competitivo en comparación a un edificio hecho sólo de hormigón en términos de costos, en gran medida gracias al accionar de un equipo de diseño integrado, al desarrollo rápido y oportuno de las distintas tareas involucradas en su ejecución, y a un diseño holístico.

# CAPITULO III: DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO Y ANÁLISIS SEGÚN NORMA NCH433

## 3.1 Descripción del Caso de Estudio.

La estructura en estudio corresponde a un edificio de 12 pisos, destinado al uso de oficinas, compuesto principalmente por elementos de madera procesada junto con elementos de acero. El edificio alcanza una altura total de 36 m, con una altura de entrepiso de 3 m y con una planta de 19 m de ancho y 22.7 m de largo.

La configuración de la planta de la estructura coincide con las propuestas por Green and Karsh (2012) [60], para edificios estructurados con el sistema denominado “Finding the Forest Through the Trees (FFTT)” (ver Figura 2.16). Sin embargo, considerando el estado del arte y de la práctica de las estructuras híbridas de madera [10], se propone un nuevo sistema resistente a las solicitaciones sísmicas y cargas gravitacionales, compuesta por muros postensados de CLT ubicados en el centro de la estructura y marcos, interiores y exteriores de madera LVL, con algunos vanos arriostrados con Riostras de Pandeo Restringido (BRB) o riostras equipadas con “Shape memory alloys” (SMA).

Por otra parte, el sistema de piso y techo está formado por losas de CLT de 24.5 cm de espesor, recubiertas por una capa de hormigón de 5 cm. Por sus características mecánicas, se supone que este sistema tendrá un comportamiento de diafragma rígido, permitiendo que exista compatibilidad en las deformaciones laterales de los sistemas sismorresistentes. La Figura 3.1 presenta la planta tipo de la estructura definida, junto con una vista tridimensional (3D) del modelo construido en Revit [67].

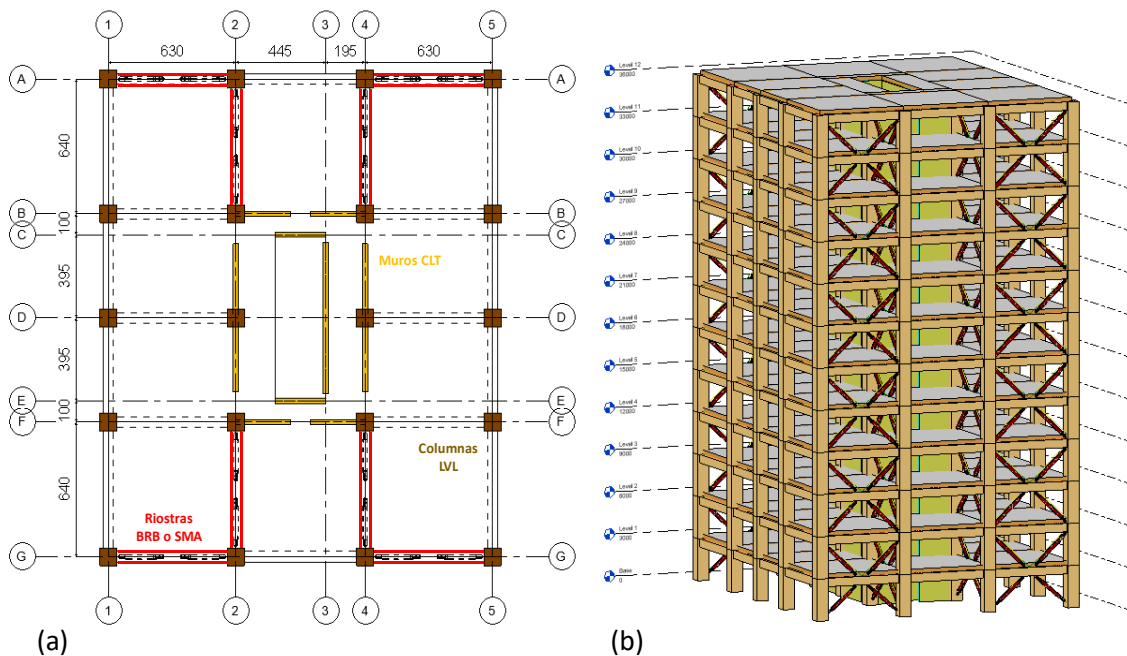


Figura 3.1 - (a) Planta tipo de la estructura, basada en el sistema “FFTT” de Green and Karsh [60]; (b) modelo Revit, vista 3D.

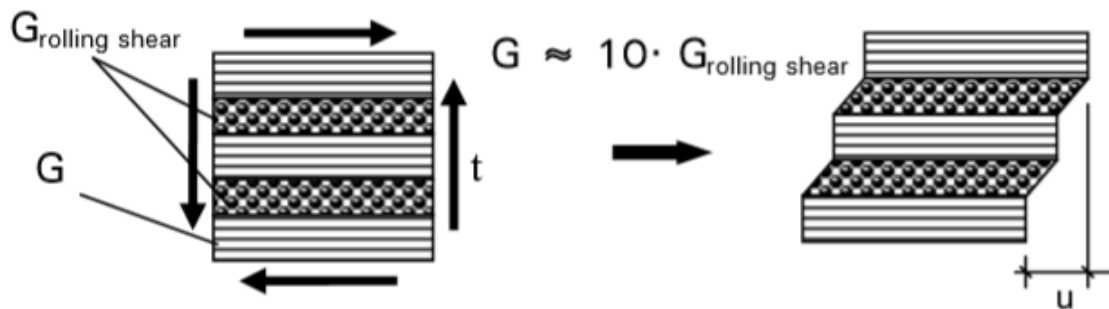
## 3.2 Propiedades Mecánicas de los Elementos que Componen la Estructura

### 3.2.1 Paneles de Madera Contralaminada (CLT)

Los paneles de Madera Contralaminada tienen características ortotrópicas. Esto significa que poseen diferentes propiedades mecánicas tanto en las direcciones ortogonales contenidas en su plano, como en la dirección perpendicular a este. Estas propiedades del panel dependerán tanto de las características de cada una de las capas que lo componen, como de la dirección en que se dispongan sus fibras.

Los proveedores de los paneles proporcionan la resistencia y el módulo de elasticidad paralelo a la dirección de las fibras de las láminas o capas que los conforman (ver Tabla 2.3). Sin embargo, otras propiedades importantes para estimar el comportamiento del panel se determinan con fórmulas desarrolladas a partir de estudios experimentales. Por ejemplo, para determinar el módulo de elasticidad perpendicular a la fibra de cada capa, se supone que existe una relación con el módulo de elasticidad paralelo a la fibra tal que  $E_0/E_{90} = 30$  [30]. Respecto al módulo de corte ( $G_0$ ), se establece que, en productos de madera éste fluctúa entre 1/12 y 1/20 veces el módulo de elasticidad ( $E_0$ ). Sin embargo, en el caso de las maderas tipo coníferas se puede suponer que esta proporción es 1/16 [30].

Cuando un panel de CLT es cargado de forma perpendicular al plano, las capas transversales se deforman por corte rodante ( $G_{\text{rolling}}$ ), tal como se indica en la Figura 3.2 [68]. En la literatura, se supone que la magnitud del módulo de corte rodante es una décima parte del módulo de corte paralelo a la fibra de las capas ( $G_{\text{rolling}} = G_0 / 10$ ) [30]. Debido a esta baja rigidez de corte, la deformación de la sección total se debe casi exclusivamente a la deformación de las capas transversales [68].



**Figura 3.2** - Deformación por corte de los paneles CLT sometidos a cargas perpendiculares al plano [68].

Existen distintos métodos para determinar las propiedades mecánicas efectivas de los paneles CLT. Los experimentales, predicen con gran precisión el comportamiento del panel. Sin embargo, al modificar cualquier parámetro de la configuración del panel, es necesario realizar nuevos ensayos para evaluar sus características. Por otra parte, los métodos analíticos logran predecir estas propiedades de manera satisfactoria y menos costosa, basándose en las propiedades mecánicas de las capas que conforman cada panel [30].

Un enfoque analítico comúnmente utilizado en Europa para el diseño de la madera contralaminada es el "método Gamma", el cual se incluye en el anexo B del Eurocódigo 5 enfocado principalmente al diseño a flexión de vigas compuestas conectadas con uniones mecánicas. De acuerdo con este método, se define una rigidez efectiva ( $EI_{\text{eff}}$ ), que depende de las propiedades de la sección y del factor de eficiencia de la conexión ( $\gamma$ ) [30]. La aplicación de esta metodología a losas de CLT, se considera un caso particular en el que las uniones mecánicas son reemplazadas por uniones con adhesivos que logran uniones totalmente rígidas entre las capas [33]. Este enfoque proporciona una

solución “exacta” sólo para vigas o paneles de apoyo simple y una distribución de carga sinusoidal. Sin embargo, la diferencia en los resultados obtenidos con una carga uniformemente distribuida o concentrada se considera aceptable para la práctica de la ingeniería [30].

Otra metodología utilizada es la propuesta por Blass y Fellmoser (2004) [69], denominada “teoría de componentes” o “método-K”, que realiza una homogeneización de la sección transversal considerando las propiedades de resistencia y rigidez de todas las capas que componen el panel. Mediante la aplicación de factores de composición ( $k_i$ ) al módulo de elasticidad paralelo a la fibra ( $E_0$ ), se calcula una rigidez efectiva, que representa el comportamiento del panel en la dirección de análisis. En la Figura 3.3 se muestran las ecuaciones para determinar los factores de composición según la dirección de análisis y aplicación de la carga.

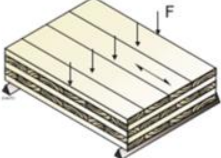
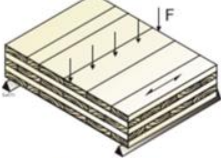
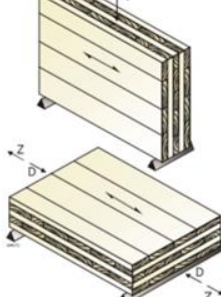
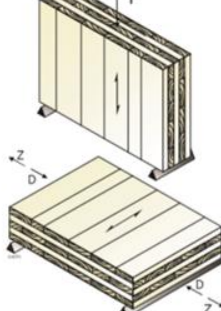
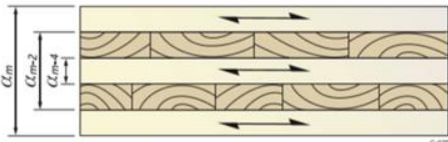
Configuración de Carga	$k_i$
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	

Figura 3.3 - Factores de composición, método K [30, 69].

Para la aplicación de esta teoría a paneles CLT, se deben considerar validos los siguientes supuestos [30]:

- Se cumple la hipótesis de Bernoulli: las secciones transversales del panel se mantienen planas a medida que este deforma.
- Se asume una relación lineal esfuerzo-deformación.
- No se considera la deformación por corte, y, por lo tanto, el método se limita a paneles con relación de largo a espesor relativamente altas (Se recomienda una relación de largo a espesor mayor a 30).

Según lo revisado en la literatura, el método más preciso para el diseño de elementos de madera contralaminada es el método de la analogía de corte, propuesto por Kreuzinger (1999) [70], debido a que incorpora el efecto de los esfuerzos y las deformaciones por corte. Esta metodología considera al elemento de CLT como una superposición de dos superficies o vigas virtuales, que poseen diferentes rigideces. La primera contiene la rigidez a flexión propia de cada una de las capas con respecto a su eje neutro, mientras que la segunda representa la componente de traslación correspondiente a la distancia entre los ejes neutros del panel y de las capas individuales, según el teorema de Steiner [30, 33]. El método considera que existe compatibilidad en las deformaciones entre ambas vigas.

En el caso estudiado de este trabajo, se consideran paneles CLT de grado E1M5, fabricados por la empresa canadiense “Structurlam”, tanto para los sistemas de muros como para las losas de piso. Esta clase de paneles considera laminaciones transversales con diferentes propiedades de las capas longitudinales, tal como se muestran en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1** - Propiedades mecánicas de las láminas del panel CLT E1M5 Structurlam [35].

<b>Propiedades CLT E1M5</b>	<b>Laminaciones Longitudinales (l)</b>	<b>Laminaciones Transversales (t)</b>
$E_0$ [MPa]	12400	9500
$E_{90}$ [MPa]	413	317
$G_0$ [MPa]	775	594
$G_{rolling}$ [MPa]	78	59

### 3.2.1.1 Muros de CLT

Se utilizaron muros postensados hechos con paneles de CLT de 245 mm de espesor total, confeccionados con siete capas de 35 mm de espesor cada una, marca Structurlam, grado E1M5. Estos muros se anclan a la fundación o base a través de las barras postensadas. Sin embargo, de forma alternativa se presenta en el anexo II el diseño de la conexión de los muros por medio de “hold-down” y “brackets”.

Estos paneles se utilizan para soportar cargas verticales en el plano y cargas laterales, tanto dentro como fuera del plano, producidas por las solicitaciones dinámicas [30]. Sin embargo, este tipo de elementos resisten principalmente cargas dentro el plano, mientras que la resistencia a las cargas fuera de éste, deben ser aseguradas por medio de sujetadores o, como en este caso, mediante barras postensadas. Esta simplificación se consideró en el modelo de análisis al modelar los paneles como elementos tipo “Shell” con propiedades ortotrópicas en el plano, estimadas con el método de Blass and Fellmoser (2004) [69], comúnmente utilizado para el análisis de muros CLT. Los módulos de elasticidad equivalentes en el plano se obtuvieron con las ecuaciones 3.1 y 3.2, que provienen de la aplicación de los factores de composición propuestos por el método utilizado (ver Figura 3.3) [30, 69]:

$$E_{z,ef} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{E_{90,t}}{E_{0,l}} \right) \cdot \frac{a_5 - a_3 + a_1}{a_7} \right] \cdot E_{0,l} = k_3 \cdot E_{0,l} \quad (3.1)$$

$$E_{x,ef} = \left[ \frac{E_{90,l}}{E_{0,t}} + \left( 1 - \frac{E_{90,l}}{E_{0,t}} \right) \cdot \frac{a_5 - a_3 + a_1}{a_7} \right] \cdot E_{0,t} = k_4 \cdot E_{0,t} \quad (3.2)$$

Donde

- $E_{0,l}$  : Módulo de elasticidad paralelo a la fibra de las laminaciones longitudinales.
- $E_{90,l}$ : Módulo de elasticidad perpendicular a la fibra de las laminaciones longitudinales.
- $E_{0,t}$  : Módulo de elasticidad paralelo a la fibra de las laminaciones transversales.
- $E_{90,t}$  : Módulo de elasticidad perpendicular a la fibra de las laminaciones transversales.
- $a_i$ : Espesor de una cantidad  $i$  de capas del panel (Ver Figura 3.3).

El módulo de corte del panel se obtiene de la relación que se presenta en la ecuación 3.3; donde  $t_i$  es el espesor de cada capa; y  $G_l$  y  $G_t$  son el modulo de corte de las capas longitudinales y transversales, respectivamente [71]. Debido a que en los sistemas de muros los paneles trabajan principalmente bajo cargas contenidas en el plano, no se considera la deformación por corte rodante de las laminaciones transversales.

$$G_{zx} = \left[ \sum_{i=1,3,\dots,n} \frac{t_i}{G_{l,i}} + \sum_{j=2,4,\dots,n} \frac{t_j}{G_{t,j}} \right]^{-1} \cdot t_{total} \quad (3.3)$$

En ETABS, los muros fueron modelados como elementos tipo “Shell Thin”, definidos con un material ortotrópico con las propiedades del panel CLT presentadas en la Figura 3.4, es decir se desprecia la rigidez de los paneles fuera del plano. En estos elementos, el módulo de elasticidad  $E_z$  afecta la rigidez axial vertical y de flexión, mientras que  $G_{zx}$  la rigidez al corte del panel.

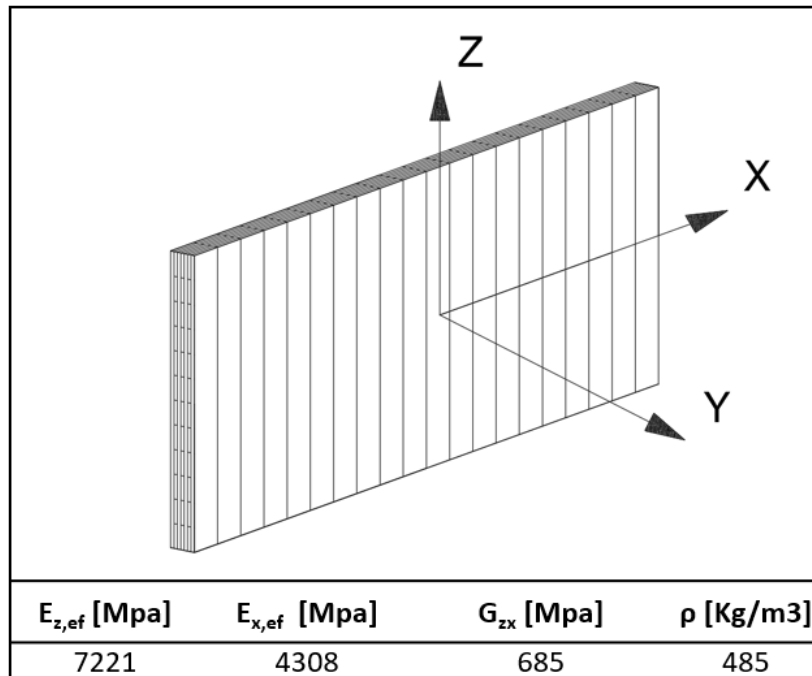


Figura 3.4 - Propiedades mecánicas panel CLT [71].

### 3.2.1.2 Losas de CLT

Para las losas se consideran paneles CLT de grado E1M5 de la marca canadiense Structurlam, formados por 7 capas de 35 mm, más un recubrimiento de hormigón G-25 de 50 mm, que mejora la aislación acústica entre dos pisos consecutivos. Por simplicidad, en el modelo de análisis el recubrimiento de hormigón es considerado como un peso propio adicional igual a 125 kgf/m<sup>2</sup> que actúa sobre las losas. Por lo tanto, en este estudio no se consideró el aumento de la rigidez que pueda otorgar el recubrimiento de hormigón al sistema. Sin embargo, se sugiere que este tema sea abordado en futuras investigaciones. Las losas se modelaron como elementos tipo “membrana” para efectos del análisis sísmico, de modo que no se consideró su rigidez a flexión. Además, dada la alta rigidez de los paneles dentro de su plano, se consideró que las losas funcionan como un diafragma rígido [36].

Para analizar los esfuerzos y deflexiones en las losas bajo cargas gravitacionales, éstas se modelaron como elementos tipo “Shell Thick” y sus propiedades mecánicas fueron determinadas según el método de la analogía de corte. Este método tiene la ventaja de incorporar en su análisis las deformaciones por corte, que son un factor importante para considerar en los sistemas de losas de CLT.

De acuerdo con la metodología mencionada, la rigidez efectiva a flexión de la sección transversal se establece por la siguiente ecuación:

$$EI_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot b_i \cdot \frac{h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 \quad (3.4)$$

Donde

- $E_i$ : módulo de elasticidad en la dirección de análisis de la capa i
- $b_i$ : ancho de la sección transversal
- $h_i$ : espesor de la capa i
- $A_i$ : área de la sección transversal de la capa i
- $z_i$ : distancia entre el eje neutro del panel al eje neutro de la capa i

En este caso el eje neutro de la sección transversal se ubica en el centro del panel y es determinado mediante la ecuación 3.5 [30]:

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i \cdot A_i) \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n (E_i \cdot A_i)} \quad (3.5)$$

Donde  $Y_i$  representa la distancia al eje neutro de la capa i. El módulo de corte efectivo de la sección transversal puede calcularse con la ecuación 3.6.

$$GA_{eff} = \frac{a^2}{\left[ \left( \frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left( \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left( \frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]} \quad (3.6)$$

Donde:

- a: distancia entre los centros de gravedad de la capa superior e inferior.
- $G_i$ : módulo de corte de la capa i.

En las Tablas 3.2 y 3.3 se resumen los cálculos necesarios para obtener las propiedades ortotrópicas del panel. Debido a que las losas trabajan preponderantemente en flexión fuera de su plano, es necesario considerar el módulo de corte rodante ( $G_{rolling}$ ) de las capas transversales, mientras que para las capas longitudinales se utiliza el módulo de corte paralelo a la dirección de las fibras ( $G_0$ ). Como se indica en la Tabla 3.3, para el cálculo de la rigidez en la dirección del eje débil del panel, se siguen las recomendaciones de los códigos norteamericanos que, de manera conservadora, no consideran el aporte de las láminas perpendiculares exteriores.

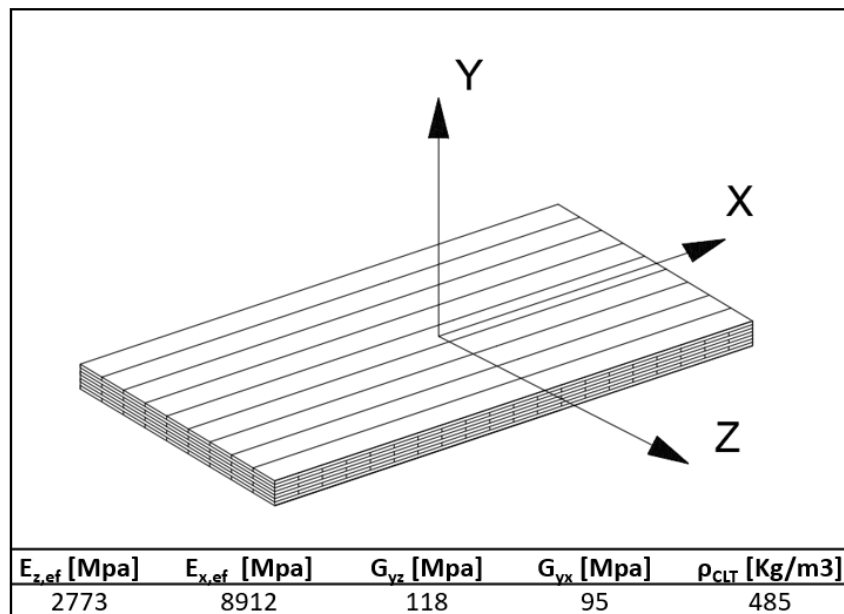
**Tabla 3.2** - Cálculo del módulo de elasticidad y rigidez en la dirección fuerte del panel.

Capas	Espesor [mm]	Orientación	$E_z$ [MPa]	$z$ [mm]	$I$ [mm <sup>4</sup> ]	$A z^2$ [mm <sup>4</sup> ]	$EI + EAz^2$ [MPa-mm <sup>4</sup> ]	$G$ [MPa]	$h / G b$ [1/MPa]
1	35	Paralela	12400	105	3.6.E+06	3.9.E+08	4.8.E+12	775	4.5.E-05
2	35	Perpendicular	317	70	3.6.E+06	1.7.E+08	5.5.E+10	594	5.9.E-04
3	35	Paralela	12400	35	3.6.E+06	4.3.E+07	5.8.E+11	775	4.5.E-05
4	35	Perpendicular	317	0	3.6.E+06	0.0.E+00	1.1.E+09	594	5.9.E-04
5	35	Paralela	12400	35	3.6.E+06	4.3.E+07	5.8.E+11	775	4.5.E-05
6	35	Perpendicular	317	70	3.6.E+06	1.7.E+08	5.5.E+10	594	5.9.E-04
7	35	Paralela	12400	105	3.6.E+06	3.9.E+08	4.8.E+12	775	4.5.E-05

**Tabla 3.3** - Cálculo del módulo de elasticidad y rigidez en la dirección débil del panel.

Capas	Espesor [mm]	Orientación	$E_z$ [MPa]	$z$ [mm]	$I$ [mm <sup>4</sup> ]	$A z^2$ [mm <sup>4</sup> ]	$EI + EAz^2$ [MPa-mm <sup>4</sup> ]	$G$ [MPa]	$h / G b$ [1/MPa]
1	35	Perpendicular	-	-	-	-	-	775	4.5.E-04
2	35	Paralela	9500	70	3.6.E+06	1.7.E+08	1.7.E+12	594	5.9.E-05
3	35	Perpendicular	413	35	3.6.E+06	4.3.E+07	1.9.E+10	775	4.5.E-04
4	35	Paralela	9500	0	3.6.E+06	0.0.E+00	3.4.E+10	594	5.9.E-05
5	35	Perpendicular	413	35	3.6.E+06	4.3.E+07	1.9.E+10	775	4.5.E-04
6	35	Paralela	9500	70	3.6.E+06	1.7.E+08	1.7.E+12	594	5.9.E-05
7	35	Perpendicular	-	-	-	-	-	775	4.5.E-04

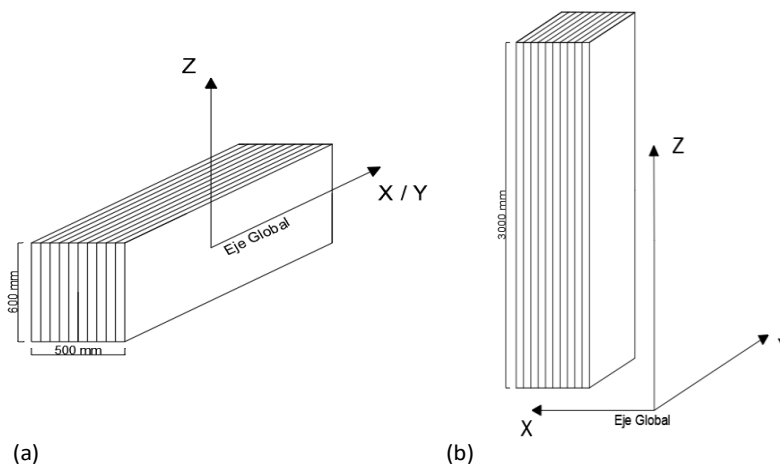
Siguiendo esta metodología, la mayoría de los fabricantes de paneles CLT proporciona la rigidez a flexión ( $EI_{eff}$ ) y módulo de corte efectivo ( $GA_{eff}$ ) de sus productos, por lo que estos valores pueden ser calculados como se explica en esta sección u obtenidos directamente del fabricante. Conocidas la inercia y el área de la sección transversal, a partir de estos valores se pueden determinar las propiedades mecánicas del panel, definidas como se indican en la Figura 3.5.



**Figura 3.5** - Propiedades mecánicas sistema de losas de CLT.

### 3.2.2 Marcos de LVL

La estructura se compone por marcos perimetrales de Madera microlaminada (LVL). Las columnas, poseen una sección transversal cuadrada de 850 mm de lado, excepto en el primer nivel donde el lado de la sección aumenta a 1050 mm. Las vigas tienen una sección transversal rectangular de 500 mm de ancho por 600 mm de altura. Las láminas de las vigas se orientan en forma vertical (i.e. paralelas a las cargas gravitacionales), mientras que las láminas de las columnas están orientadas en forma paralela a la dirección global “Y” de la estructura, como se detalla en la Figura 3.6.



**Figura 3.6** - (a) Detalle de vigas de LVL; (b) detalle de columnas de LVL

En la Tabla 3.4 se presentan las propiedades estructurales de diseño de los elementos LVL grado “hySPAN” fabricados por la empresa “Futurebuild LVL” [26], Nueva Zelanda. Estos productos son fabricados según los estándares de dicho país (norma AS/NZS4357:2005 [27]) y poseen una densidad promedio igual a 600 kgf/m<sup>3</sup>. Las tensiones características provistas por el fabricante son determinadas según el código australiano y neozelandés AS/NZ4063.2:2010 [28], tal como se especifica en las disposiciones del Código de Construcción en Madera de Nueva Zelanda (NZS3603 [22]).

En el diseño de vigas y columnas de LVL se debe tener en cuenta que la resistencia de los elementos varía dependiendo de la cara en que se aplican las cargas. En vigas y columnas, si las láminas están dispuestas en forma horizontal, se considera que las cargas se aplican en el sentido perpendicular a las caras de las láminas, mientras que cuando las laminaciones están dispuestas en forma vertical, la carga es paralela a las caras de las láminas.

**Tabla 3.4** - Propiedades de elementos de LVL, fabricados por “Futurebuild LVL” [26].

Propiedades		Laminaciones	
		Verticales [MPa]	Horizontales [MPa]
Módulo de elasticidad	E	13200	13200
Módulo de Rigidez	G	660	660
Resistencia a la flexión *	f <sub>b</sub>	50	42
Tensión paralela a la fibra <sup>§</sup>	f <sub>t</sub>	30	30
compresión paralela a la fibra	f <sub>c</sub>	42	42
Corte en vigas	f <sub>s</sub>	4.6	3.5
Compresión perpendicular a la fibra	f <sub>p</sub>	12	12

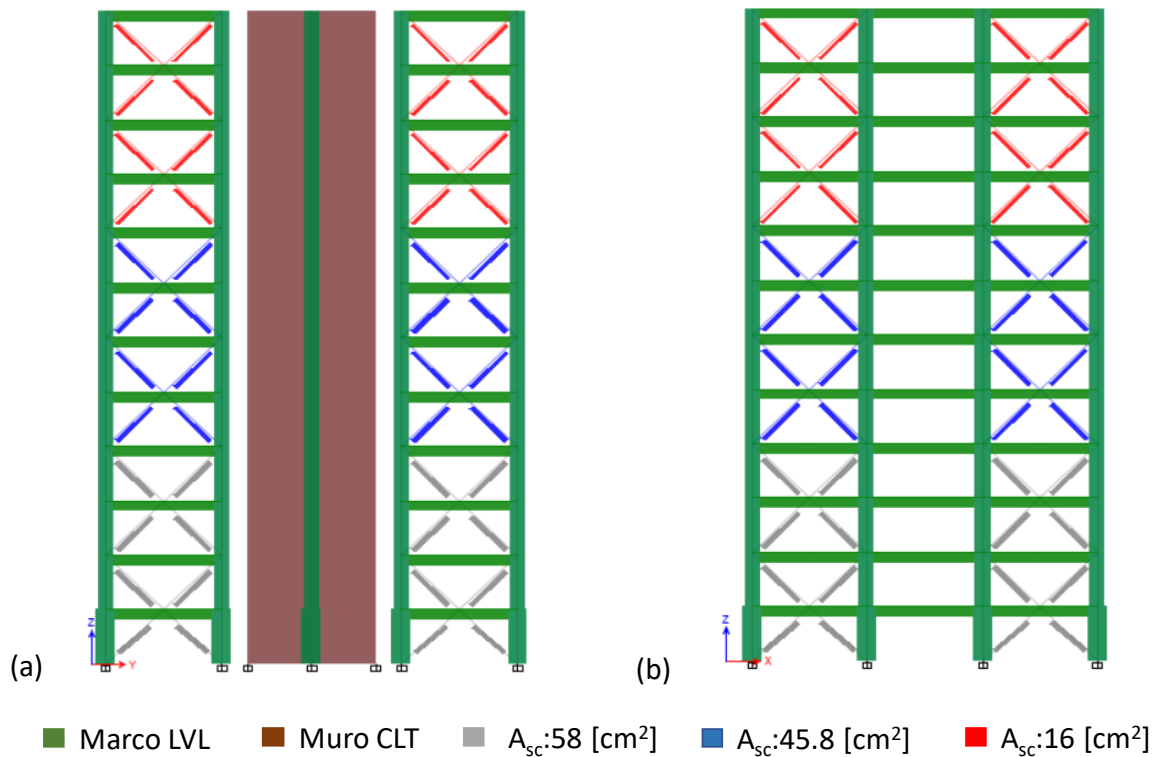
\*para secciones con más de 95 mm de profundidad, aplicar factor de ajuste correspondiente a la flexión.

§para secciones con más de 150 mm de profundidad, aplicar factor de ajuste correspondiente a la tensión.

### 3.2.3 Arriostramientos

Los marcos de los ejes 2, 4, A y G poseen arriostramientos en forma de V invertida en los pisos impares, y de V en los pares, de tal modo que se forma una X entre dos pisos consecutivos, partiendo desde el primer piso. Si bien se utilizó tanto riostras tipo BRB como SMA, ambas riostras tienen las mismas propiedades equivalentes para ser incluidas en el modelo utilizado para el análisis modal espectral. Por lo tanto, las diferencias en los beneficios estructurales que brinda cada una, no pueden detectarse sino con NLDA o análisis cuasi-estáticos cíclicos.

En los niveles 1 al 4, 5 al 8, y 9 al 12, se utilizaron riostras con un núcleo de acero de área ( $A_{sc}$ ) igual a  $58 \text{ cm}^2$ ,  $45.8 \text{ cm}^2$ ,  $16 \text{ cm}^2$ , respectivamente, como se indica en la Figura 3.7.



**Figura 3.7** - (a) Elevación ejes 2 y 4; (b) elevación ejes A y G

Se supone que las riostras son confeccionadas con acero tipo ASTM A36, que tiene las propiedades que se presentan en la Tabla 3.5. Para las riostras BRB, estos datos requieren ser corroborados por un ensayo de Coupon.

**Tabla 3.5** - Propiedades mecánicas acero ASTM A36

$E \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$	$F_y \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$	$F_u \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$	$\nu$	$\rho \text{ [kgf/m}^3\text{]}$
2038900	2952	4429	0.3	7850

### 3.3 Análisis Lineal Elástico

#### 3.3.1 Cargas Estáticas y Peso Sísmico

De acuerdo con la norma chilena NCh1537Of.2009, al tratarse de un edificio destinado al uso de oficinas se considera una sobrecarga de uso de 250 kgf/m<sup>2</sup> en todos los pisos excepto el techo, donde se considera una sobrecarga de 100 kgf/m<sup>2</sup>. Para el caso de las cargas muertas se considera el peso propio de los elementos estructurales del sistema más 200 kgf/m<sup>2</sup> de peso propio adicional, que considera el peso de elementos no-estructurales, tales como tabiques, terminaciones, instalaciones. Esto incluye el peso del recubrimiento de hormigón de 50 mm ubicado sobre las losas de CLT (125 kgf/m<sup>2</sup>)

**Tabla 3.6** - Cargas permanentes (muertas) y sobrecargas de uso, NCh1537Of2009.

Sobre Carga Piso [kgf/m <sup>2</sup> ]	Sobre Carga Techo [kgf/m <sup>2</sup> ]	Peso Propio adicional [kgf/m <sup>2</sup> ]
250	100	200

#### 3.3.2 Modelo de Análisis

El modelo de análisis se construyó en el programa de elementos finitos para edificios ETABS [54]. Los muros de CLT se modelaron con elementos tipo "Shell Thin", con rigidez sólo dentro del plano. Las columnas, vigas y arriostramientos se modelaron con elementos tipo "Frame", y las losas con elementos tipo "Membrana". En el modelo lineal elástico se consideraron los muros empotrados a la base debido a la alta rigidez que poseen las conexiones del postensado antes de que se alcance el momento de descompresión y se produzca una abertura en la base. Para el caso de las columnas del primer nivel se consideró una conexión rotulada a la base, al igual que en la conexión de los arriostramientos a los marcos (ver Figura 3.8).

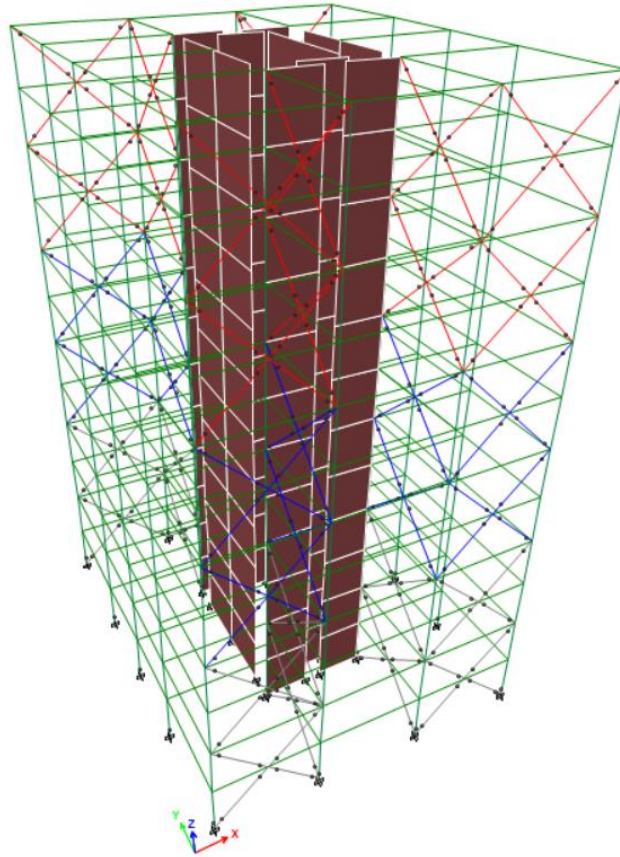
Según lo indicado por la NCh433Of.1996 [15], como requisito mínimo para el cálculo del peso sísmico de este tipo de edificaciones se deben considerar las cargas permanentes más un 25% de la sobrecarga de uso. De esta forma se calculó el peso sísmico total (P) de la estructura.

$$P = 2651 \text{ tonf}$$

En la Tabla 3.7 se calcula el peso por unidad de área de cada diafragma. Los resultados muestran que el peso de cada piso es aproximadamente igual a 0.5 tonf/m<sup>2</sup> lo que ratifica el carácter liviano de las estructuras de madera, ya que en edificios de hormigón armado típicamente se obtienen valores entre 0.7 a 1.0 tonf/m<sup>2</sup>.

**Tabla 3.7** - Peso por unidad de área de cada diafragma

Piso	P [tonf]	Área [m <sup>2</sup> ]	P/A [tonf/m <sup>2</sup> ]
12	184.4	431	0.43
9-11	219.9	431	0.51
8	220.7	431	0.51
7-5	221.5	431	0.51
4	221.8	431	0.51
2-3	222.2	431	0.52
1	228.2	431	0.53



**Figura 3.8** - Modelo de análisis ETABS.

### 3.3.3 Análisis Modal Espectral

El análisis sísmico de la estructura se realiza según la normativa chilena NCh433.Of1996, modificada en 2012, i.e. incluyendo las disposiciones del Decreto Supremo 61 de 2011 [15]. En esta norma se especifica que para el estudio de estructuras de más de 5 pisos se requiere utilizar el método de análisis modal espectral.

La demanda sísmica de diseño se determina con el espectro de pseudo-aceleraciones definido en la ecuación 3.7.

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^*/I)} \quad (3.7)$$

Donde:

- $S_a$  : Aceleración espectral de diseño.
- $I$  : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- $A_0$ : Aceleración efectiva máxima del suelo
- $\alpha$  : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima
- $R^*$ : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis
- $S$  : Parámetro que depende del tipo de suelo

El factor de amplificación  $\alpha$  depende del período de vibrar de cada modo, y se determina con la ecuación 3.8.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.8)$$

Donde:

- $T_n$ : Período de vibrar del modo n
- $T_0, p$ : Parámetros que dependen del tipo de suelo de fundación.

El factor de reducción del espectro,  $R^*$ , se calcula con la ecuación 3.9:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.9)$$

Donde:

- $T^*$ : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- $R_0$ : Factor de modificación de la respuesta para análisis modal espectral.

Para determinar los parámetros requeridos en el análisis, se considera que la estructura se ubica en una zona sísmica III del territorio nacional, y está construida sobre un suelo medianamente denso clasificado como suelo tipo D, lo que se asocia a condiciones más relativamente desfavorables para el diseño.

El factor de importancia depende de la categoría de ocupación a la cual pertenezca la estructura. En el caso de estructuras destinadas al uso público, se asume una categoría II. El valor del factor de modificación de la respuesta ( $R_0$ ), se consideró igual a 7, valor asignado a muros y sistemas arriostrados hechos sólo de madera. Esto es porque la norma no entrega valores específicos que puedan asignarse a sistemas híbridos de madera, como el de este trabajo, donde la disipación de la energía sísmica se concentra de manera estable en los dispositivos de acero.

**Tabla 3.8** - Parámetros análisis modal espectral

<b>Zona Sísmica</b>	<b>III</b>
$A_0$ [g]	0.4
<b>Suelo Tipo</b>	<b>D</b>
S	1.2
$T_0$ [s]	0.75
$T'$ [s]	0.85
n	1.8
p	1
<b>Sistema Estructural</b>	<b>Madera</b>
R	5.5
$R_0$	7
<b>Categoría de Ocupación</b>	<b>II</b>
I	1

En el análisis se incluye el efecto de la torsión accidental, al desplazar transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en un 5% de la dimensión total de la planta en cada nivel, para cada una de las direcciones del sismo.

### 3.4 Resultados del Análisis

#### 3.4.1 Corte Basal

En el análisis se incluyeron 12 modos de vibrar, en orden creciente de las frecuencias propias, con el fin de que la suma de las masas equivalentes, en ambas direcciones de análisis, sea mayor o igual a un 90% de la masa total del edificio.

En la Tabla 3.9 se indican los períodos naturales de la estructura con sus respectivos porcentajes de masa traslacional equivalente en cada dirección de análisis. Los períodos fundamentales de la estructura son el primer modo de vibrar que posee un período de 0.71 seg con un 71% de masa traslacional equivalente en la dirección del eje X y el segundo modo con un período de 0.67 seg y un 70% de masa traslacional equivalente en la dirección de análisis en Y.

Tabla 3.9 - Períodos naturales de la estructura

Modo	T*[s]	Participación Modal [%]		
		X	Y	Rotación
1	0.71	71	0	0
2	0.67	0	70	0
3	0.58	0	0	72
4	0.22	17	0	0
5	0.20	0	18	0
6	0.18	0	0	17
7	0.12	6	0	0
8	0.10	0	6	0
9	0.10	0	0	6
10	0.08	2	0	0
11	0.07	0	1	1
12	0.07	0	1	1

Los desplazamientos y esfuerzos del sistema estructural se calculan para cada una de las direcciones de la acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar mediante el método "Complete Quadratic Combination" (CQC).

Se deben tener en cuenta las limitaciones del esfuerzo de corte basal ( $Q_0$ ) requeridas por la norma NCh433. Si  $Q_0$  resulta menor que el corte mínimo, definido en la Ecuación 3.10, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones en los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor  $Q_{min}/Q_0$ , de tal forma que se alcance dicho corte mínimo.

$$Q_{min} = \frac{I S A_0 P}{6 g} \quad (3.10)$$

Por otra parte, el esfuerzo de corte basal no necesita ser mayor que el corte máximo, definido en la Ecuación 3.11. En el caso que  $Q_0$  sea mayor que el corte máximo, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el límite establecido. Sin embargo, esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

$$Q_{max} = I C_{max} P \quad (3.11)$$

El coeficiente sísmico ( $C_{max}$ ) se obtiene de la Tabla 6.4 de la norma NCh433, y depende del factor de modificación de la respuesta para el análisis estático (R). Para  $R = 5.5$ , asignado a estructuras hechas sólo de madera, el coeficiente sísmico máximo se rige por la Ecuación 3.12.

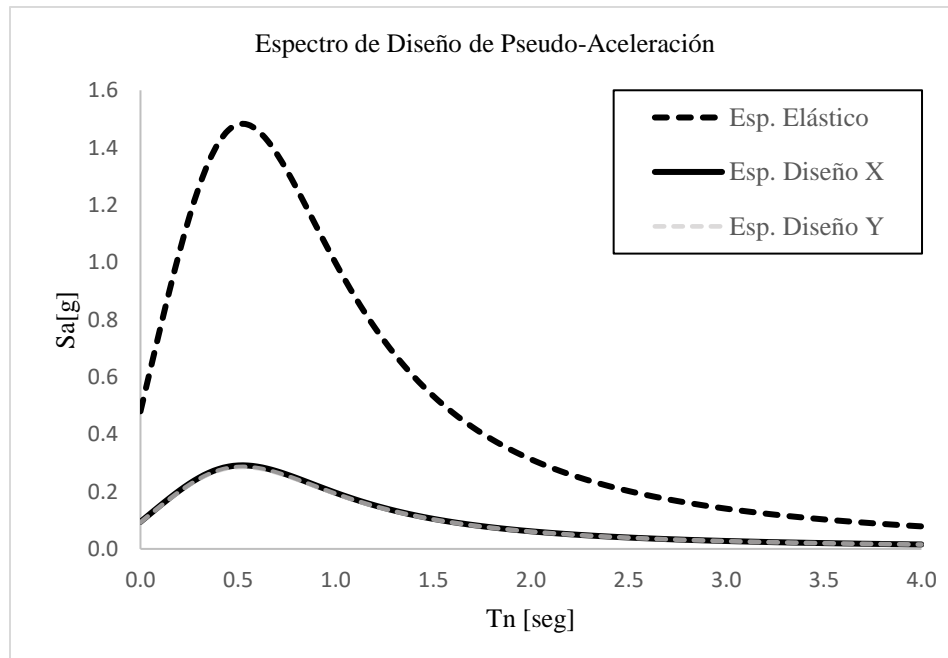
$$C_{max} = \frac{0.4 S A_0}{g} \quad (3.12)$$

Los resultados del corte basal se resumen en la Tabla 3.10. En ellas se aprecia que, en ambas direcciones, el corte de diseño sobrepasa el límite del corte máximo y, por lo tanto, se aplica un nuevo factor de reducción  $R^{**}$  para calcularlo.

**Tabla 3.10** - Resultados de Análisis

Análisis	P [tonf]	Q elást [tonf]	P [%]	R*	Q dis [tonf]	P [%]	Q <sub>min</sub> [tonf]	P [%]	Q <sub>max</sub> [tonf]	P [%]	R**
X	2651	2591	98	5.03	515	19	212	8	509	19	5.09
Y	2651	2639	100	4.92	537	20	212	8	509	19	5.18

En la Figura 3.9 se presenta el Espectro elástico y los espectros de diseño reducido por  $R^{**}$  para las direcciones X e Y de análisis. Los espectros de diseño graficados son los utilizados para obtener las sollicitaciones de los elementos estructurales y posteriormente chequear su diseño.



**Figura 3.9** - Espectros de diseño de pseudo-aceleración.

### 3.4.2 Deformaciones Sísmicas

Como se especifica en la normativa chilena, la reducción debido al corte máximo no rige para los desplazamientos. Por ende, estos deben calcularse con el espectro de diseño reducido por  $R^*$ , sin considerar la limitación del corte basal.

Como se muestra en la Figura 3.10, con las propiedades de los elementos utilizadas, se cumple con el requisito estipulado en la normativa NCh433 que limita los drifts de piso a 2‰ de la altura de entrepiso. Los máximos drifts obtenidos en los análisis fueron 1.76 ‰ en dirección X, y 1.66 ‰ en dirección Y, ambos en el piso 9.

También se cumple con la disposición que establece que la diferencia entre el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta y el desplazamiento relativo correspondiente, medido en el centro de masas, debe ser menor a 1‰ por la altura de entrepiso. Como se presenta en el Anexo I, se evalúa esta disposición en las esquinas de la estructura, donde se producen los mayores desplazamientos.

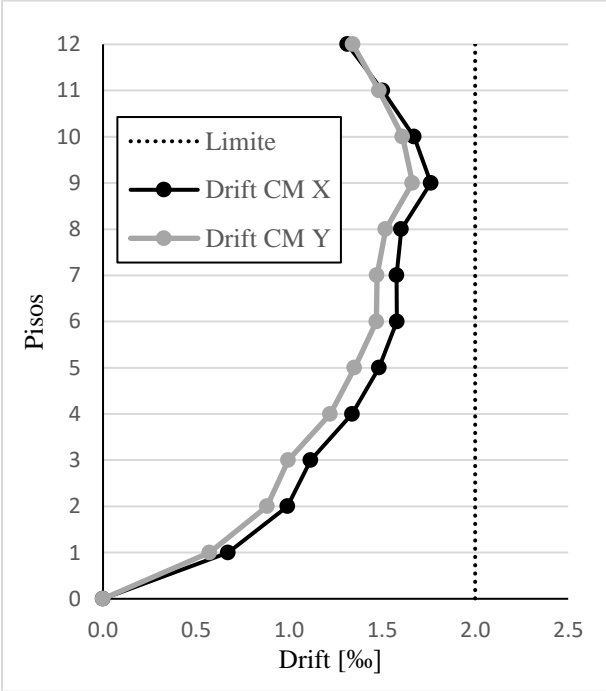


Figura 3.10 - Desplazamientos relativos de entrepiso, medidos en el centro de masas.

## CAPITULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 4.1 Disposiciones de Diseño y Combinaciones de Carga

Según sea el método utilizado, los elementos de la estructura deben ser diseñados de tal manera que resistan las combinaciones de cargas mayoradas (LRFD) o las cargas nominales (ASD), sin exceder la resistencia nominal multiplicada por su factor de reducción,  $\Phi$ , o los esfuerzos admisibles, según corresponda.

Para el diseño de las riostras BRB y SMA, y de los muros y losas de CLT, se consideraron las disposiciones generales y combinaciones de carga asociadas al método LRFD establecidas por la norma chilena NCh3171.Of2010 [72], que está basada en la norma americana ASCE/SEI 7-05 [59].

Combinaciones de carga utilizadas en el diseño LRFD:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + 1.4 E + 1.0L
- 0.9 D + 1.4 E

Debido a que el diseño de los marcos de LVL se realizó según la normativa neozelandesa, se debe verificar el diseño de los elementos respecto a las combinaciones de cargas asociadas al estado límite último, establecidas por la norma australiana y neozelandesa AS/NZS1170.0:2002 [73]. Sin embargo, también se incorpora la comparación del diseño con las combinaciones de cargas del método LRFD que establece la norma chilena.

Combinaciones de carga para el estado límite último (norma AS/NZS1170.0:2002):

- 1.35 D
- 1.2 D + 1.5 L
- 1.2 D +  $\psi_c$  L
- 1.0 D + 1.0 E +  $\psi_E$  L

Como la estructura se encuentra en la categoría de edificios de oficina, el factor de combinación sísmico ( $\psi_E$ ) toma un valor de 0.3 y el factor de combinación ( $\psi_c$ ) toma un valor de 0.4.

## 4.2 Diseño de Marcos de LVL

En general, los códigos de diseño en madera verifican que las solicitaciones en los elementos no sobrepasen su capacidad de diseño, que se determina con: (1) un valor característico de la resistencia del material, (2) las propiedades geométricas del elemento; (3) factores de modificación de la resistencia ( $k_i$ ), y (4) un factor de 'capacidad' ( $\phi$ ). Sin embargo, distintos códigos especifican una metodología propia para determinar cada parámetro. Esto se debe a que es necesario incluir las condiciones particulares de la materia prima que se utiliza, sus condiciones climáticas, los estándares de fabricación de los elementos procesados, etc.

Debido a que en Chile no existen normas para la fabricación de elementos de LVL, y a que no se incorporan acápites para diseñar este tipo de elementos en la norma chilena de cálculo en madera NCh1198 [19], el diseño de vigas y columnas se realizó según la norma neozelandesa NZS3603:1993 [22], la norma australiana AS 1720.1:2010 [23] y se utilizaron las especificaciones provistas por el fabricante (Futurebuild LVL). Debido a la alta confiabilidad y a las estrictas tolerancias de fabricación de los elementos de LVL, se considera un factor de capacidad  $\phi = 0.9$  en su diseño. También se realizan las siguientes variaciones en los factores de modificación de la resistencia [5, 26]

- **Factor de duración de carga:** La madera tiene la capacidad de resistir mayores cargas si éstas se aplican en períodos cortos de tiempo, por lo que se aplican factores para reducir la resistencia cuando los elementos están sometidos a cargas de gran duración o son permanentes. En este caso, el factor de modificación de la resistencia ( $k_1$ ) debe ser el mismo que para la madera aserrada o Glulam (ver Tablas 2.4 y 2.5 de la norma NZS3603 [22]) ya que el LVL es producido por chapas de este tipo de madera. En el diseño convencional con las cargas provenientes del análisis espectral, se consideró el factor más restrictivo,  $k_1 = 0.6$ , correspondiente a cargas permanentes. En tanto, en el diseño por capacidad se utilizó  $k_1 = 1.0$ , correspondiente a cargas de corta duración.
- **Factor de carga compartida:** Cuando existen sistemas estructurales que comparten una misma carga se considera menos relevante la variabilidad en la resistencia que poseen los elementos de madera, por lo que se hace una distinción aplicando diferentes factores de amplificación para sistemas de soporte paralelo ( $k_4$ ), sistema de grillas ( $k_5$ ) y vigas laminadas encoladas ( $k_6$ ). En el caso del LVL, estos factores no influyen, tal que  $k_4 = k_5 = k_6 = 1.0$ .
- **Factor de contenido de humedad:** para el uso de LVL en condiciones secas, no se requiere modificación, sin embargo, cuando está sometido a condiciones en que el porcentaje de humedad de equilibrio de la zona excede el 15% durante un período de 12 meses, se aplica el factor de contenido de humedad ( $K_{14}$ ), que puede ser calculado con las ecuaciones del código AS1720.1 [23] (ver Tabla 4.1). En la norma chilena NCh1198, se indican los datos climatológicos de estaciones meteorológicas chilenas. Considerando estos datos, en este trabajo se utilizó la mayor humedad de equilibrio que se presenta para la zona centro del país, igual a 18% (asociada a la localidad de Zapallar) [19]. El cálculo del factor del contenido de humedad se presenta en la siguiente Tabla 4.1:

**Tabla 4.1** - Cálculo de los factores de contenido de humedad para LVL [23].

Propiedades	Contenido de humedad de equilibrio (EMC)	
	Ecuación (EMC: 15% a 25%)	EMC=18%
Flexión y Compresión	$K_{14} = 1.45 - 0.03 \text{ EMC}$	0.91
Tensión y Corte	$K_{14} = 1.30 - 0.02 \text{ EMC}$	0.94
Módulo de elasticidad	$j_6 = 1.30 - 0.02 \text{ EMC}$	0.94

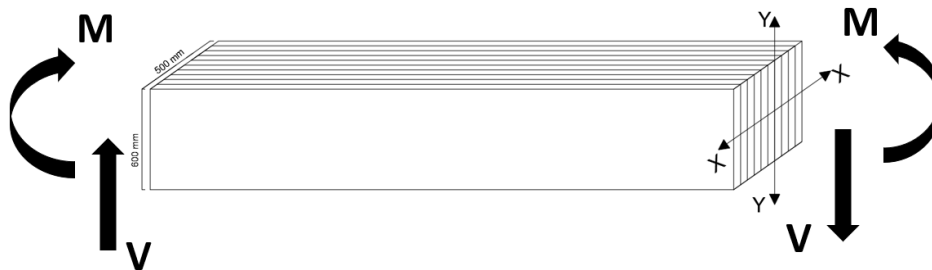
- **Factor de tamaño:** según el tamaño del elemento, la resistencia característica a flexión y/o tensión, debe reducirse por el “factor de tamaño” ( $k_{24}$ ), especificado en la guía de diseño de “Futurebuild” [26]. En el caso de elementos sometidos a flexión con una profundidad  $d > 95$  mm, este factor se calcula como  $k_{24} = (95/d)^{0.154}$ , mientras que, para elementos traccionados con  $d > 150$  mm, se calcula como  $k_{24} = (150/d)^{0.167}$ . En la tabla 4.2, se indican los valores de  $k_{24}$  utilizados en el diseño de las vigas y columnas del edificio en estudio.

**Tabla 4.2** - Factor de modificación por tamaño

Propiedades	Factor de tamaño ( $k_{24}$ )		
	V 0.5 x 0.6 [m <sup>2</sup> ]	C 0.85 x 0.85 [m <sup>2</sup> ]	C 1.05 x1.05 [m <sup>2</sup> ]
Flexión	0.75	0.714	0.69
Tracción	-	0.69	0.67

#### 4.2.1 Vigas de LVL

Las vigas de LVL, cuyas laminas están dispuestas en forma vertical, están sometidas a flexión con respecto al eje local X y a corte en la dirección del eje local Y, tal como se representa en la Figura 4.1. A continuación se realizan las verificaciones de diseño correspondientes a ambas sollicitaciones.



**Figura 4.1** - Vigas de LVL

##### 4.2.1.1 Verificación a Flexión

El momento resistente de diseño de las vigas ( $M_d$ ), para el estado límite último, debe satisfacer la ecuación 4.1:

$$M_d = \phi k_1 k_4 k_5 k_{14} k_{24} k_8 f_b Z \geq M_u \quad (4.1)$$

Donde

- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia a flexión
- $k_1, k_4, k_5, k_{14}, k_{24}$  : Factores de modificación definidos en la sección 4.2
- $k_8$  : Factor de estabilidad
- $f_b$  : Esfuerzo característico en flexión (Tabla 3.4)
- $Z$  : Módulo de flexión de la sección transversal respecto al eje neutro (para vigas rectangulares  $Z = b d^2/6$ , donde  $b$  es el ancho y  $d$  es la profundidad de la viga).
- $M_u$  : Momento de flexión máximo producido por las combinaciones de carga adecuadas.

Para obtener el factor de estabilidad, es necesario determinar el coeficiente de esbeltez que determina el límite de pandeo lateral de las vigas. Para una viga de sección transversal rectangular, la esbeltez se calcula por medio de la ecuación 4.2 [5]:

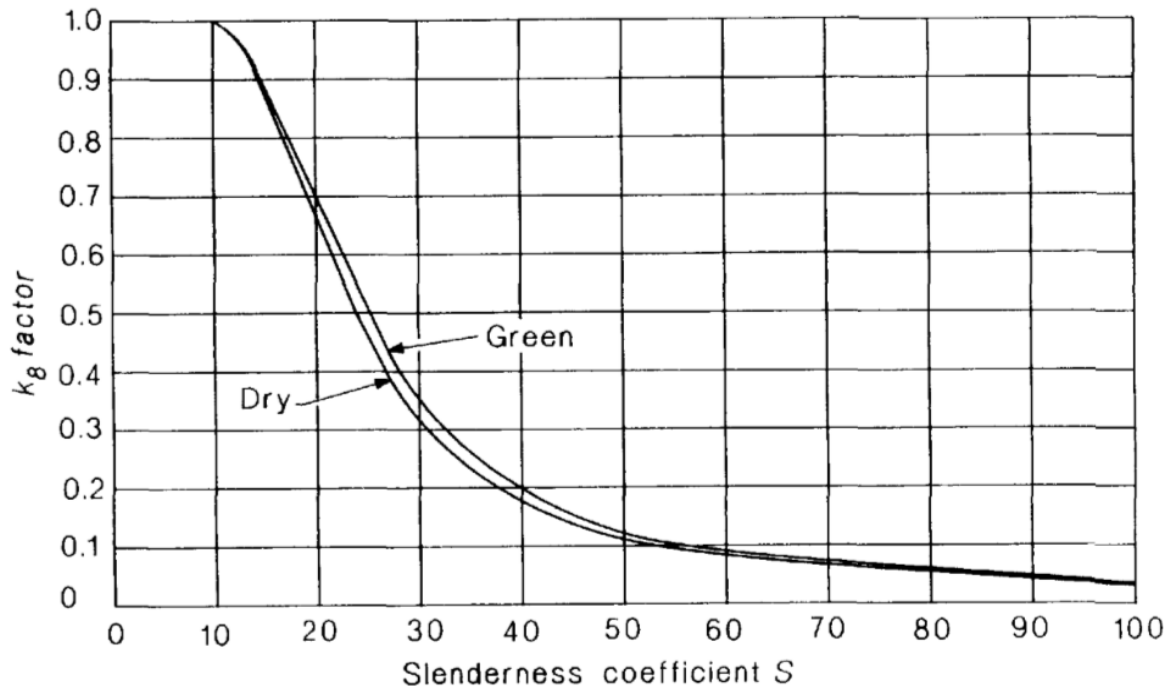
$$S = 1.35 \left[ \frac{L_{ay}}{b} \left[ \left( \frac{d}{b} \right)^2 - 1 \right]^{0.5} \right]^{0.5} \quad (4.2)$$

Donde  $L_{ay}$  es la distancia entre los puntos restringidos al movimiento lateral del borde en compresión, y  $b$  y  $d$  son el ancho y la profundidad de la sección, respectivamente.

Según la norma neozelandesa NZS3603, el factor de estabilidad se obtiene en función del coeficiente de esbeltez ( $S$ ), que, como se muestra en el Figura 4.2, es igual a 1.0 cuando  $S \leq 10$ .

**Tabla 4.3** - Cálculo del factor de estabilidad de la viga

Sección [m <sup>2</sup> ]	$L_{ay}$ [mm]	$S$	$K_8$
V 0.5 x 0.6	6400	3.93	1



**Figura 4.2** - Factor de estabilidad [22].

Debido a que las vigas son cargadas de forma paralela a las caras de las láminas, se debe considerar el esfuerzo característico asociado a las láminas “verticales” de la Tabla 3.4, que en este caso es  $f_b = 50$  MPa. El análisis solo se realiza en esta dirección, ya que las vigas no están sometidas a flexión respecto al eje débil.

Aplicando los criterios mencionados, el momento flector resistente de las vigas ( $M_d = 55.5$  tonf-m) es mayor que las solicitaciones ( $M_u$ ) obtenidas con las combinaciones de carga para el estado límite último de la norma AS/NZS1170.1:2002, con una relación de demanda/capacidad del 36%. Como se presenta en la Tabla 4.4, también se realiza la verificación respecto a las solicitaciones de momento calculadas al considerar las combinaciones de carga del método LFRD que especifica la normativa chilena, donde se obtiene una relación demanda/capacidad igual al 50%.

**Tabla 4.4** - Verificación a flexión de las vigas

Combinaciones de Carga	$M_u$ [tonf-m]	$M_d$ [tonf-m]	$M_u/M_d$
AS/NZS 1170.1:2002	19.7	55.5	0.36
NCh3171.Of2010	27.7	55.5	0.50

#### 4.2.1.2 Verificación a Corte

La resistencia al corte de diseño ( $V_d$ ) de una viga de LVL, debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$V_d = \phi k_1 k_4 k_5 k_{14} f_s A_s \geq V_u \quad (4.3)$$

Donde

- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia a corte
- $k_1, k_4, k_5, k_{14}$  : Factores de modificación definidos en la sección 4.2
- $f_s$  : Esfuerzo característico de corte (Tabla 3.4)
- $A_s$  : Área del plano de corte ( $A_s = 2bd/3$  para vigas rectangulares cargadas sobre el eje fuerte en flexión, donde  $b$  es el ancho y  $d$  es la profundidad de la viga)
- $V_u$  : Esfuerzo de corte máximo producido por las combinaciones de carga asociadas al estado límite último.

Las vigas están sometidas a corte en dirección del eje local Y, por lo que la resistencia de éstas se calcula según el esfuerzo característico para las láminas verticales ( $f_s = 4.6$  MPa). La Tabla 4.5 presenta el corte requerido y resistente de diseño, obtenido para las vigas en estudio. Alcanzando una relación demanda/capacidad del 17% y 25%, al utilizar las sollicitaciones de la norma neozelandesa y chilena respectivamente.

**Tabla 4.5** - Verificación a corte de las vigas

Combinaciones de Carga	$V_u$ [tonf]	$V_d$ [tonf]	$V_u/V_d$
AS/Nzs 1720.0	8.2	46.7	0.17
NCh3171.Of2010	11.5	46.7	0.25

#### 4.2.1.3 Verificación de Deformaciones para el Estado Límite de Servicio

La norma chilena de diseño en madera NCh1198, especifica que la deformación máxima admisible de los elementos sometidos a flexión se determina según el tipo de estructura, teniendo en cuenta la posibilidad de daño de los materiales de recubrimiento, y exigencias estéticas y funcionales. Sin embargo, si es que no existen requisitos especiales para la deformación máxima admisible, la norma sugiere que para vigas de pisos de construcciones en general, se considere un límite de deformación de  $L/360$  exclusivamente para sobrecarga, y de  $L/300$  para peso propio más sobrecarga ( $L$  es el largo de la viga). Además, para el cálculo de las deformaciones se consideró el módulo de elasticidad inherente al percentil del 5%. Este valor se puede suponer igual a un 85% del valor del módulo de elasticidad ( $E_0$ ), dada la baja variabilidad en las propiedades de la madera LVL [5]. Como se muestra en la Tabla 4.6, se verifica que las deflexiones en las vigas son menores a los límites propuestos por la normativa chilena. En forma conservadora, el valor límite se calculó para la viga de menor longitud ( $L = 4.95$  m).

**Tabla 4.6** - Verificación de deformación en vigas.

Combinación de carga	Deflexión [m]	Límite [m]	Verificación
D	0.004	0.014	Cumple
D + L	0.007	0.017	Cumple

#### 4.2.2 Columnas de LVL

En el cálculo de la resistencia de la columna, se tiene en cuenta la longitud efectiva y el factor de estabilidad lateral. La longitud efectiva se considera como la longitud real multiplicada por un factor ( $k_{10}$ ) que considera la condición de apoyo de los extremos. En este caso se supone que los extremos

de las columnas están restringidos al desplazamiento por el efecto de las vigas, por lo que se utiliza  $k_{10} = 1.0$ .

El coeficiente de esbeltez lateral de columnas de sección rectangular se calcula con la ecuación 4.4. En columnas sometidas solo a cargas laterales se debe cumplir que  $S \leq 85$ , mientras que en otros casos se requiere  $S \leq 50$  [22]:

$$S = \frac{k_{10}L}{d} \quad (4.4)$$

Como se muestra en la Tabla 4.8, el factor de estabilidad ( $k_8$ ) posee un valor igual a 1.0, ya que el coeficiente de esbeltez es menor que 10 (ver Figura 4.2)

**Tabla 4.8.** Cálculo del factor de estabilidad de las columnas.

Sección [m <sup>2</sup> ]	L [mm]	$k_{10}$	S	$k_8$
0.85 x 0.85	3000	1.0	3.5	1.0
1.05 x 1.05	3000	1.0	2.9	1.0

#### 4.2.2.1 Verificación a Compresión y Tracción

La resistencia de diseño en compresión de las columnas para el estado límite último ( $N_{d,c}$ ), debe satisfacer la ecuación 4.5, mientras que resistencia de diseño en tracción ( $N_{d,t}$ ), debe cumplir con la ecuación 4.6.

$$N_{d,c} = \phi k_1 k_{14} k_8 f_c A \geq N_{u,c} \quad (4.5)$$

$$N_{d,t} = \phi k_1 k_4 k_{14} k_{24} f_t A \geq N_{u,t} \quad (4.6)$$

Donde

- $\phi$  : Factor de reducción de la resistencia
- $k_1, k_4, k_{24}$ : Factores de modificación definidos en la sección 4.2
- $k_8$ : Factor de estabilidad
- $f_c$  : Esfuerzo característico en compresión (Tabla 3.4)
- $f_t$  : Esfuerzo característico en tracción (Tabla 3.4)
- $A$  : Área de la sección transversal de la columna

Como se observa en la Tabla 4.7, con las combinaciones de carga de la norma chilena se producen las relaciones de demanda/capacidad en compresión más desfavorables, con una relación del 37% para las columnas de menor sección transversal, y un 24% para las columnas del primer piso. De esta forma, se verifica que las secciones cumplen con los requisitos de diseño a compresión.

**Tabla 4.7 - Verificación a compresión de la columna**

Sección [m <sup>2</sup> ]	Combinaciones de Carga	$N_{u,c}$ [tonf]	$N_{d,c}$ [tonf]	$N_u/N_d$
1.05 x 1.05	AS/Nzs 1720.0	396	2275	0.17
	NCh3171.Of2010	554	2275	0.24
0.85 x 0.85	AS/Nzs 1720.0	391	1491	0.26
	NCh3171.Of2010	547	1491	0.37

La verificación de las columnas a tracción se presenta en la Tabla 4.8. Las solicitaciones obtenidas en el segundo nivel presentan las condiciones más desfavorables, con una tracción máxima de 428 tonf, alcanzando una relación de utilidad del 55% con las combinaciones de carga chilenas.

**Tabla 4.8** - Verificación a tracción de las columnas

Sección [m <sup>2</sup> ]	Combinaciones de Carga	N <sub>u,t</sub> [tonf]	N <sub>d,t</sub> [tonf]	N <sub>u</sub> /N <sub>d</sub>
1.05 x 1.05	AS/Nzs 1720.0	282	1160	0.24
	NCh3171.Of2010	427	1160	0.37
0.85 x 0.85	AS/Nzs 1720.0	284	785	0.36
	NCh3171.Of2010	428	785	0.55

#### 4.2.2.2 Verificación a Flexión

La resistencia de flexión de diseño ( $M_d$ ) de las columnas, para el estado límite último, debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$M_d = \phi k_1 k_4 k_5 k_{14} k_{24} k_8 f_b Z \geq M_u \quad (4.7)$$

Donde

- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia a flexión.
- $k_1, k_4, k_5, k_{14}, k_{24}$  : Factores de modificación definidos en la sección 4.2.
- $k_8$  : Factor de estabilidad.
- $f_b$  : Esfuerzo característico en flexión (Tabla 3.4).
- $Z$  : Módulo de flexión de la sección transversal respecto al eje neutro (para una sección rectangular  $Z = b d^2/6$ , donde  $b$  es el ancho y  $d$  es la profundidad de la sección).
- $M_u$  : Momento de flexión obtenidos con las combinaciones de carga del estado límite último.

Las columnas están dispuestas con sus láminas orientadas en la dirección del eje global Y, por lo que poseen una mayor resistencia a flexión en dicha dirección. El esfuerzo máximo debido a flexión en este caso es  $f_{b-y} = 50$  MPa. En el sentido del eje global X, en tanto, se tiene un esfuerzo máximo resistente  $f_{b-x} = 42$  MPa. Como se muestra en la Tabla 4.9, las columnas poseen una elevada resistencia a flexión comparada con la magnitud de las solicitaciones, alcanzando relaciones de demanda/capacidad de un 16% en los pisos superiores. En las columnas del primer piso se presentan las menores solicitaciones a flexión debido a que éstas se encuentran rotuladas en la base.

**Tabla 4.9** - Verificación a flexión de las columnas

Sección [m <sup>2</sup> ]	Dirección	Combinaciones de Carga	M <sub>u</sub> [tonf-m]	M <sub>d</sub> [tonf-m]	M <sub>u</sub> /M <sub>d</sub>
1.05 x 1.05	X	AS/Nzs 1720.0	5.4	267	0.02
		NCh3171.Of2010	7.7	267	0.03
	Y	AS/Nzs 1720.0	4.6	317	0.01
		NCh3171.Of2010	6.6	317	0.02
0.85 x 0.85	X	AS/Nzs 1720.0	16.7	147	0.11
		NCh3171.Of2010	23.4	147	0.16
	Y	AS/Nzs 1720.0	17.3	174	0.10
		NCh3171.Of2010	24.2	174	0.14

### 4.2.2.3 Verificación a Corte

La resistencia de diseño al corte de las columnas, para el estado límite último ( $V_d$ ), debe satisfacer la ecuación 4.8.

$$V_d = \phi k_1 k_4 k_5 k_{14} f_s A_s \geq V_u \quad (4.8)$$

Donde

- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia a corte
- $k_1, k_4, k_5, k_{14}$ : Factores de modificación definidos en la sección 4.2
- $f_s$  : Esfuerzo característico de corte (Tabla 3.4)
- $A_s$ : Área del plano de corte (para secciones rectangulares cargadas sobre el eje fuerte en flexión,  $A_s = 2bd/3$  donde  $b$  es el ancho y  $d$  es la profundidad de la viga.
- $V_u$ : Esfuerzo de corte máximo producido por las combinaciones de carga del estado límite último.

La verificación del diseño al corte se presenta en la Tabla 4.10. Los resultados indican que las secciones cumplen con las solicitaciones máximas, con una relación de demanda/capacidad máxima del 18%. Sin embargo, estas solicitaciones pueden ser menores a las requeridas por un diseño por capacidad, que incluye el desarrollo de la máxima resistencia axial de las riostras cuando corresponda.

**Tabla 4.10** - Verificación a corte de las columnas.

Sección [m <sup>2</sup> ]	Dirección	Combinaciones de Carga	V <sub>u</sub> [tonf-m]	V <sub>d</sub> [tonf-m]	V <sub>u</sub> /V <sub>d</sub>
1.05 x 1.05	X	AS/Nzs 1720.0	2.2	131	0.02
		NCh3171.Of2010	3.2	131	0.02
	Y	AS/Nzs 1720.0	1.9	172	0.01
		NCh3171.Of2010	2.7	172	0.02
0.85 x 0.85	X	AS/Nzs 1720.0	10.7	86	0.13
		NCh3171.Of2010	15.1	86	0.18
	Y	AS/Nzs 1720.0	11.0	112	0.10
		NCh3171.Of2010	15.4	112	0.14

### 4.2.2.5 Verificación a la Combinación de Fuerzas Axiales y Flexión

Cuando las columnas están sometida a la acción combinada de compresión y flexión, se debe verificar la siguiente ecuación para ambas direcciones de análisis:

$$\left(\frac{M_u}{M_d}\right) + \left(\frac{N_{u,c}}{N_{d,c}}\right) \leq 1 \quad (4.9)$$

En la siguiente tabla se verifica que el diseño de las columnas cumple con la acción combinada de flexión y compresión. El máximo valor de ésta, 53%, se obtiene en las columnas de menor sección en la dirección de análisis X y con las combinaciones de carga de la norma chilena. Por lo tanto, se cumple con el criterio de diseño de la Ecuación 4.9.

**Tabla 4.11** - Verificación de flexión y compresión combinados

Sección [m <sup>2</sup> ]	Dirección	Combinaciones de Carga	M <sub>u</sub> [tonf-m]	M <sub>d</sub> [tonf-m]	N <sub>u,c</sub> [tonf]	N <sub>d,c</sub> [tonf]	Formula (4.9)
1.05 x 1.05	X	AS/Nzs 1720.0	5.4	267	396	2275	0.19
		NCh3171.Of2010	7.7	267	554	2275	0.27
	Y	AS/Nzs 1720.0	4.6	317	396	2275	0.19
		NCh3171.Of2010	6.6	317	554	2275	0.26
0.85 x 0.85	X	AS/Nzs 1720.0	16.7	147	391	1491	0.38
		NCh3171.Of2010	23.4	147	547	1491	0.53
	Y	AS/Nzs 1720.0	17.3	174	391	1491	0.36
		NCh3171.Of2010	24.2	174	547	1491	0.51

Respecto a los miembros sometidos a esfuerzos de flexión y tracción, se deberá cumplir con la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{M_u}{M_d}\right) + \left(\frac{N_{u,t}}{N_{d,t}}\right) \leq 1 \quad (4.10)$$

En la Tabla 4.12, se presentan los valores obtenidos de la Ecuación 4.10. Se observa que, en todos los casos, se cumple con los requisitos del diseño.

**Tabla 4.12** - Verificación flexión y tracción combinados

Sección [m <sup>2</sup> ]	Dirección	Combinaciones de Carga	M <sub>u</sub> [tonf-m]	M <sub>d</sub> [tonf-m]	N <sub>u,t</sub> [tonf]	N <sub>d,t</sub> [tonf]	Formula (4.10)
1.05 x 1.05	X	AS/Nzs 1720.0	5.4	267	282	1160	0.26
		NCh3171.Of2010	7.7	267	427	1160	0.40
	Y	AS/Nzs 1720.0	4.6	317	282	1160	0.26
		NCh3171.Of2010	6.6	317	427	1160	0.39
0.85 x 0.85	X	AS/Nzs 1720.0	16.7	147	284	785	0.48
		NCh3171.Of2010	23.4	147	428	785	0.71
	Y	AS/Nzs 1720.0	17.3	174	284	785	0.46
		NCh3171.Of2010	24.2	174	428	785	0.68

### 4.3 Losas de Madera Contralaminada (CLT)

Para el diseño de las losas se consideraron los criterios de resistencia y de servicialidad que proponen los estándares norteamericanos [30, 31]. Esto involucra la verificación de la resistencia a flexión, corte y de las vibraciones que se producen en el sistema.

El diseño se realiza utilizando el método LRFD y las combinaciones de carga asociadas a las cargas gravitacionales especificadas por los códigos estadounidenses y chilenos ASCE 7-10 [59] y NCh3171Of.2010 [72], respectivamente. Dichas combinaciones de carga, llamadas C1 y C2, se presentan en las ecuaciones 4.11 y 4.12, respectivamente.

$$C1: 1.4 D \quad (4.11)$$

$$C2: 1.2 D + 1.6 L \quad (4.12)$$

Para analizar las deflexiones y solicitaciones de flexión y corte que se producen en el panel debido a las cargas gravitacionales, las losas son modeladas como elementos tipo "Shell Thick", que consideran las deformaciones por corte en el sistema.

#### 4.3.1 Verificación a Flexión y Corte

El diseño a flexión y corte de las losas se realizó según los requisitos del código National Design Specification for Wood Construction [58] y el manual de CLT preparado por FPInnovations, Vancouver, Canadá [30]. Utilizando la ecuación 4.13 se verifica la resistencia a flexión de las losas.

$$M_d = \phi F_b S_{eff} \lambda \geq M_u \quad (4.13)$$

Donde:

- $M_u$ : Momento máximo obtenido desde las combinaciones de carga (LRFD).
- $M_d$ : Momento de diseño.
- $\phi$ : Factor de reducción de la resistencia a flexión ( $\phi = 0.85$ ).
- $F_b$ : Esfuerzo característico a flexión (tabla 2.3).
- $S_{eff}$ : Módulo efectivo de la sección.
- $\lambda$ : Factor por efecto de tiempo.

El código NDS [58], especifica un factor por efecto de tiempo  $\lambda = 0.6$  para la combinación de carga de sólo peso propio (ecuación 4.11), y un factor  $\lambda = 0.8$  para la combinación que incluye la sobrecarga (ecuación 4.12).

Como se presenta en la ecuación 4.14, el módulo efectivo de la sección ( $S_{eff}$ ) se obtiene dividiendo la rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) por el módulo de elasticidad de la capa exterior ( $E_1$ ), y la mitad del espesor del panel ( $h/2$ ). Para determinar el módulo de la sección en la dirección del eje débil de la losa, se desprecian las capas exteriores en el cálculo del espesor. La rigidez efectiva del panel, tanto en la dirección fuerte como la débil, se determina en la sección 3.2.1.2.

$$S_{eff} = \frac{2 EI_{eff}}{E_1 h} \quad (4.14)$$

Con los análisis, se determinan las solicitaciones de momento ( $M_u$ ) en dirección del eje fuerte y débil de las losas, y son comparadas con su resistencia a flexión ( $M_d$ ). Como se muestra en la Tabla 4.13, las losas de CLT poseen una resistencia a flexión mucho mayor en la dirección principal que en torno al eje débil. Sin embargo, en ambos casos, se cumplen los requisitos de diseño.

**Tabla 4.13** - Verificación a flexión de las losas CLT

Dirección	Combinación	$E_{eff}$ [tonf-m <sup>2</sup> ]	$S_{eff}$ [m <sup>3</sup> ]	$F_b$ [tonf/m <sup>2</sup> ]	$\lambda$	$M_d$ [tonf-m/m]	$M_u$ [tonf-m/m]	$M_u/M_d$
Eje Fuerte	1.2 D + 1.6 L	1114	0.007	3100	0.8	15.2	2.0	0.13
	1.4 D	1114	0.007	3100	0.6	11.4	0.9	0.08
Eje débil	1.2 D + 1.6 L	347	0.004	1203	0.8	3.3	2.24	0.67
	1.4 D	347	0.004	1203	0.6	2.5	1.29	0.51

Por otra parte, para verificar el diseño al corte de las losas de CLT, se utiliza un método simplificado donde se evalúa la capacidad de la fibra extrema del panel. Para esto, es necesario calcular el valor de  $\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{eff}$  como se presenta en la ecuación 4.15.

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{eff} = \frac{EI_{eff}}{\sum_{i=1}^{n/2} E_i h_i z_i} \quad (4.15)$$

Donde:

- $EI_{eff}$ : Rigidez a flexión efectiva
- $E_i$ : Módulo de elasticidad de la capa i
- $h_i$ : Espesor de la capa i, excepto de la capa ubicada en el centro del panel, en ese caso se considera la mitad del espesor.
- $z_i$ : Distancia entre el eje neutro del panel al eje neutro de la capa i

El diseño al corte de las losas debe cumplir con que la resistencia de diseño ( $V_d$ ), calculada como se plantea en la ecuación 4.16, sea mayor que la demanda de corte ( $V_u$ ).

$$V_d = \phi F_s \left(\frac{Ib}{Q}\right)_{eff} \lambda \geq V_u \quad (4.16)$$

Donde:

- $V_u$ : Corte máximo obtenido desde las combinaciones de cargas LRFD.
- $V_d$ : Corte de diseño.
- $\phi$ : factor de reducción al corte ( $\phi = 0.75$ ).
- $F_s$ : esfuerzo característico a corte rodante (Tabla 2.3).
- $\lambda$ : factor de efecto de tiempo.

La Tabla 4.14 presenta los resultados obtenidos para las secciones propuestas, que cumplen de forma satisfactoria los requerimientos de diseño en ambas direcciones de análisis.

**Tabla 4.14** - Verificación a corte de las losas.

Dirección	Combinación	$(Ib/Q)_{eff}$ [m <sup>2</sup> ]	$f_s$ [T/m <sup>2</sup> ]	$\lambda$	$V_d$ [tonf/m]	$V_u$ [tonf/m]	$V_u/V_d$
Eje Fuerte	1.2 D + 1.6 L	0.177	51.0	0.8	5.4	1.8	0.33
	1.4 D	0.177	51.0	0.6	4.1	1.0	0.25
Eje débil	1.2 D + 1.6 L	0.109	51.0	0.8	3.3	1.5	0.46
	1.4 D	0.109	51.0	0.6	2.5	0.9	0.36

### 4.3.2 Control de Vibraciones.

Los pisos de CLT (sin recubrimiento), generalmente tienen una frecuencia de vibración mayor a 9 Hz. Esta frecuencia es mayor a la generada por los pasos de las personas, por lo que es muy poco probable que se genere resonancia en este tipo de losas. Además, los humanos generalmente son sensibles a las frecuencias de vibración que se encuentran en un rango de 4 Hz a 8 Hz, por lo que es importante verificar que las frecuencias de las losas de CLT sobrepasen dichos valores y lograr así el adecuado confort en el habitar [30]. Mediante la ecuación 4.17, se estima que la frecuencia fundamental del sistema de pisos es aproximadamente igual a 11 Hz, por lo que se cumple con esta recomendación.

$$f = \frac{3.142}{2 l^2} \sqrt{\frac{EI_{app}}{\rho A}} \quad (4.17)$$

El diseño de la losa por efectos de vibración se realiza según las indicaciones del Manual de CLT de FPIInnovations [30]. La distancia máxima entre los apoyos de una losa está dada por la Ecuación 4.18:

$$l_{max} = \frac{1}{9.15} \frac{(EI_{app})^{0.293}}{(\rho A)^{0.123}} \quad (4.18)$$

Donde

- $EI_{app}$ : Rigidez aparente del panel en un metro de ancho (N-m<sup>2</sup>)
- $\rho$ : Densidad del panel CLT, en kgf/m<sup>3</sup>
- $A$ : Sección transversal del panel en un metro de ancho, en m<sup>2</sup>

Structurlam, siguiendo esta formulación, proporciona las longitudes máximas que pueden tener los paneles de los distintos grados y espesores para cumplir con los requerimientos de vibración [35]. Para los paneles CLT 245E de grado E1M5, se indica que estos pueden tener un largo máximo de 6.8 m por efectos de vibración. En la estructura en estudio, la mayor distancia entre apoyos de las losas es de 6.4 m, y por lo tanto cumplen con este requisito.

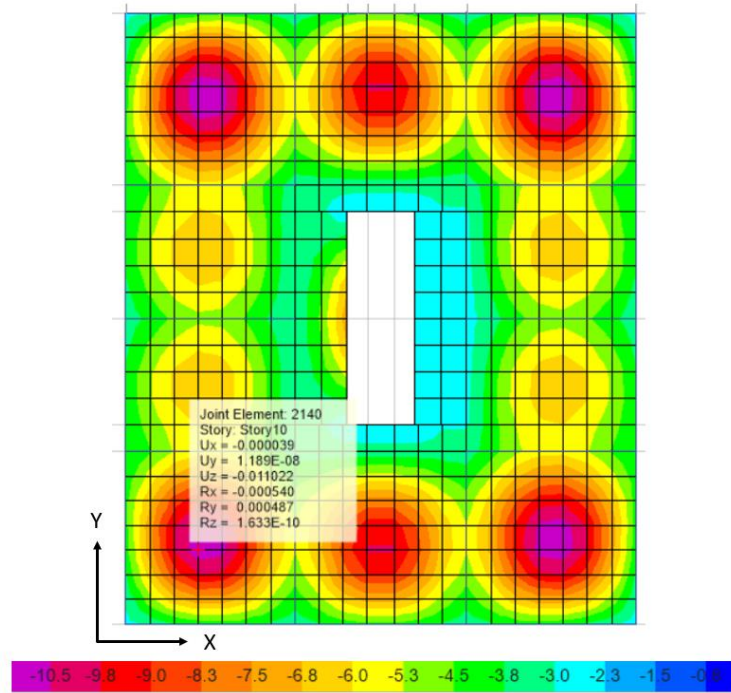
### 4.3.4 Deflexiones Admisibles

Los fabricantes de los paneles indican un límite de deflexión máximo igual a L/180, donde L es la distancia entre apoyos, para los sistemas de losas conformados con paneles CLT [35]. Sin embargo, lo estipulado por la normativa de diseño en madera chilena NCh1198 es más restrictivo aún, ya que indica que la deformación de cubiertas de techo y de pisos, no deben superar el límite de  $L/200 \leq 10$  mm.

Como se observa en la Figura 4.3 la deformación máxima calculada es igual a 11 mm, y ocurre en la losa de dimensiones 6.4 m por 6.3 m. Como  $6300/180 = 35$  mm, se cumple con el límite establecido por el fabricante. Sin embargo, la deflexión es mayor que el límite máximo de 10 mm permitido por la normativa chilena. Esta limitación es mucho más restrictiva que las que se utilizan para otros materiales como el hormigón, y no es consistente con lo que indican los estándares internacionales sobre las deformaciones límites de sistemas de piso de CLT.

**Tabla 4.15** - Verificación de deflexión.

Combinación	L [m]	Límite [L/180]	Deflexión [m]	Verificación
D + L	6.3	0.035	0.011	Cumple



**Figura 4.3** - Deflexión de las losas CLT.

#### 4.4 Muros Postensados de Madera Contralaminada CLT

En la Figura 4.4 se presenta el detalle y la nomenclatura que se le designa a cada muro. Los paneles de CLT postensados, son una tecnología de construcción alternativa a las conexiones tradicionales capaces de lograr un alto rendimiento sísmico. Las principales ventajas de este tipo de conexión son: (1) no se producen daños en el elemento estructural, (2) no existen desplazamientos residuales, y (3) los disipadores se pueden reemplazar después de un evento sísmico. Debido a que en este estudio se desea que la disipación de energía se concentre sólo en los arriostramientos, y que el resto de la estructura se comporte en el rango elástico, se utilizan muros de CLT con barras postensadas sin incluir disipadores. Sin embargo, se propone que estos sean incluidos en investigaciones futuras, con el fin de evaluar el beneficio de incorporarlos.

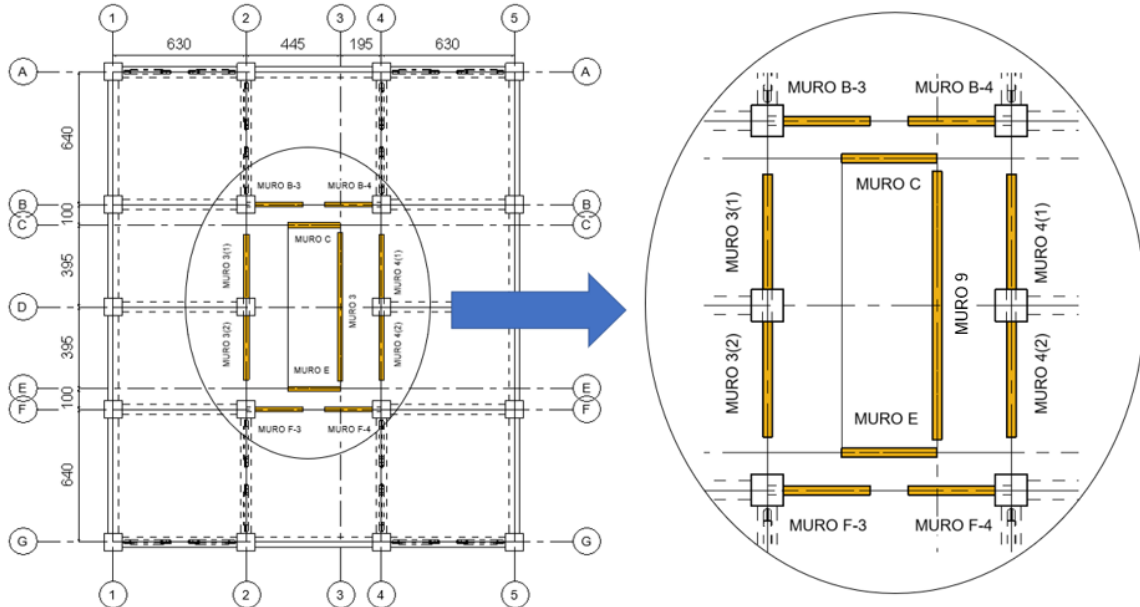


Figura 4.4 - Detalle muros de CLT.

##### 4.4.1 Verificación a Corte

Los fabricantes de los paneles (“Structurlam” en este caso) indican la resistencia máxima al corte en el plano ( $V_r$ ), que poseen los diferentes tipos de paneles que fabrican, calculada según la metodología de verificación y capacidad de corte de Schickhofer, desarrollada en la Universidad de Graz [35] y con el factor de reducción correspondiente aplicado ( $\phi$ ). De esta forma se verifica que las solicitaciones de corte obtenidas por el método LRFD, no superen la resistencia al corte de 28.5 tonf/m indicada por los proveedores para los paneles CLT 245E de grado E1M5. En la Tabla 4.16 se presenta la verificación del diseño al corte de los muros.

Tabla 4.16 - Verificación al corte en el plano de los muros CLT

Muro	b [m]	$V_r$ [tonf]	$V_u$ [tonf]	$V_u < V_r$
M-3	3.5	100	34	Cumple
M-4	3.5	100	33	Cumple
M-9	7.2	205	69	Cumple
M-B3; M-B4; M-F3; M-F4	2.7	77	29	Cumple
M-C; M-E	2.5	71	22	Cumple

#### 4.4.2 Verificación a Compresión y Tracción

En el diseño a compresión de los muros, la carga axial aplicada debe ser menor que el esfuerzo máximo a compresión multiplicado por el área transversal de las capas que tienen sus fibras en la dirección de la carga, multiplicada por los factores que se definen en la ecuación 4.19.

$$P_{dc} = \phi F_c A_{paralela} C_p \lambda \geq P_{uc} \quad (4.19)$$

Donde

- $P_{uc}$ : Compresión máxima obtenida desde las combinaciones de cargas LRFD.
- $P_{dc}$ : Compresión de diseño.
- $\phi$ : Factor de reducción para compresión ( $\phi = 0.9$ )
- $F_c$ : Esfuerzo característico a compresión (Tabla 2.3)
- $\lambda$ : Factor de efecto de tiempo
- $C_p$ : Factor de estabilidad

El factor de estabilidad se define en la ecuación 4.20:

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{P_{CE}}{P_c^*}\right)}{2c} \sqrt{\left(\frac{1 + \left(\frac{P_{CE}}{P_c^*}\right)}{2c}\right)^2 - \frac{\left(\frac{P_{CE}}{P_c^*}\right)}{c}} \quad (4.20)$$

Donde  $P_c^*$  es la resistencia de diseño a compresión, multiplicada por todos los factores de ajuste excepto  $C_p$ ;  $c$  es 0.9 para madera tipo CLT; y  $P_{CE}$  está dado por la ecuación 4.21:

$$P_{CE} = \frac{\pi^2 EI'_{app-min}}{L^2} \quad (4.21)$$

Donde  $L$  es la altura del muro y la rigidez a flexión aparente mínima,  $EI'_{app-min}$ , se determina con la ecuación 4.22.

$$EI'_{app-min} = 0.5184 \frac{EI_{eff}}{1 + \frac{k_s EI_{eff}}{GA_{eff} l^2}} \quad (4.22)$$

El factor  $k_s$  depende de las condiciones de carga y apoyo. En este estudio se consideró el caso más desfavorable, equivalente a  $k_s = 57.6$ , adecuada para una carga uniformemente distribuida y apoyo fijo en la base del muro. En la Tabla 4.17, se presentan los resultados obtenidos para los muros diseñados, para  $C_p = 0.977$ .

**Tabla 4.17** - Verificación a compresión de los muros CLT

Muro	b [m]	A[m <sup>2</sup> ]	F <sub>c</sub> [tonf/m <sup>2</sup> ]	P <sub>dc</sub> [tonf]	P <sub>uc</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> < P <sub>d</sub>
M 3(1) y M3(2)	3.5	0.5	1990	518	280	Cumple
M 4(1) y M 4(2)	3.5	0.5	1990	518	272	Cumple
M 9	7.2	1.0	1990	1059	90	Cumple
M B3-B4-F3-F4	2.7	0.4	1990	397	246	Cumple
M C	2.5	0.4	1990	368	61	Cumple
M E	2.5	0.4	1990	368	61	Cumple

También se debe verificar la resistencia de los paneles CLT bajo cargas axiales de tracción. Debido a que la madera tiene una baja resistencia en tracción perpendicular a la dirección de las fibras, se considera un área efectiva que sólo incluye el área de las capas orientadas en forma paralela a la dirección de la carga.

$$P_{dt} = \phi F_t A_{paralela} \lambda \geq P_{ut} \quad (4.23)$$

Donde

- $P_{ut}$ : Tracción máxima obtenida desde las combinaciones de cargas LRFD.
- $P_{dt}$ : Tracción de diseño.
- $\phi$ : Factor de reducción para tracción ( $\phi = 0.8$ ).
- $F_t$ : Esfuerzo característico a tracción (Tabla 2.3).
- $\lambda$ : Factor de efecto de tiempo

En la siguiente tabla se presenta la verificación del diseño de los muros cuando están sujetos tracción debido a la acción sísmica. Asociado a esto, se considera un factor de efecto de tiempo igual a  $\lambda = 1$ .

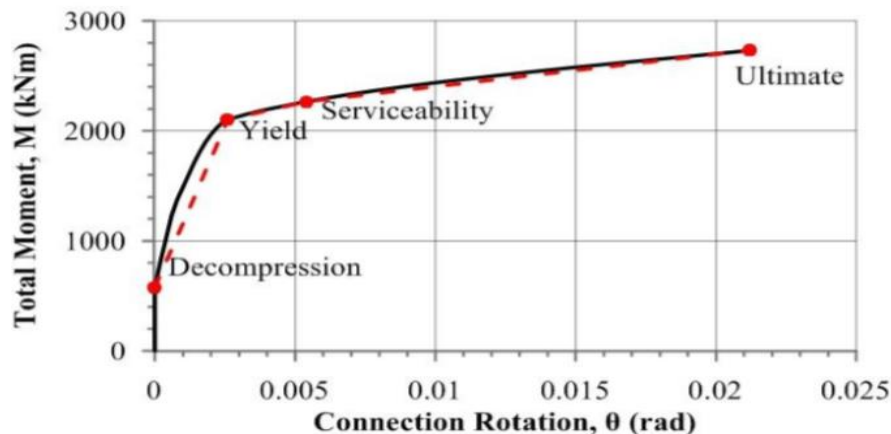
**Tabla 4.18** - Verificación a tracción de los muros CLT

Muro	b [m]	A[m <sup>2</sup> ]	F <sub>t</sub> [tonf/m <sup>2</sup> ]	P <sub>dt</sub> [tonf]	P <sub>ut</sub> [tonf]	P <sub>u</sub> < P <sub>d</sub>
M 3(1) y M3(2)	3.5	0.5	1770	472	169	Cumple
M 4(1) y M 4(2)	3.5	0.5	1770	472	169	Cumple
M-B3-B4-F3-F4	2.7	0.4	1770	361	140	Cumple

#### 4.4.3 Diseño de Muros Postensados de CLT

En el diseño del sistema de postensado de los muros, se consideró el procedimiento que evalúa el comportamiento momento-rotación del muro, originalmente propuesto por Pampanin et al. (2001) [74], luego adaptado por Palermo et al. (2008) [75] para elementos postensados de hormigón y finalmente adaptado para elementos de madera por Newcombe et al. (2008) [76].

En la Figura 4.5, se muestran los límites de desempeño que se presentan en el diagrama de momento-rotación de una conexión tipo. El punto de descompresión corresponde al punto en el que se produce una abertura en la base del muro debido a una rotación. El punto de servicio, en tanto, corresponde al instante en que se alcanza una deformación unitaria de 0.002 en la madera. Finalmente, el punto último corresponde a aquel cuando se alcanza una deformación de 0.004 en la madera, o cuando se alcanza el máximo esfuerzo de las barras de acero postensadas [77].



**Figura 4.5** - Curva momento-rotación muros postensados [77].

Para el diseño se adoptó el método para muros postensados con disipadores de energía presentado por Sarti et al. 2012 [77]. En este método, para una sección transversal dada, se calculan parámetros adimensionales que permiten evaluar la capacidad de momento de la sección. Debido a que en este estudio no se incorporan disipadores de energía en los muros, sólo la carga axial y la fuerza del postensado contribuyen al momento resistente  $M$ . Dichas contribuciones, denominadas  $M_N$  (momento resistente por carga gravitacional axial) y  $M_p$  (momento resistente por postensado), se relacionan mediante la Ecuación 4.24.

$$M_p + M_N = \frac{\lambda M}{1 + \lambda} \quad (4.24)$$

Donde

- $\lambda$  : Capacidad de recentrado.
- $M$  : Solicitación de momento.

Utilizando las contribuciones al momento resistente y las características geométricas y mecánicas del muro, se determinan los parámetros adimensionales presentados en las Ecuaciones 4.25, 4.26 y 4.27 [77].

$$v = \frac{N}{b h f_t} \quad (4.25)$$

$$\mu_p + \mu_n = \frac{M_p + M_N}{b h^2 f_t} \quad (4.26)$$

$$w_p = \frac{A_p f_p}{b h f_t} \quad (4.27)$$

Donde

- $v$  : Fuerza axial adimensional.
- $\mu_p + \mu_n$  : Contribución de momento adimensional debido a la carga axial y postensado.
- $w_p$  : Relación mecánica del postensado.
- $f_t$  : Resistencia característica de la madera en compresión.
- $f_p$  : Resistencia característica del postensado.
- $b$  : Ancho del muro.
- $h$  : Profundidad del muro.
- $A_p$  : Área del postensado.

Para el diseño del postensado, se utilizó el gráfico presentado en la Figura 4.6 (tomado de Sarti et al. [77]), desde donde se obtiene el área de acero requerida del postensado según la contribución de momentos y carga axial, asociadas al muro en estudio (equivalente a un diagrama de interacción momento-carga axial). Además, el esfuerzo inicial del postensado varía como tercer parámetro. La línea superior en color negro representa la capacidad de momento de la sección con un esfuerzo inicial del postensado de  $0.85f_{py}$ , siendo  $f_{py}$  el esfuerzo de fluencia de las barras. Las líneas más delgadas, en cambio, para la misma sección, representan disminuciones del 5% en el esfuerzo inicial de la barra de postensado.

Una vez calculadas las contribuciones de momento y fuerza axial, se ingresa al gráfico para determinar el valor de la razón mecánica del postensado ( $w_p$ ), y el esfuerzo inicial de postensado. Finalmente, con estos datos, se obtiene el área de postensado requerido mediante la ecuación 4.28.

$$A_p = \frac{w_p b h f_t}{f_p} \quad (4.28)$$

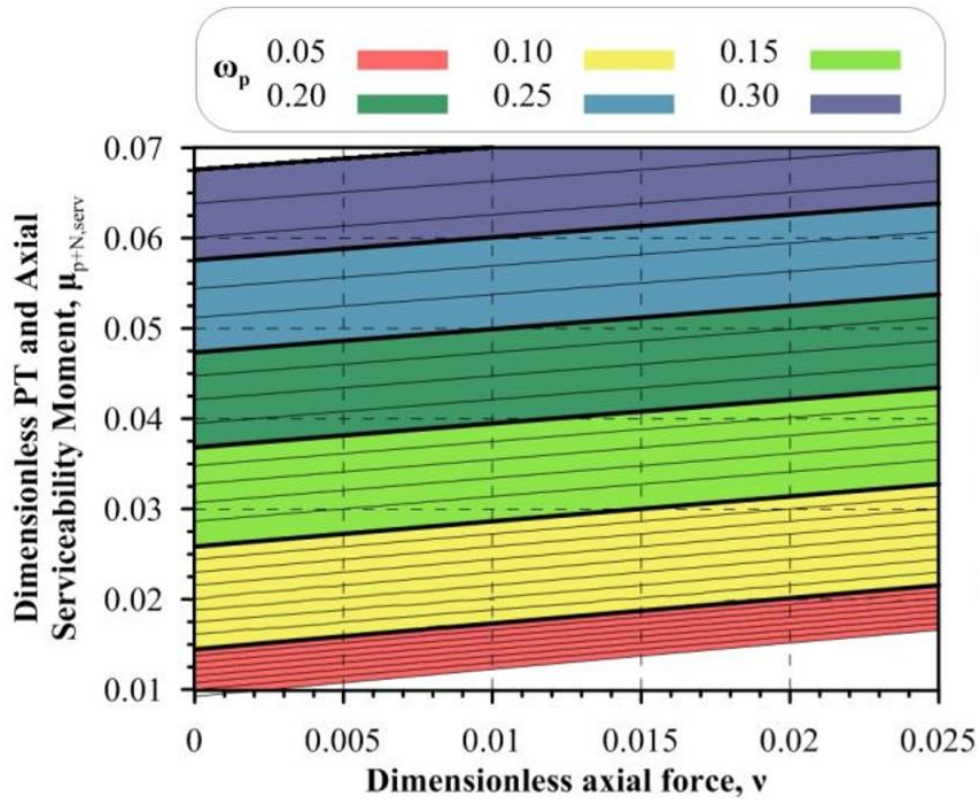


Figura 4.6 - Gráfico para diseño el postensado [77].

En la Tabla 4.19, se presentan los parámetros de diseño y la cuantía de acero requerida en cada muro. La armadura provista consiste en 3 barras distanciadas a 10 centímetros entre sí, como se representa en la Figura 4.7, de distinto diámetro, dependiendo del muro.

Tabla 4.19 - Barras de postensado en muros CLT.

Muro	$w_p$	$F_{yp}$ [%]	$A_{req}$ [m <sup>2</sup> ]	Postensado
M 9	0.1	0.7	0.0042	3 $\phi$ 44
M 3(1); M3(2); M 4(1); M 4(2)	0.1	0.8	0.0021	3 $\phi$ 30
M B3; M F3; M B4; M F4	0.15	0.85	0.0024	3 $\phi$ 32
M C; M E	0.1	0.7	0.0015	3 $\phi$ 25

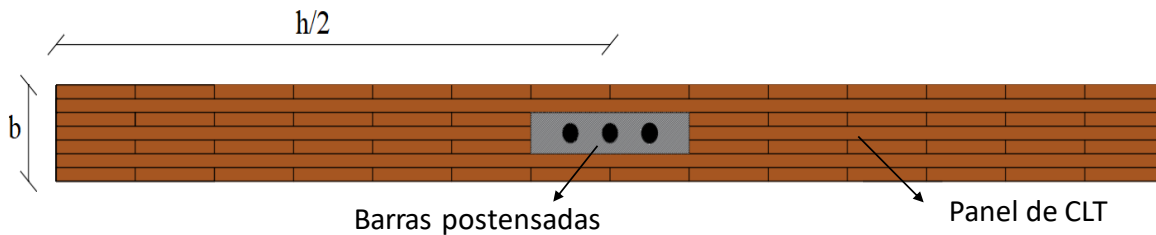


Figura 4.7 - Sección trasversal muro CLT postensado.

#### 4.4.3.1 Curva Analítica de Momento-rotación de la Conexión

El análisis del momento-rotación de los muros postensados se lleva a cabo siguiendo un procedimiento iterativo. Este procedimiento denominado “Modified Monolithic Beam Analogy”, fue adaptado para sistemas de madera postensada por Newcombe et al. (2008) [76].

El comportamiento general de momento-rotación de la conexión en la base del muro se divide en dos casos. El primero ocurre cuando el momento de la conexión es menor que el momento de descompresión, y el muro se comporta como voladizo sin que se produzca una abertura en su base [78]. En este caso, el momento de descompresión queda dado por la siguiente ecuación:

$$M_{dec} = \frac{Z}{A} (T_{pt0} + N) \quad (4.29)$$

Donde:

- $Z$  : Módulo de la sección
- $A$  : Área de la sección transversal
- $T_{pt0}$ : Fuerza inicial de postensado
- $N$ : Fuerza axial de las cargas gravitacionales

El segundo caso, ocurre cuando se supera el momento de descompresión, produciéndose ciertas rotaciones en la base del muro, que hacen necesaria la implementación de un procedimiento iterativo para determinar la curva momento-rotación. En este procedimiento, se impone una rotación en la base de la conexión ( $\theta_{imp}$ ) y se debe iterar para obtener la profundidad del eje neutro ( $c$ ), hasta que se cumpla con las ecuaciones de equilibrio de fuerzas verticales en la sección (ver Figura 4.8). Con estos datos, la deformación de cada barra de postensado, producida por la apertura del muro, se determina mediante la ecuación 4.30.

$$\Delta_{pt,i} = \theta_{imp} (y_{pt,i} - c) \quad (4.30)$$

Donde

- $\Delta_{pt,i}$  : Deformación de la barra de postensado  $i$ .
- $y_{pt,i}$  : Distancia del borde a la barra postensada  $i$  (Ver Figura 4.8).

El incremento en la deformación unitaria y la fuerza de la capa “i” de postensado, se evalúa con las ecuaciones 4.31 y 4.32:

$$\Delta \varepsilon_{pt,i} = \frac{\Delta_{pt,i}}{l_{ub,i}} \quad (4.31)$$

$$\Delta T_{pt,i} = \Delta \varepsilon_{pt,i} E_{pt} A_{pt,i} \quad (4.32)$$

Donde

- $l_{ub,i}$  : Largo de la barra  $i$  de postensado.
- $E_{pt}$  : Módulo de elasticidad del acero postensado.
- $A_{pt,i}$  : Área transversal de la barra  $i$  de postensado.

Luego, la fuerza total del postensado se determina como la suma del incremento de fuerza de la barra  $i$ , denominado  $\Delta T_{pt,i}$ , y la fuerza inicial de postensado de dicha barra ( $T_{pt,0}$ ), tal como se muestra en la ecuación 4.33:

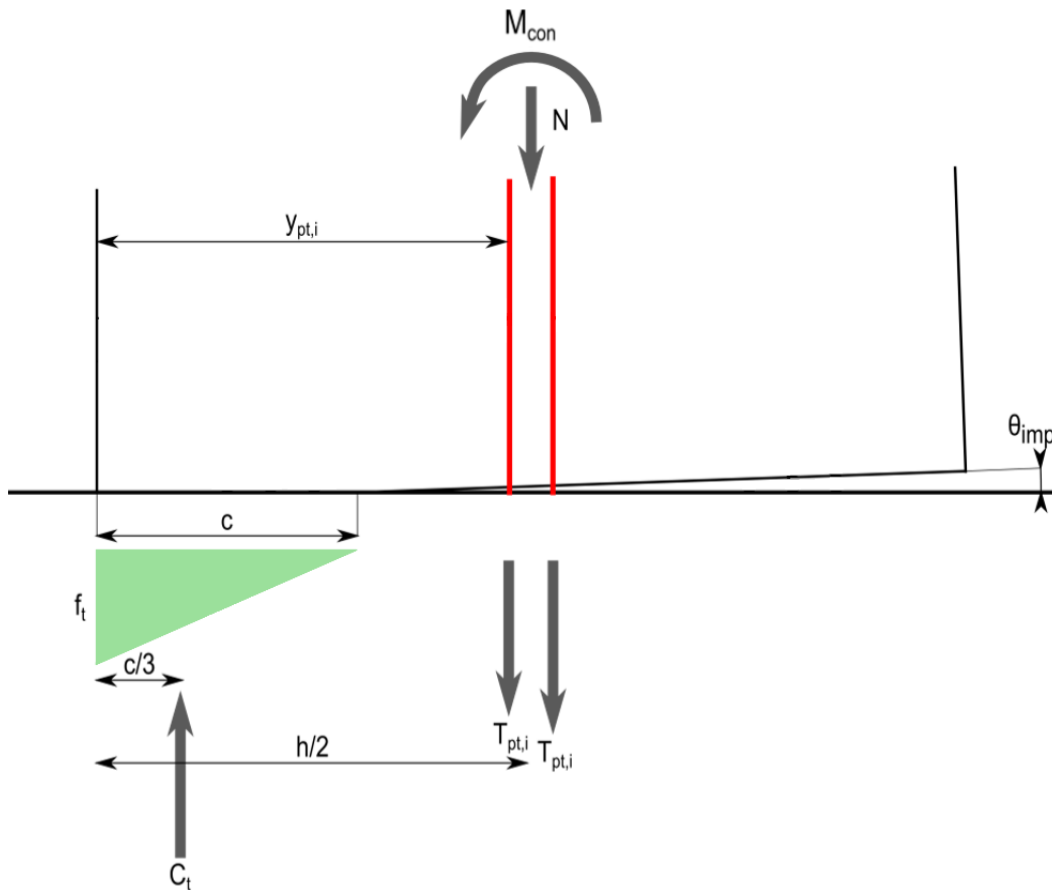
$$T_{pt,i} = T_{pt,0} + \Delta T_{pt,i} \quad (4.33)$$

Por otra parte, para determinar la deformación unitaria de la madera ( $\varepsilon_t$ ), se aplica la condición de compatibilidad de deformaciones y se supone que el desplazamiento por balanceo (“Rocking”) del muro es igual al de un elemento monolítico análogo [78]. Dado este supuesto, se puede definir la deformación unitaria de la madera con la ecuación 4.34:

$$\varepsilon_t = c \left( \frac{3 \theta_{imp}}{L_{cant}} + \phi_{dec} \right) \quad (4.34)$$

Donde la curvatura de descompresión se determina por la ecuación 4.35.

$$\phi_{dec} = \frac{M_{con}}{E_{con} I} \quad (4.35)$$



**Figura 4.8** - Diagrama de fuerzas del muro postensado [78].

El módulo de la conexión ( $E_{con}$ ) se puede suponer igual a 0.7 veces el módulo de elasticidad transversal del panel CLT, según los resultados de los ensayos realizados por Newcombe (2007) [79]. El largo efectivo del muro ( $L_{cant}$ ), depende de la distribución de fuerzas que actúa sobre éste. Suponiendo una distribución de cargas equivalentes triangular invertida, la fuerza en la madera se determina con la ecuación 4.36, donde  $b$  es el ancho del muro:

$$C_t = 0.5 E_{con} \varepsilon_t b c \quad (4.36)$$

Una vez determinadas las fuerzas que intervienen en el muro postensado, se debe verificar que se cumpla el equilibrio de fuerzas. Si esto no se satisface, se debe cambiar el valor de la profundidad del eje neutro hasta obtener el equilibrio.

$$-C_t + \sum_{i=1}^{npt} T_{pt,i} + N = 0 \quad (4.37)$$

Satisfaciendo la ecuación 4.37, se calcula el momento en la base con de la ecuación 4.38, donde  $h$  es el largo de la sección del muro.

$$M_{con} = \sum_{i=1}^{npt} T_{pt,i} \left( y_{pt,i} - \frac{c}{3} \right) + N \left( \frac{h}{2} - \frac{c}{3} \right) \quad (4.38)$$

En la Figura 4.9 se presenta las curvas de momento-rotación obtenidas con el método descrito, para cada muro de la estructura. Se observa que las sollicitaciones obtenidas del análisis lineal elástico (marcadas con un punto) no sobrepasan la capacidad última de los muros. La capacidad última de cada muro corresponde a una deformación máxima de la madera de 0.4%, o a la fluencia en las barras, el que ocurra primero. En este caso, todos los muros alcanzan una rotación última mayor a 0.02 rad, exceptuando el muro M-9 que posee un largo de 7.2 metros y alcanza una rotación última de 0.019 rad, controlado por el límite de deformación de la madera.

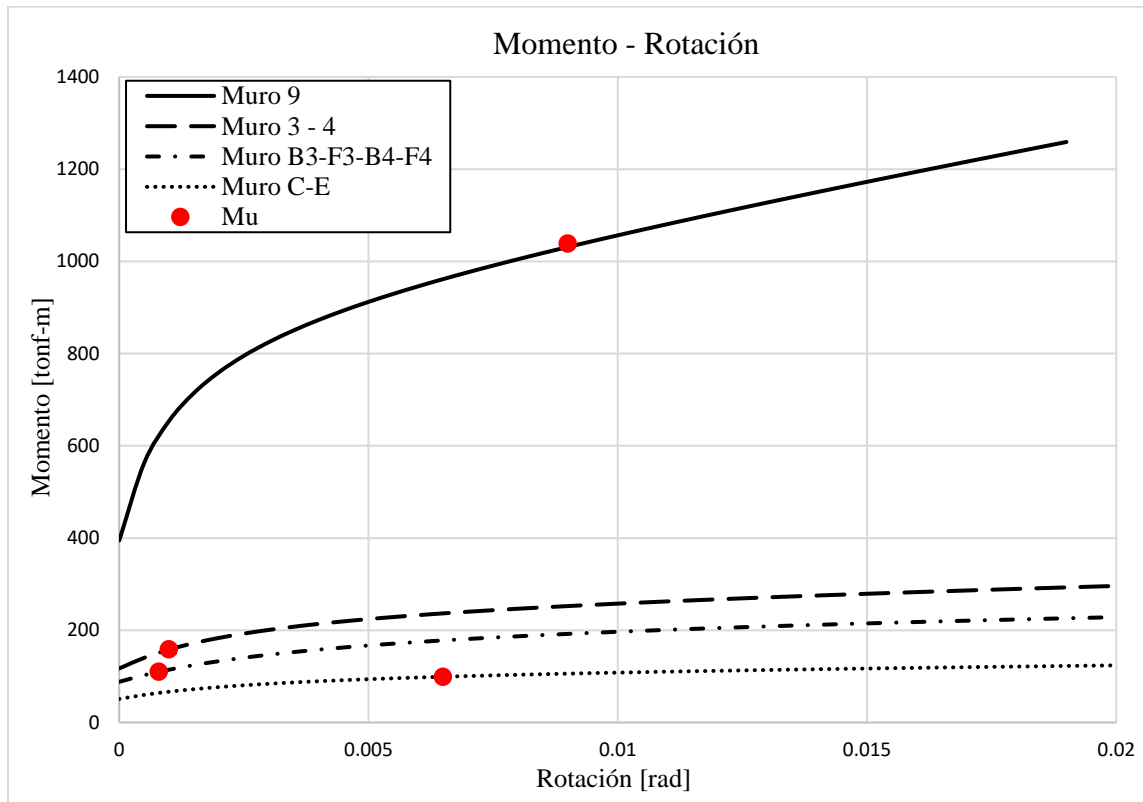


Figura 4.9 - Curvas analíticas de momento-rotación, muros CLT postensados.

#### 4.6 Riostras de Pandeo Restringido (BRB)

En la Figura 4.10 se representan las características geométricas de un marco de la estructura prototipo arriostrado con elementos que forman una V invertida. La figura muestra la deformada aproximada del marco ante la acción de una carga lateral (F), e indica los parámetros geométricos que definen la estructura, tales como: (1) la altura del marco ( $H_{wp}$ ), (2) la proyección horizontal de la riostra ( $W_{wp}$ ), y (3) el largo total del arriostramiento ( $L_{wp}$ ).

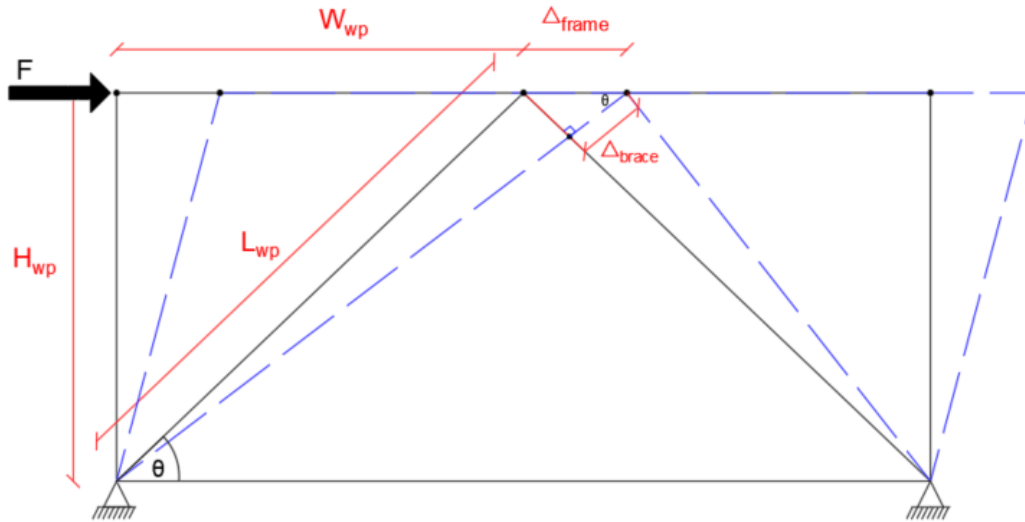


Figura 4.10 - Detalle marco arriostrado.

El largo total de la riostra ( $L_{wp}$ ) incluye tres regiones de diferente rigidez. En los bordes, las riostras poseen una zona elástica que sirve para conectarla a la placa gusset del marco, unidas a una zona de transición, y finalmente, al núcleo de acero de la riostra, cuyo largo es  $L_{ysc}$ . Este último parámetro es definido por la empresa fabricante. En este caso, los datos fueron provistos por la empresa "Corebrace" [80] (cortesía del Sr. Brandt Saxey, vicepresidente de CoreBrace). Los valores de cada parámetro junto con el área del núcleo de acero de cada nivel son presentados la Tabla 4.20.

Tabla 4.20 - Características geométricas BRB.

Pisos	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$H_{wp}$ [cm]	$W_{wp}$ [cm]	$\theta$ °	$L_{wp}$ [cm]	$L_{ysc}$ [cm]
1-4	58.06	300	315	43.6	435	138
4-8	45.81	300	315	43.6	435	156
8-12	16.13	300	315	43.6	435	194

Respecto al diseño del sistema, no existe una normativa asociada a BRB insertas en marcos de madera y, por ende, se siguieron los requisitos del Código Americano de Construcción en Acero, AISC341-16 [43], que incluye el diseño de marcos concéntricos de acero arriostrados con BRB. En el diseño se debe verificar que el núcleo de acero resista el total de la fuerza axial que se desarrolle en el arriostramiento. El esfuerzo axial de diseño de la riostra, tanto en tracción y compresión, para el estado límite de fluencia, se debe determinar con las ecuaciones 4.39, 4.40 y 4.41.

$$P_u \leq \phi P_{ysc} ; \phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad (4.39)$$

$$P_a \leq \frac{P_{ysc}}{\Omega} ; \Omega = 1.67 \text{ (ASD)} \quad (4.40)$$

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc} \quad (4.41)$$

Donde

- $P_{y_{sc}}$  : Resistencia a la fluencia del núcleo de acero
- $P_u$  : Resistencia última (método LRFD)
- $P_a$  : Resistencia admisible (Método ASD)
- $A_{sc}$  : Área transversal de la zona de fluencia del núcleo de acero
- $F_{y_{sc}}$  : Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero determinado por ensayo de “coupon”

En la Tabla 4.21 se presenta el diseño de las riostras de los distintos niveles, utilizando el método LRFD. De forma conservadora, la resistencia de diseño ( $\phi P_{y_{sc}}$ ) se debe calcular teniendo en cuenta la variabilidad del material, por lo que se considera el límite inferior del esfuerzo de fluencia. Dado que el esfuerzo de fluencia promedio del acero es de 2953 kgf/cm<sup>2</sup> (42 ksi) y posee una tolerancia de 281 kgf/cm<sup>2</sup>, el esfuerzo de fluencia mínimo es de 2672 kgf/cm<sup>2</sup>, mientras que el máximo es de 3234 kgf/cm<sup>2</sup>. Este último valor es utilizado para calcular la resistencia ajustada de las riostras y realizar un diseño por capacidad de vigas, columnas, y conexiones [81].

Como se observa en la Tabla 4.21, la resistencia de las riostras es mayor que las solicitaciones máximas a las que están sometidas los elementos ( $P_u$ ). Además, las riostras seleccionadas también proporcionan la rigidez necesaria para controlar los drift máximos establecidos por la normativa chilena, como se vio anteriormente.

**Tabla 4.21** - Relación de utilidad de las BRB.

Piso	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_{y_{sc}}$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	Ratio
0-4	58.06	140	132	0.95
5-8	45.81	110	104	0.95
9-12	16.13	39	37	0.95

La funda que evita el pandeo en las riostras se debe diseñar y detallar adecuadamente. Para esto, se sigue la metodología propuesta por Watanabe et al. (1998), que proponen el siguiente criterio para evitar que se produzca el pandeo de la sección antes que ésta fluya [39].

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5 \quad (4.42)$$

Donde  $P_y$  es la resistencia de fluencia del núcleo de acero, definida en la ecuación 4.41, y  $P_e$  es la resistencia elástica de la funda de acero, definida mediante la ecuación 4.43.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_o}{L_{wp}^2} \quad (4.43)$$

Donde E es el módulo de Young de la funda,  $I_o$  la inercia de la funda de acero y  $L_{wp}$  es el largo de la riostra. En esta fórmula, de manera conservadora, se ignora el efecto del mortero, el cual también contribuye a la rigidez a flexión de la funda de acero.

En la Tabla 4.22 se presentan las secciones de las fundas especificadas por el fabricante de las riostras (CoreBrace), que cumplen con el criterio mencionado.

**Tabla 4.22** - diseño de fundas de las riostras restringidas al pandeo

Piso	Sección funda	$P_{y_{sc}}$ [tonf]	$P_e$ [tonf]	$P_e/P_{y_{sc}}$
0-4	305x305x6.4	155	1209	7.8
4-8	254x254x6.4	122	689	5.6
8-12	203x203x6.4	43	345	8

Una vez ya diseñada y verificada la resistencia de los componentes de las BRB, se debe realizar el diseño por capacidad del marco de madera, y las conexiones entre las riostras y dichos elementos. Por ende, las conexiones y los elementos adyacentes a las riostras deben ser diseñados para resistir las fuerzas calculadas con respecto a la resistencia ajustada del arriostramiento, es decir la máxima carga axial que pueden desarrollar las riostras. A continuación, se define la resistencia ajustada tanto en tracción como en compresión (ecuaciones 4.44 y 4.45).

$$C_{max} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4.44)$$

$$T_{max} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4.45)$$

Donde:

- $C_{max}$ : Fuerza máxima de compresión
- $T_{max}$ : Fuerza máxima de tracción dentro de las deformaciones correspondientes al 200% del drift diseño.
- $\beta$ : Factor de ajuste de resistencia en compresión
- $\omega$ : Factor de ajuste por endurecimiento de deformación
- $R_y$ : Factor de resistencia esperada de fluencia del núcleo de acero

Cuando el esfuerzo de fluencia de la riostra es determinado por medio de ensayos de testigos, como se especifica en el código AISC341-16, no es necesario aplicar el factor de resistencia esperado de la fluencia ( $R_y$ ). Sin embargo, en este estudio se considera la sobrerresistencia de la fluencia al aplicar el esfuerzo de fluencia máximo en los cálculos de la resistencia ajustada.

El factor de ajuste de la resistencia en compresión ( $\beta$ ), presentado en la ecuación 4.46, es la relación entre la máxima fuerza de compresión ( $C_{max}$ ) y la de tracción ( $T_{max}$ ), ambas medidas en los ensayos especificados en la sección K3.4c del AISC341-16, correspondiente a las deformaciones esperadas. El factor de ajuste por endurecimiento por deformación ( $\omega$ ), presentado en la ecuación 4.47, es calculado como la relación entre la máxima fuerza de tracción ( $P_t$ ) y la fuerza de fluencia medida en los ensayos, como se indica en la Figura 4.11.

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{C_{max}}{T_{max}} \quad (4.46)$$

$$\omega = \frac{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{T_{max}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad (4.47)$$

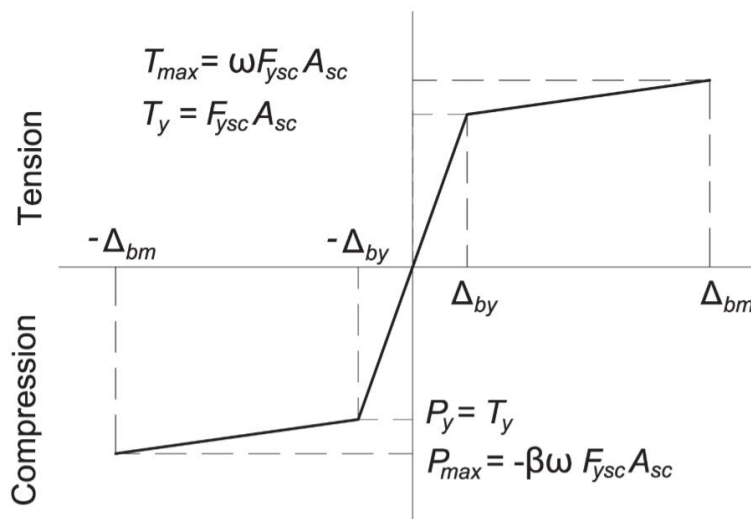


Figura 4.11 - Diagrama fuerza – desplazamiento de las riostras BRB [43].

Los proveedores de las BRB realizan los ensayos respectivos a sus productos, proporcionando al diseñador los factores de ajuste de la resistencia ( $\omega, \beta$ ) asociados a la deformación unitaria que se espera en la riostra. Según los requerimientos del AISC341, estas deformaciones corresponden a por lo menos un drift de entrepiso igual a 2%, o dos veces el drift de entrepiso de diseño, el valor que sea mayor.

Para calcular la deformación asociada al drift de diseño estipulado por el código ASCE7, en primer lugar, se debe determinar la deformación de fluencia de la riostra ( $\Delta_{by}$ ) por medio del cociente entre la resistencia a la fluencia ( $\phi P_{y_{sc}}$ ) y la rigidez del núcleo de acero ( $K_{y_{sc}}$ )

$$\Delta_{by} = \frac{\phi P_{y_{sc}}}{K_{y_{sc}}} = \frac{\phi F_{y_{sc}} A_{sc}}{\frac{E A_{sc}}{L_{y_{sc}}}} \quad (4.48)$$

Para obtener el desplazamiento de diseño máximo, se debe multiplicar el desplazamiento de fluencia por el factor de amplificación de deformaciones ( $C_d$ ), que el código ASCE7 define como 5 para marcos con riostras de pandeo restringido de acero.

Luego, la deformación unitaria para dos veces el drift de diseño se determina según la ecuación 4.49:

$$\varepsilon = \frac{2 C_d \Delta_{by}}{L_{y_{sc}}} \quad (4.49)$$

Por otra parte, la deformación de la riostra ( $\Delta_b$ ) asociada a un drift de entrepiso del 2%, se obtiene por la siguiente relación trigonométrica.

$$\Delta_b = 2\% H_{wp} \cos(\theta) \quad (4.50)$$

**Tabla 4.23** - Deformación unitaria para 2 veces el drift de diseño y 2% del drift de entrepiso

Pisos	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	Drift = 2 veces el drift de diseño			Drift = 2%		
		$\Delta_{by}$ [cm]	$2 C_d \Delta_{by}$ [cm]	$\varepsilon$ [%]	$\Delta_f = 2\% H_{wp}$ [cm]	$\Delta_b$ [cm]	$\varepsilon$ [%]
1-4	58.06	0.163	1.63	1.18	6	4.34	3.15
4-8	45.81	0.184	1.84	1.18	6	4.34	2.79
8-12	16.13	0.228	2.28	1.18	6	4.34	2.24

Como se muestra en la Tabla 4.23, se obtiene una deformación unitaria ( $\varepsilon$ ) mayor en la riostra con un drift del 2% que con el drift calculado con  $2C_d \Delta_{by}$ . Por lo tanto, se deben determinar los factores  $\beta$  y  $\omega$  utilizando dicho valor. Estos factores se obtienen con las curvas provistas por el fabricante de las BRB. En la Tabla 4.24, se presenta la resistencia de las riostras modificada según los factores de ajuste proporcionados por "Corebrace".

Utilizando las ecuaciones 4.44 y 4.45, y los factores de ajuste determinados, se calculan la resistencia ajustada en la riostra. Para estos cálculos se utiliza el límite superior del esfuerzo de fluencia, debido a que estos resultados representan la máxima fuerza que son capaces de desarrollar los arriostramientos.

**Tabla 4.24** - Resistencia ajustada de las riostras

Piso	$\omega$	$\beta$	$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc}$ [tonf]	$T_{max} = \omega P_{y_{sc}}$ [tonf]	$C_{max} = \omega \beta P_{y_{sc}}$ [tonf]
0-4	1.49	1.24	188	280	347
4-8	1.48	1.20	146	219	263
8-12	1.44	1.16	52	75	87

## 4.7 Diseño por Capacidad de Marcos Arriostrados con BRB

Las riostras fueron diseñadas para resistir una gran parte de las solicitaciones sísmicas, y para proveer rigidez a la estructura, de tal forma que se puedan controlar los desplazamientos máximos de entrepiso obtenidos con el análisis según la norma NCh433. Sin embargo, para que las riostras cumplan adecuadamente su función, es necesario asegurar un diseño por capacidad de los otros elementos del marco y de las conexiones entre las riostras y ellos. Esto es, las vigas, columnas y conexiones deben soportar la máxima resistencia axial que proporcionan las riostras BRB, permaneciendo en el rango elástico bajo deformaciones menores a las que producen su falla nominal. En este cálculo, se debe incluir el efecto de las cargas gravitacionales sobre el marco.

### 4.7.1 Diseño por Capacidad de Vigas

El diseño de las vigas de LVL debido a las cargas gravitacionales fue verificado en la sección 4.2.1. En esta parte, se verifica la resistencia de las vigas debido a las fuerzas axiales máximas inducidas por las riostras, para las deformaciones esperadas. En la Figura 4.12, por medio de un diagrama de cuerpo libre, se muestran las cargas inducidas por las BRB sobre las vigas de los pisos impares y pares.

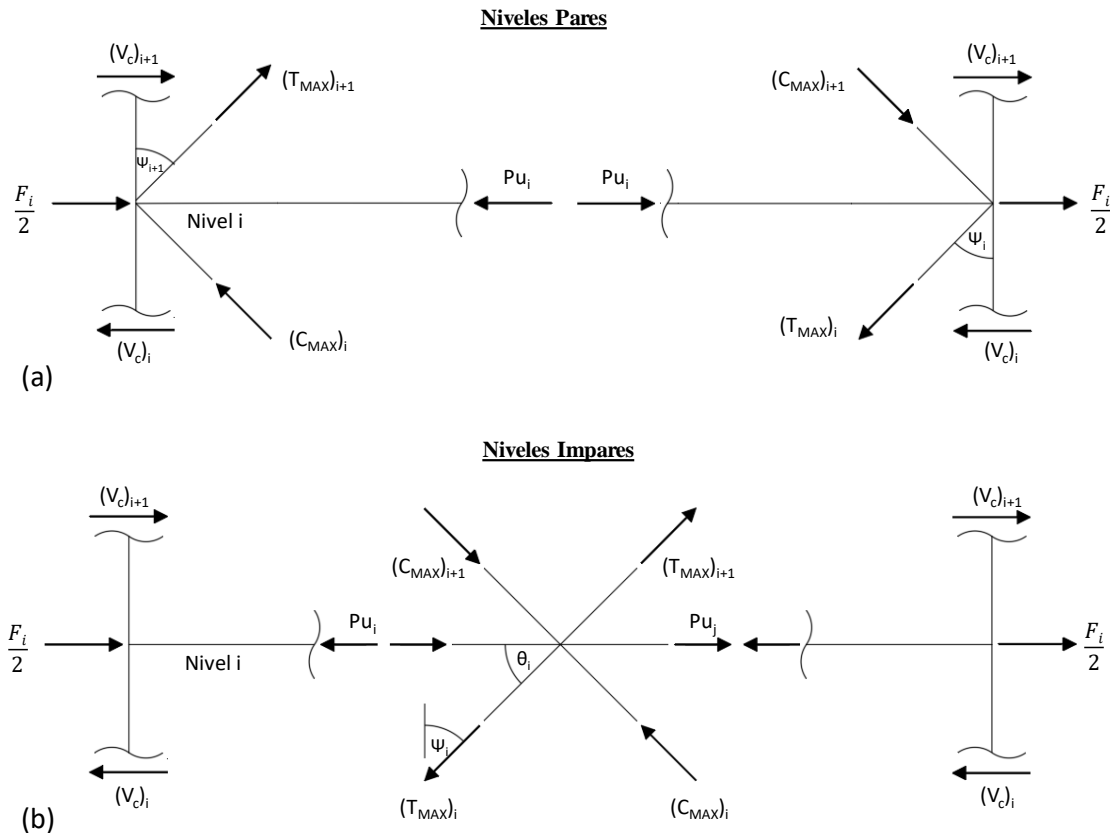


Figura 4.12 - Fuerzas inducidas en las vigas (a) pisos pares; (b) Pisos impares.

Para calcular la fuerza axial en las vigas del marco, se realizaron los siguientes supuestos [81]:

- El corte de las columnas es igual al de los pisos consecutivos ( $(V_c)_i = (V_c)_{i+1}$ )
- $F_i$  es la fuerza lateral equivalente del piso  $i$ , correspondiente al mecanismo inelástico considerado, y se supone repartida en partes iguales en ambos extremos del marco.

La Figura 4.12(a) muestra las fuerzas producidas por las riostras en las vigas de los pisos pares. En este caso, la carga axial en la viga ( $P_u$ ) se determina por equilibrio de fuerzas horizontales, mediante las ecuaciones 4.51 y 4.52:

$$F_i = (T_{MAX})_i \sin(\psi_i) + (C_{MAX})_i \sin(\psi_i) - (T_{MAX})_{i+1} \sin(\psi_{i+1}) - (C_{MAX})_{i+1} \sin(\psi_{i+1}) \quad (4.51)$$

$$P_u = \frac{F_i}{2} + (T_{MAX})_{i+1} \sin(\psi_{i+1}) - (C_{MAX})_i \sin(\psi_i) \quad (4.52)$$

El diagrama de cuerpo libre de los pisos impares se representa en la Figura 4.12(b). Como se observa, en este caso se conectan cuatro riostras de iguales características en el centro de la viga. Debido a que las fuerzas ajustadas de las riostras son iguales a las del nivel superior ( $(T_{MAX})_i = (T_{MAX})_{i+1}$ ;  $(C_{MAX})_i = (C_{MAX})_{i+1}$ ), al realizar la sumatoria de fuerzas horizontales en las vigas (ecuación 4.53 y 4.54), las fuerzas provenientes de los arriostramientos se anulan.

$$F_i = (T_{MAX})_i \sin(\psi_i) + (C_{MAX})_i \sin(\psi_i) - (T_{MAX})_{i+1} \sin(\psi_{i+1}) - (C_{MAX})_{i+1} \sin(\psi_{i+1}) \quad (4.53)$$

$$P_u = F_i/2 \quad (4.54)$$

Una excepción es el último nivel, donde no existen riostras en el nivel superior. En este caso, se deben considerar las ecuaciones 4.51 y 4.52 con  $(T_{MAX})_{i+1} = (C_{MAX})_{i+1} = 0$ . La máxima carga axial que se genera en las vigas ocurre en este nivel, alcanzado las 59 tonf.

Para verificar la capacidad de diseño en compresión de las vigas ( $N_{d,c}$ ) asociada a la sollicitación axial máxima  $P_u$ , se utiliza la ecuación 4.55:

$$N_{d,c} = \phi k_1 k_{14} k_8 f_c A \geq P_u \quad (4.55)$$

Donde

- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia a compresión
- $k_1, k_4$ : Factores de modificación definidos en la sección 4.2
- $k_8$  : Factor de estabilidad
- $f_c$  : Esfuerzo característico en compresión (Tabla 3.4)
- $A$  : Área de la sección transversal de la columna

Considerando un factor  $k_1$  igual a 1 asociado a cargas de corta duración como son las cargas sísmicas, se obtiene una resistencia a compresión ( $N_{d,c}$ ) de 1032 tonf, por consecuencia la viga es capaz de soportar las máximas fuerzas axiales que provocan las riostras, con un factor de utilización del 5.5%.

#### 4.7.2 Diseño por Capacidad de las Columnas.

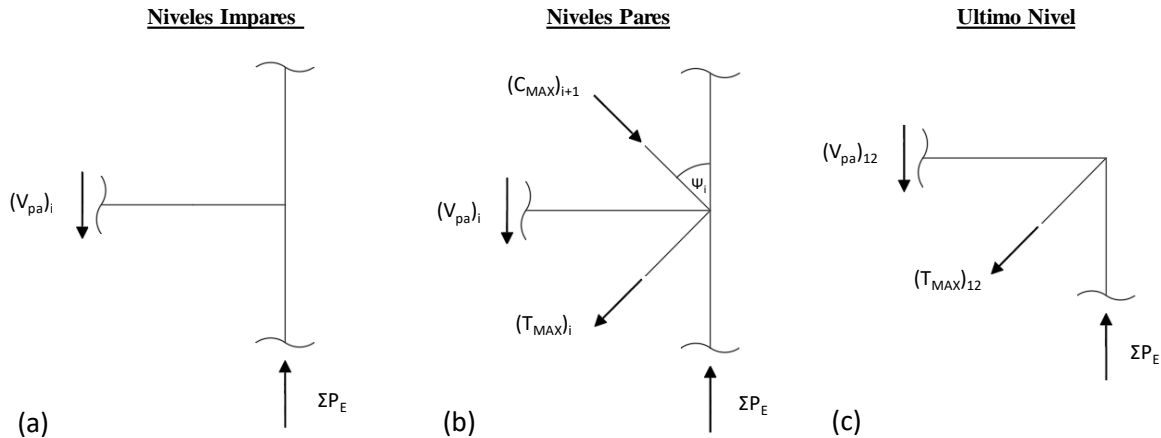
Para el diseño por capacidad de las columnas, se debe verificar que su resistencia de diseño sea capaz de soportar la carga axial que se genera debido a la máxima resistencia de las vigas y de las riostras.

Con referencia en la Figura 4.13(b), la carga axial de compresión y tracción que reciben las columnas se determina con las ecuaciones 4.56 y 4.57, donde  $V_{pa}$  es la máxima resistencia al corte de diseño de las vigas (calculada en la sección 4.2.1.2), y  $P$  es la carga axial que recibe la columna debido al peso propio de la estructura.

$$P_c = (T_{MAX})_i \cos(\psi_i) + (C_{MAX})_{i+1} \cos(\psi_{i+1}) + (V_{pa})_i + P \quad (4.56)$$

$$P_t = (C_{MAX})_i \cos(\psi_i) + (T_{MAX})_{i+1} \cos(\psi_{i+1}) - (V_{pa})_i - P \quad (4.57)$$

En el caso de los niveles impares (ver Figura 4.13(a)), las columnas no reciben carga axial desde las riostras, y, por lo tanto, en las ecuaciones 4.56 y 4.57 sólo se debe considerar el efecto de la viga y el peso de los elementos ( $(T_{MAX})_i = (C_{MAX})_i = (T_{MAX})_{i+1} = (C_{MAX})_{i+1} = 0$ ). Para el caso del último nivel, como se presenta en la Figura 4.13(c), no existen riostras asociadas a un nivel sobre el mismo, por lo que estas fuerzas deben ser tomadas igual a cero en las fórmulas ya mencionadas ( $(T_{MAX})_{i+1} = (C_{MAX})_{i+1} = 0$ ).



**Figura 4.13** - Diagrama de fuerzas columnas (a) pisos impares; (b) pisos pares; (c) último piso.

La carga axial que reciben las columnas de cada piso se presenta en la Tabla 4.25. En el caso de la carga de compresión que reciben las columnas, es necesario considerar el efecto de las cargas gravitacionales (P), por lo que se añade una carga por peso propio y sobrecarga. Esta carga gravitacional es igual a 155 tonf en las columnas de la base e igual a 135 tonf en las columnas del segundo nivel. Como resultado se obtiene una carga de compresión máxima en las columnas de la base y el segundo nivel iguales a 2521 tonf y 2022 tonf, respectivamente. Para el cálculo de las cargas de tracción en las columnas, en tanto, en forma conservadora, se despreció el efecto de las cargas gravitacionales, debido a que la componente vertical del sismo puede anular estas fuerzas. Como resultado se obtuvo una fuerza de tracción máxima igual 1253 tonf y 868 tonf, para el primer y segundo nivel, respectivamente.

**Tabla 4.25** - Carga axial en las columnas según análisis por capacidad.

Pisos	BRB		Viga		Columna			
	$T_{MAX}$ [tonf]	$C_{MAX}$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$V_{pa}$ [tonf]	$P_c$ [tonf]	$\Sigma P_c$ [tonf]	$P_t$ [tonf]	$\Sigma P_t$ [tonf]
12	75	87	59	46.7	99	99	13	13
11	75	87	0	46.7	159	257	65	79
10	75	87	-9	46.7	47	304	-47	32
9	75	87	0	46.7	159	462	65	97
8	219	263	-20	46.7	47	509	-47	50
7	219	263	0	46.7	379	888	286	336
6	219	263	-32	46.7	47	935	-47	290
5	219	263	0	46.7	379	1314	286	576
4	280	347	-40	46.7	47	1361	-47	529
3	280	347	0	46.7	479	1840	386	914
2	280	347	-49	46.7	47	1887	-47	868
1	280	347	0	46.7	479	2366	386	1253

Usando las ecuaciones 4.58 y 4.59 Se verifica que la capacidad de diseño a compresión ( $P_{d,c}$ ) y a tracción ( $P_{d,t}$ ) de las columnas, sea mayor que las solicitaciones obtenidas con el análisis por capacidad en el primer y segundo nivel. Esto porque las columnas de los pisos 2 a 12 son iguales, mientras que las riostras son menos resistentes desde el piso 5 al 12.

$$P_{d,c} = \phi k_1 k_{14} k_8 f_c A \geq P_{u,c} \quad (4.58)$$

$$P_{d,t} = \phi k_1 k_4 k_{14} k_{24} f_t A \geq P_{u,t} \quad (4.59)$$

En las ecuaciones 4.58 y 4.59:

- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia a compresión.
- $k_1, k_4, k_{24}$ : Factores de modificación definidos en la sección 4.2.
- $k_8$  : Factor de estabilidad (calculado en 4.2.2).
- $f_c$  : Esfuerzo característico en compresión (Tabla 3.4).
- $f_t$  : Esfuerzo característico en tracción (Tabla 3.4).
- $A$  : Área de la sección transversal de la columna.

Además, se utiliza un factor  $k_1 = 1.0$ , asociado a cargas de corta duración. Los valores de la resistencia y demanda axiales de compresión se presentan en la Tabla 4.26. Los resultados indican que la razón demanda/capacidad alcanzan un máximo de 80%, en las columnas del segundo nivel, y se verifica que todas las columnas cumplen con el diseño por capacidad.

**Tabla 4.26** - Diseño a compresión y tracción por capacidad de las columnas.

Pisos	Esfuerzo	$P_d$ [tonf]	$P_u$ [tonf]	$P_u/P_d$
Piso 1 (C 1.05 x 1.05)	Compresión	3792	2521	0.7
	Tracción	2099	1253	0.6
Piso 2-12 (C 0.85 x 0.85)	Compresión	2485	2022	0.8
	Tracción	1375	868	0.6

Por otra parte, se debe verificar que las columnas sean capaces de resistir las fuerzas de corte que se producen en las mismas cuando se alcanza la resistencia máxima de las riostras. Dado la disposición en que se ubican las riostras, estas se interceptan con las columnas en los niveles pares. Donde las fuerzas de corte generadas por los arriostramientos poseen direcciones distintas, produciendo una disminución en las fuerzas de corte que reciben las columnas (ver Figura 4.13(b)). Sin embargo, en el nivel 8 se produce un cambio en la sección de las riostras, lo que resulta en un corte neto igual a 96 tonf. La resistencia al corte de las columnas se calculó como se explica en la sección 4.2.2.3 de este trabajo. Sin embargo, esta vez se consideró un factor de duración de la carga igual a 1.0. Los resultados que se presentan en la Tabla 4.27, muestran que relación demanda/resistencia alcanza un 67%.

**Tabla 4.27** - Diseño al corte por capacidad de las columnas.

Piso	$V_d$ [tonf]	$V_u$ [tonf]	Ratio
2	143	14	0.10
4	143	33	0.23
6	143	11	0.08
8	143	96	0.67
10	143	4	0.03
12	143	55	0.38

Es importante notar que las riostras del primer nivel están contactadas por medio de una unión rotulada (pinned) a la fundación (o subterráneo rígido). Dado que el momento en la base de las columnas es igual a cero, el gradiente del diagrama de momentos impuesto sobre la columna, correspondiente al corte, disminuye con respecto a aquel que se tendría si la columna estuviera fija en la base, caso en el que el elemento estaría sujeto a doble-curvatura. Además, el corte provocado por las riostras del primer nivel se transmite directamente a la fundación o base.

#### 4.8 Diseño de la Conexión

Las conexiones son un componente crítico de los marcos arriostrados, debido a que su falla resulta en una pérdida drástica de la resistencia y la rigidez del marco [81]. En las uniones vigas-columna o viga-viga, se utilizaron placas de acero rectangulares embebidas en de la madera (conceiled connections), rígidamente conectadas a ella mediante pernos de alta resistencia, en forma similar a lo que se propone en Timmer y Tsay Jacobs (2018) [13] (ver figura 2.15). Una parte de estas planchas sirve como placa Gusset para conectar las riostras, conectadas mediante un pasador, que forma una unión sin restricción al giro. Se identifican cuatros componentes importantes en el sistema:

1. Arriostramiento (BRB o SMA)
2. Conexión de la riostra a la placa Gusset
3. Placa Gusset
4. Conexión de la placa Gusset a las vigas y columnas

Cada uno de los componentes mencionados, tiene su propio modo de falla. Para obtener un comportamiento dúctil y estable, el modo de falla que controla cada componente no debe ser frágil. Además, el diseño sísmico debe asegurar que la secuencia de dichas fallas (eventos) sea tal que la fluencia de las riostras ocurra antes de que fluyan los otros elementos que componen la conexión [81]. De esta forma, todos los otros componentes de la conexión se deben diseñar para permanecer elásticas cuando se desarrolle la máxima resistencia de las riostras.

La Figura 4.14 presenta esquemas de la riostra utilizada, incluyendo la parte que forma la conexión rotulada, y especifica el tipo de acero que se utiliza para cada componente.

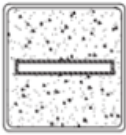


SECCIÓN A	ESPECIFICACIÓN MATERIALES
	<p>NÚCLEO DE ACERO: A36 FLUENCIA CONTROLADA            FUNDA: A500 GR-B            GUSSET: A572 GR-65            PASADOR: A193 GR-B</p>
	
	

Figura 4.14 - Esquemas y materiales de las riostras BRB utilizadas [80].

### 4.8.1 Pasador

El pasador debe resistir los esfuerzos máximos de corte y flexión que transmiten las riostras. En este caso, se propone usar un pasador con diámetro  $D = 14$  cm, de acero tipo A193 GR-B7 (esfuerzo de fluencia de 724 MPa y esfuerzo de rotura de 861 MPa). El diseño del pasador se realizó según la norma neozelandesa NZS3404:1997 [83], que en el apartado 9.5 especifica los parámetros para determinar la capacidad máxima del conector.

La máxima fuerza axial desarrollada por las riostras es de 347 tonf, que genera en el pasador una fuerza de corte  $V_f^* = 173.5$  tonf. Esta sollicitación de corte no debe sobrepasar la resistencia al corte del pasador ( $V_f$ ), multiplicado por un factor de reducción de la resistencia  $\Phi = 0.8$  (ecuación 4.60).

$$V_f^* \leq \Phi V_f \quad (4.60)$$

La resistencia nominal al corte del pasador ( $V_f$ ) es calculada con la ecuación 4.61:

$$V_f = 0.62 f_{yp} n_s A_p \quad (4.61)$$

Donde:

- $f_{yp}$ : Esfuerzo de fluencia del pasador
- $n_s$ : Número de planos de corte
- $A_p$ : Área de la sección transversal del pasador  $\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)$

Para verificar la resistencia a flexión del pasador, se utiliza la ecuación 4.62, donde  $M^*$  y  $M_p$  son el momento requerido y el resistente, respectivamente, y  $\Phi = 0.8$ .

$$M^* \leq \Phi M_p \quad (4.62)$$

Las sollicitaciones de momento en el pasador se estiman considerando apoyos empotrados y una fuerza puntual (P) actuando en el centro del pasador, correspondiente a la máxima resistencia de la riostra. Para el cálculo del momento en el pasador (ecuación 4.63), se considera que este tendrá una longitud (L) de 20 cm como máximo, ya que esta debe ser mayor que la suma de los espesores de la placa Gusset y las placas de conexión de las BRB.

$$M^* = \frac{P L}{8} = 733 \text{ tonf} - \text{cm} \quad (4.63)$$

Para calcular la capacidad a momento del pasador ( $M_p$ ) se utiliza la ecuación 4.64:

$$M_p = f_{yp} S \quad (4.64)$$

Donde el módulo resistente (S) para un pasador de sección circular se calcula en función de su inercia y diámetro.

$$S = \frac{I}{d/2} = \frac{\pi D^3}{32} \quad (4.65)$$

Por otra parte, la normativa neozelandesa también especifica que se debe verificar, mediante la ecuación 4.66, que no se sobrepase la capacidad de aplastamiento (bearing) de la placa Gusset.

$$V_b^* \leq \Phi V_b ; \quad \Phi = 0.8 \quad (4.66)$$

La capacidad nominal de aplastamiento ( $V_b$ ) está dada por la ecuación 4.67:

$$V_b = 1.4 f_{yp} D t_p k_p \quad (4.67)$$

Donde

- $t_p$ : Es el espesor de la placa gusset
- $k_p$ : factor igual a 1 para pasador sin rotación y a 0.5 si se considera que existe rotación
- $D$ : Diámetro del pasador

En la Tabla 4.28 se detallan los resultados de las verificaciones del pasador. Como se observa en dicha tabla, la razón demanda/capacidad del pasador mismo no sobrepasa 0.55. Sin embargo, la razón demanda/capacidad asociada a la falla por aplastamiento de la placa Gusset, es igual a 0.98, controlando el tamaño del pasador y así el diseño de esta parte de la conexión.

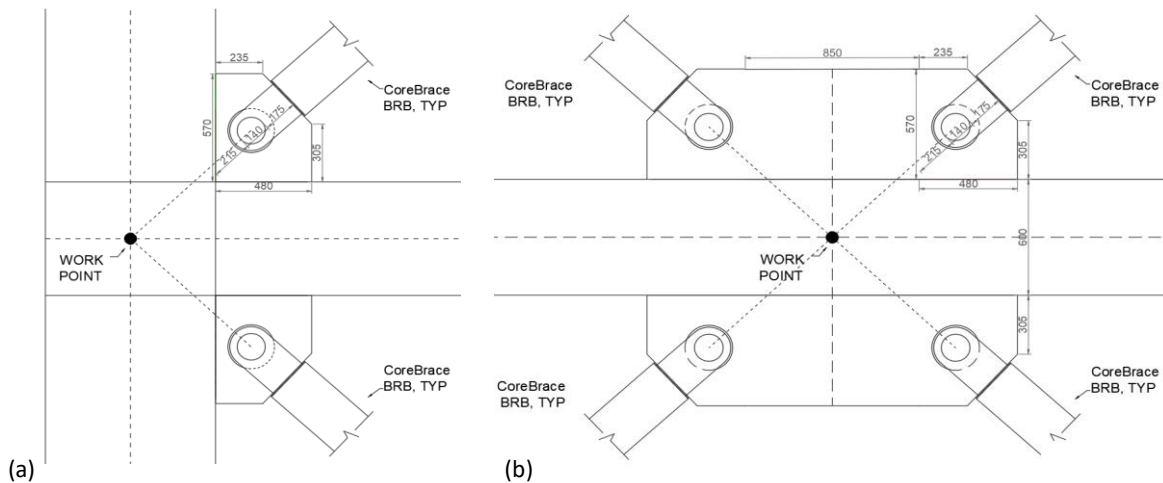
**Tabla 4.28** - Verificación de diseño pasador.

Verificación	Demanda [tonf]	Capacidad [tonf]	Demanda/Capacidad
Corte	174	564	0.31
Flexión	868	1591	0.55
Aplastamiento	347	353	0.98

## 4.8.2 Placa Gusset

Una vez verificado que el pasador resiste las solicitaciones, se debe diseñar la placa Gusset para que sea capaz de transmitir los esfuerzos de las riostras a las columnas y las vigas. El diseño de la placa Gusset se realiza según lo estipulado en la norma chilena NCh427Of.2016, que está basada en el documento ANSI/AISC360-10, "Specification for Structural Steel Buildings" [57].

Se propone usar placas Gusset de 50 mm de espesor, hechas de acero estructural tipo ASTM A572 GR-65 ( $F_y = 450$  MPa;  $F_u = 550$  MPa), con las dimensiones que se especifican en la Figura 4.15.



**Figura 4.15** - Detalle placa gusset: (a) conexión viga - columna (b) conexión vigas.

### 4.8.2.1 Resistencia a Tracción

El documento ANSI/AISC360 especifica que la resistencia de diseño en tracción ( $P_n$ ) de placas conectadas por pasadores, debe ser el menor valor de los calculados para los estados límites de: (a) rotura en tracción, (b) rotura en corte, (c) aplastamiento, y (d) fluencia [57].

(a) Rotura en tracción en el área neta efectiva de la placa ( $\Phi = 0.75$ ):

$$P_n = F_u 2 t_p b_c \quad (4.68)$$

(b) Rotura en corte en el área efectiva ( $\Phi = 0.75$ ):

$$P_n = 0.6 F_u A_{sf} \quad (4.69)$$

Donde:

- $F_u$ : Esfuerzo de rotura
- $t_p$ : Espesor placa gusset
- $b_c$ :  $2t_p + 1.6$  (en centímetros), pero no más que la distancia actual entre el borde de la perforación hasta el borde de la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada.
- $a$ : Distancia más corta desde el borde de la perforación del pasador hasta el borde del miembro medido paralelamente en la dirección de la fuerza
- $d$ : Diámetro del pasador
- $A_{sf}$ : Área en la ruta de falla por corte =  $2 t_p (a + d/2)$

(c) Aplastamiento en el área proyectada del pasador ( $\Phi = 0.75$ ):

Para el caso de pasadores en perforaciones ubicadas cercanas a un borde de la placa, la resistencia nominal al aplastamiento ( $R_n$ ) de las superficies en contacto se determina con la ecuación 4.70, con  $\Phi = 0.75$ .

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (4.70)$$

Donde:

- $F_y$ : Tensión de fluencia mínima especificada de la placa gusset.
- $A_{pb}$ : Área proyectada de apoyo ( $A_{pb} = t_p d$ )

(d) Fluencia en la sección bruta ( $\Phi = 0.9$ ):

Para determinar la resistencia a tracción de la placa por fluencia se utiliza la ecuación 4.71. El área bruta de la placa Gusset ( $A_g$ ) se puede estimar como el ancho efectivo de la placa ( $L_w$ ) por su espesor ( $t_p$ ). Usualmente para conexiones soldadas o apernadas se utiliza el método de Whitmore para determinar el ancho efectivo de la placa, este se basa en que los esfuerzos en la placa se distribuyen en forma de trapecio con un ángulo de  $30^\circ$  desde los pernos o soldadura [84]. Sin embargo, debido a la poca información sobre la aplicación de esta metodología a las conexiones rotuladas, de forma conservadora se considera  $L_w$  como el ancho de la conexión riostra – placa gusset.

$$P_n = F_y A_g \quad (4.71)$$

La Tabla 4.29 presenta los resultados de las resistencias nominales obtenidas para todos los modos de falla revisados. Además, se presenta la solicitación correspondiente a cada caso, así como la razón demanda/capacidad. La tabla indica que en este caso controló la falla por aplastamiento. Es importante notar que los criterios para determinar la resistencia de aplastamiento estipulados por la normativa neozelandesa, vistos anteriormente, son más restrictivos que los prescritos por el código ANSI/AISE360.

**Tabla 4.29** - Verificación de diseño a tracción placa Gusset

Tipo de Falla	Capacidad [tonf]	Demanda [tonf]	Demanda/Capacidad
Rotura en tracción	479	347	0.7
Rotura en corte	557	347	0.6
Aplastamiento	425	347	0.8
Fluencia	753	347	0.7

#### 4.8.2.2 Resistencia a Corte

Es necesario verificar que las solicitaciones de corte sobre la placa sean menores que los valores de la resistencia asociada a los estados límites de fluencia y ruptura en corte. Para el primer caso, la resistencia se calcula con la ecuación 4.72, con  $\Phi = 1.0$ .

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv} \quad (4.72)$$

En el segundo caso, la resistencia nominal de ruptura en corte se calcula con la ecuación 4.73, usando  $\Phi = 0.75$ .

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} \quad (4.73)$$

Donde:

- $A_{gv}$  : Área bruta solicitada a corte, en  $\text{cm}^2$
- $A_{nv}$  : Área neta solicitada a corte, en  $\text{cm}^2$

El área bruta a corte se considera como la distancia desde el centro del pasador al extremo de la placa gusset, multiplicado por el espesor de la placa, restando el orificio donde se ubicará el pasador en el cálculo del área neta.

#### 4.8.2.3 Resistencia de Bloque Cortante

La resistencia nominal de corte asociada a la falla por bloque de corte se calcula con la ecuación 4.74, con  $\Phi = 0.75$ :

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (4.74)$$

Donde

- $A_{nt}$  : Área neta solicitada en tracción
- $U_{bs}$  : Coeficiente de reducción, si la tensión de tracción es uniforme este valor es 1

El área neta a tracción de la sección se estima como la mitad del ancho de la riostra menos el radio del pasador.

#### 4.7.2.4 Resistencia a Compresión

La resistencia de elementos en compresión, para los estados límites de fluencia y pandeo, se determinan de acuerdo con lo siguiente:

- a) Para  $\frac{KL}{r} \leq 25$

$$P_n = F_y A_g ; \phi = 0.9 \quad (4.75)$$

b) Para  $\frac{KL}{r} > 25$ ; se aplican las disposiciones del capítulo E del AISC360.

Para determinar la esbeltez de la placa gusset, se debe determinar la longitud necesaria para la resistencia al pandeo, calculada como un promedio de las distancias libres de la placa, siendo  $L'$ ,  $L''$  y  $L'''$  las distancias desde los extremos de la riostra hasta el marco (ver Figura 4.16).

$$L = \frac{L' + L'' + L'''}{3} \quad (4.76)$$

El radio de giro se calcula para una sección transversal asociada al ancho  $L_w$  y al espesor  $t_p$ , y está dado por la ecuación 4.75.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{L_w t_p^3}{12 L_w t_p}} \quad (4.77)$$

Para el factor de longitud efectiva, K, se consideró un valor igual a 1.2. Este valor es relativamente conservador, y se justifica con los resultados de ensayos que indican que en un marco arriostrado existe la posibilidad de que la riostra se desplace fuera del plano [82]. En el caso de este trabajo, los cálculos indican que la esbeltez de la placa es mayor que 25. Por lo tanto, la placa, tal como se definió tentativamente, está expuesta a pandearse y es necesario calcular la resistencia de diseño como se plantea en la ecuación 4.78, para  $\Phi = 0.9$ .

$$P_n = F_{cr} A_g ; \quad \phi = 0.9 \quad (4.78)$$

Para determinar el esfuerzo crítico de pandeo, se debe seguir el siguiente procedimiento:

a) Para  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ :

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (4.79)$$

b) Para  $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ :

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (4.80)$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico se determina mediante la ecuación 4.81:

$$F_e = \frac{PI^2 E}{\left( \frac{KL_g}{r} \right)^2} \quad (4.81)$$

En este caso, la relación  $F_y/F_e$  es menor que 2.25. Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo crítico mediante la ecuación 4.79, obteniéndose  $F_{cr} = 4.4$  tonf/cm<sup>2</sup>. En la Tabla 4.29, se presentan los cálculos de las resistencias nominales correspondientes a cada estado límite revisado. Los cálculos muestran que el diseño de la placa Gusset es satisfactorio, siendo la falla que controla el diseño el corte por ruptura, con una razón demanda/capacidad igual a 0.96.

Tabla 4.30 - Verificación placa Gusset.

Verificación	Demanda [tonf]	Capacidad [tonf]	Demanda/Capacidad
Corte fluencia	347	405	0.86
Corte ruptura	347	380	0.91
Bloque cortante	347	378	0.92
Compresión	347	719	0.48

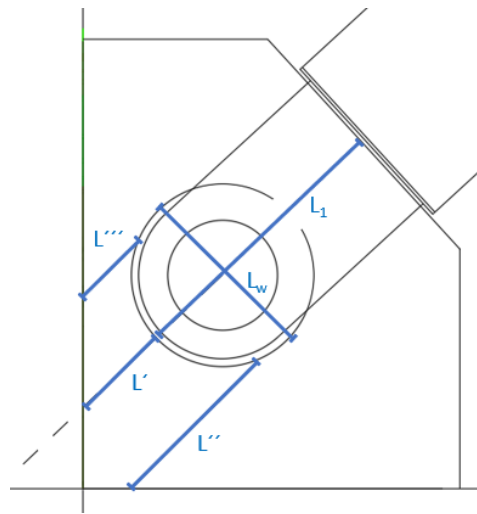


Figura 4.16 - Esquema placa gusset.

## CAPITULO V: ANÁLISIS NO LINEAL: MODELACIÓN

### 5.1 Introducción

El análisis inelástico de la estructura en estudio se llevó a cabo utilizando modelos planos representativos de la estructura sujeta a solicitaciones sísmicas en las dos direcciones principales de análisis por separado. Estos modelos se construyeron en el programa de análisis inelástico Ruaumoko 2D [85]. Se utilizaron elementos de inelasticidad concentrada implementados con reglas de histéresis representativas del comportamiento de cada componente del sistema estructural. Se supuso que, tanto los paneles de CLT como las vigas y columnas de LVL, poseen un comportamiento lineal elástico. Las riostras, en cambio, fueron modeladas con resortes axiales no-lineales, con una relación fuerza-desplazamiento que depende del tipo de riostra (BRB o SMA).

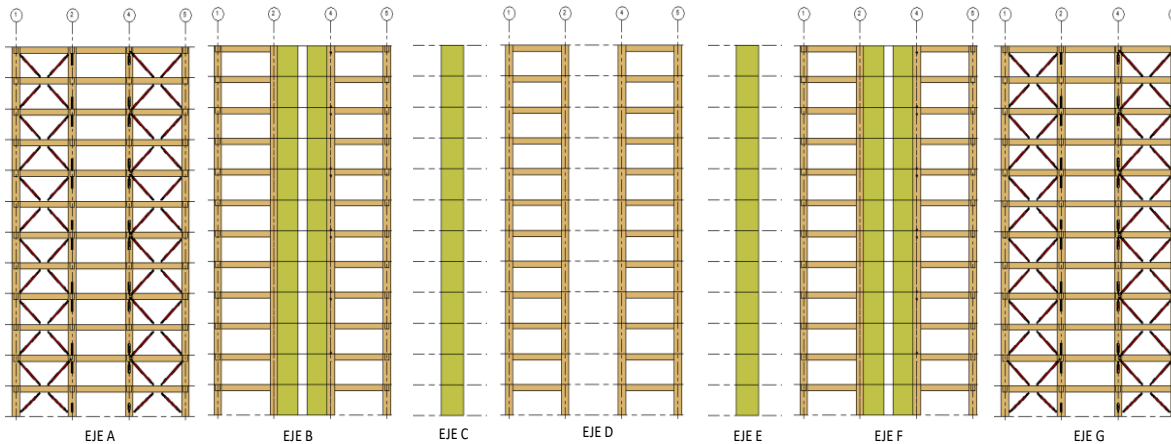
Para evaluar el comportamiento de la estructura, se llevaron a cabo análisis dinámicos no lineales para cuatro registros sísmicos. Estos análisis permiten determinar la respuesta en el tiempo de distintas variables de interés como desplazamiento de techo, desplazamiento de entrepiso, corte basal, aceleraciones de piso, etc. Además, permiten evaluar los desplazamientos y deformaciones residuales que podría experimentar la estructura como consecuencia del movimiento sísmico [46, 86, 87].

Además, para analizar la respuesta global de la estructura y sus elementos, se realizan tres tipos de análisis estáticos no-lineales: (1) un análisis incremental o “pushover”, donde se somete a la estructura a una carga incremental con una distribución triangular invertida, y (2) un análisis “push-pull”, donde se aplica la misma carga que en (1), pero en forma cíclica incremental, y (3) un análisis cuasi-estático cíclico, controlado por una historia de desplazamientos impuestos a nivel de diafragma, cuya magnitud varía linealmente con la altura.

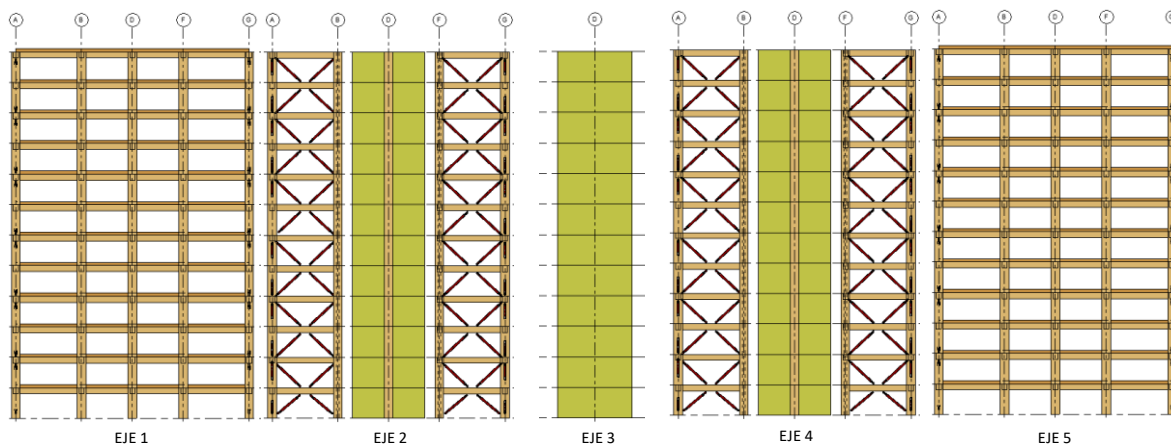
De forma complementaria, se utilizan y revisan los requisitos de la norma NCh3411, destinada a las edificaciones que cuentan con sistemas pasivos de disipación de energía, en lo que concierne a la selección y la modificación de los registros sísmicos utilizados en los análisis dinámicos no-lineales (non-linear dynamic analysis, NLDA).

## 5.2 Modelo de Análisis

La estructura se analizó en dirección de los ejes globales X e Y, mediante modelos bidimensionales o planos. Como se muestra en la Figura 5.1 y 5.2, La estructura es representada por todos los ejes resistentes en cada dirección de análisis. Para representar la existencia de un diafragma rígido, se impuso una compatibilidad de desplazamientos entre los nodos pertenecientes a cada nivel, despreciando así la deformación axial de las vigas.



**Figura 5.1** - Esquema en Revit del modelo de análisis en dirección X.



**Figura 5.2** - Esquema en Revit del modelo de análisis en dirección Y.

La Tabla 5.1 presenta una comparación del período fundamental de la estructura obtenido con los programas Etabs y Ruaumoko. En ambos casos, los valores obtenidos con los dos programas son muy similares. Y las principales diferencias en los modelos son: (1) ambos programas no necesariamente utilizan los mismos algoritmos para calcular las propiedades dinámicas (2) en Etabs se consideraron los muros empotrados a la base, sin incorporar la rigidez de la conexión del postensado. (3) en el modelo de Ruaumoko se utilizó la rigidez efectiva de las riostras, lo que aumenta la rigidez del sistema y disminuye los períodos fundamentales obtenidos.

**Tabla 5.1** - Períodos fundamentales ETABS y RUAUMOKO.

Dirección de Análisis	T <sub>n</sub> ETABS [seg]	T <sub>n</sub> RUAUMOKO [seg]	Diferencia porcentual [%]
X	0.71	0.67	5.6
Y	0.67	0.66	1.5

## 5.2.1 Modelación de Elementos Estructurales

El programa de análisis posee diferentes modelos para representar los elementos de la estructura. En este caso, para representar el comportamiento de vigas, columnas y muros, se utilizaron macro-elementos tipo “Giberson One Component Beam” [88] (ver Figura 5.3), pertenecientes a la categoría de miembros tipo “Frame”. Estos elementos se componen por un segmento interior elástico, y dos resortes rotacionales potencialmente inelásticos, ubicadas en sus extremos. En todos los casos, se asignaron propiedades lineales-elásticas a dichos elementos.

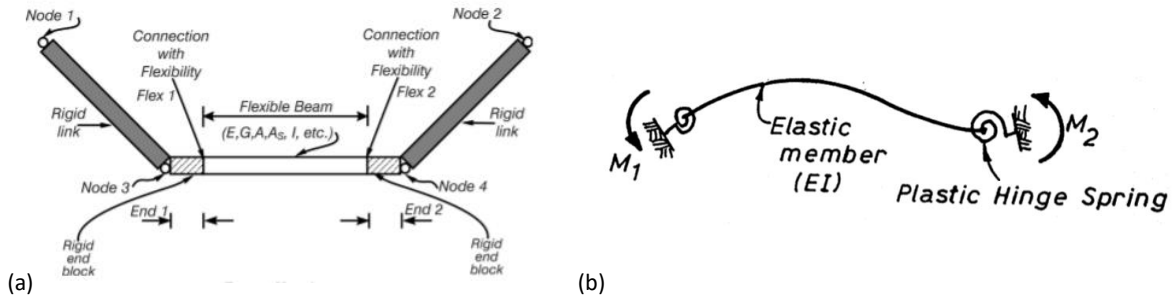


Figura 5.3 - (a) Miembros tipo “Frame”; (b) elementos de plasticidad concentrada tipo “Giberson Beam” [85].

Para representar el comportamiento “mecedor” (rocking) de los muros de CLT, producido por el postensado, se incluye un resorte rotacional implementado con una relación momento-rotación multi-lineal elástica, representativa de este tipo de sistema [74, 75, 76, 78, 89], entre el nodo que define la base del muro y el nivel basal fijo del modelo.



Figura 5.4 - Elemento tipo “Spring” o resorte [85].

### 5.2.1.1 Marcos de LVL

El comportamiento de las vigas y columnas de LVL se supuso lineal elástico. Para representar las condiciones iniciales de la estructura impuestas por las cargas gravitacionales, se incorporaron momentos estáticos en los nodos de las vigas. Las columnas del primer nivel de sección  $1.05 \times 1.05 \text{ m}^2$  se modelaron rotuladas en la base, para representar las condiciones físicas impuestas con el diseño. Se incluyeron cachos rígidos para modelar la zona panel de las uniones viga-columna.

### 5.2.1.2 Muros Postensado de CLT

Para modelar el comportamiento momento-rotación de los muros de CLT, se incorporó un resorte rotacional de largo despreciable implementado con una regla de histéresis multi-lineal elástica (ver Figura 5.5). Esta regla, permite representar de forma adecuada las curvas analíticas de momento-rotación determinadas en la sección 4.4.3.1.

Para ajustar la regla de histéresis multi-lineal a las curvas analíticas, se debe definir la cantidad de segmentos adicionales a la curva bi-lineal que se añadirán (N). Para cada uno de estos segmentos adicionales, es necesario indicar la rigidez en términos de la fracción de la rigidez inicial ( $F_i$ ) y el cociente de desplazamientos respecto al desplazamiento de descompresión ( $D_i$ ).

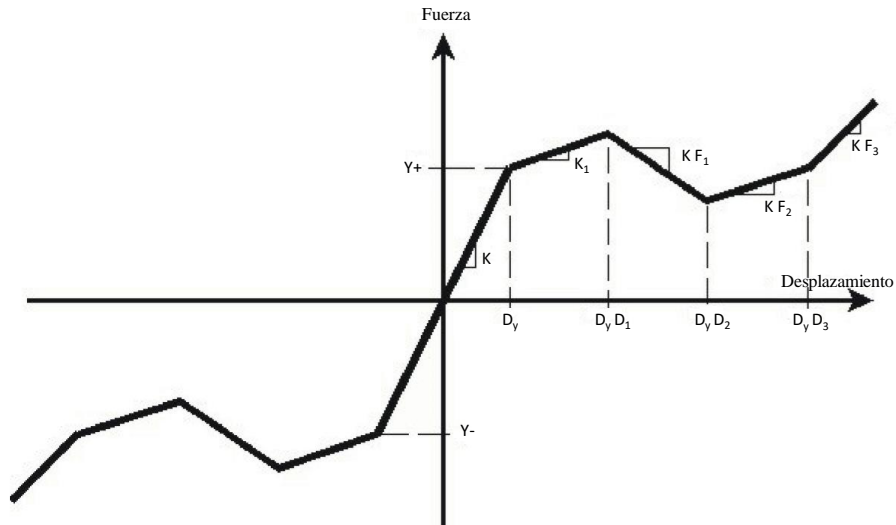


Figura 5.5 - Regla de histéresis Multi-Lineal Elástica (IHYST=47) [90].

Para simular el punto de descompresión en el ajuste, se utiliza un factor de rigidez rotacional inicial muy alto y se indica el valor del momento de descompresión calculado analíticamente [78]. En la Figura 5.6 y 5.7 se comparan las curvas analíticas de cada muro con las curvas multi-lineales ajustadas.

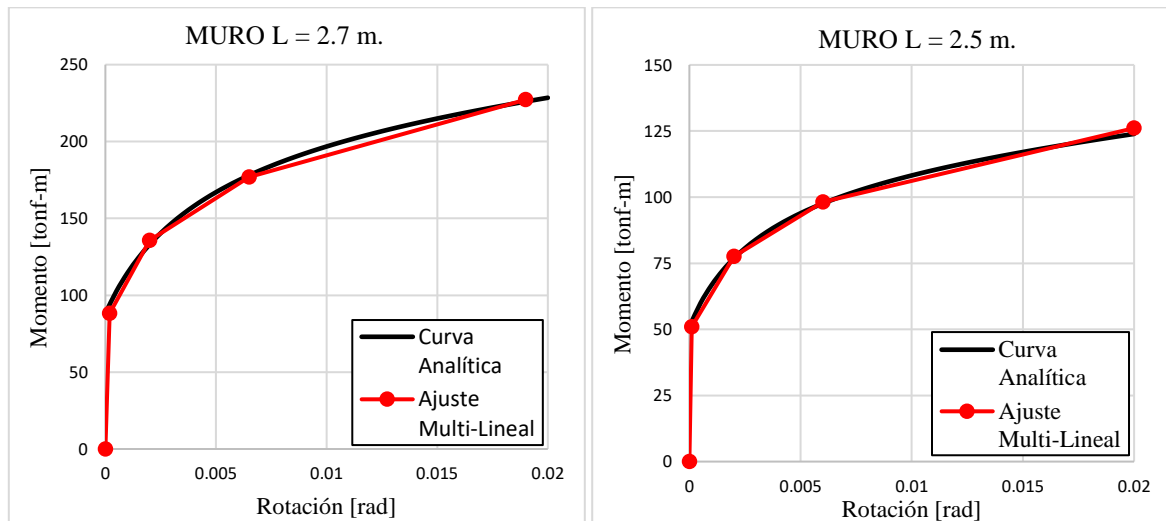


Figura 5.6 - Ajuste multi-lineal de momento-rotación, muros en dirección X.

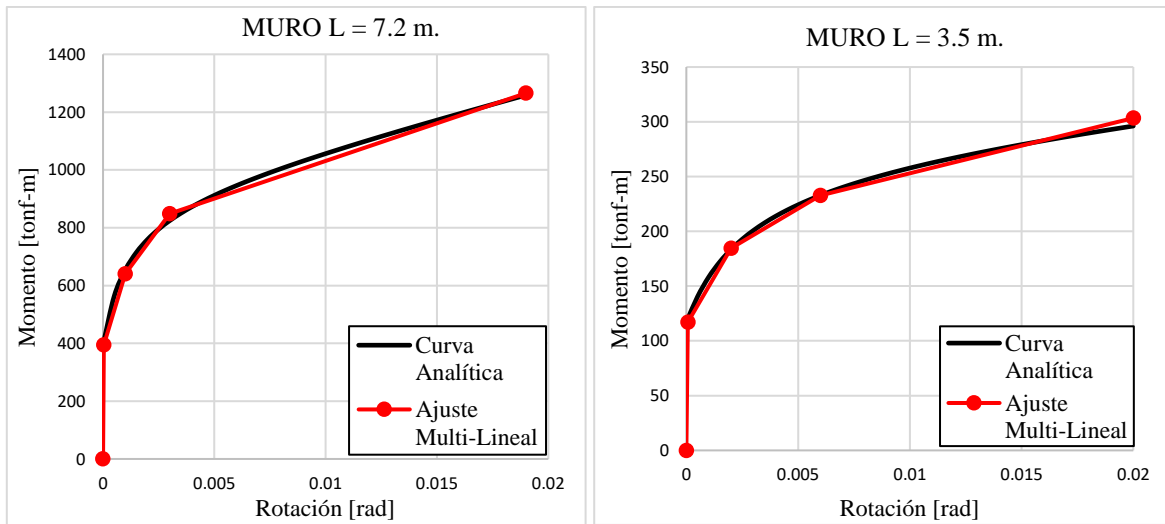


Figura 5.7 - Ajuste multi-lineal de momento-rotación, muros en dirección Y.

### 5.2.1.2 Riostras BRB

El comportamiento inelástico de las riostras de pandeo restringido fue representado por la regla de histéresis “Bounded Ramberg-Osgood” (IHYST = 40 en Ruaumoko) [90]. Esta regla es una versión mejorada de la regla original de “Ramberg-Osgood” [90] (IHYST = 3 en Ruaumoko), que elimina efectos no deseados en ciclos de pequeña amplitud. Según Tremblay et al. (2004) [91] este tipo de modelo logra simular adecuadamente el efecto Bauschinger que se observa en los ensayos de riostras BRB.

En la Figura 5.8 se muestran las ecuaciones que determinan el comportamiento de la regla de histéresis “Ramberg-Osgood”, donde se relaciona la fuerza de fluencia, la rigidez inicial elástica y el factor de control de rigidez ( $r$ ).

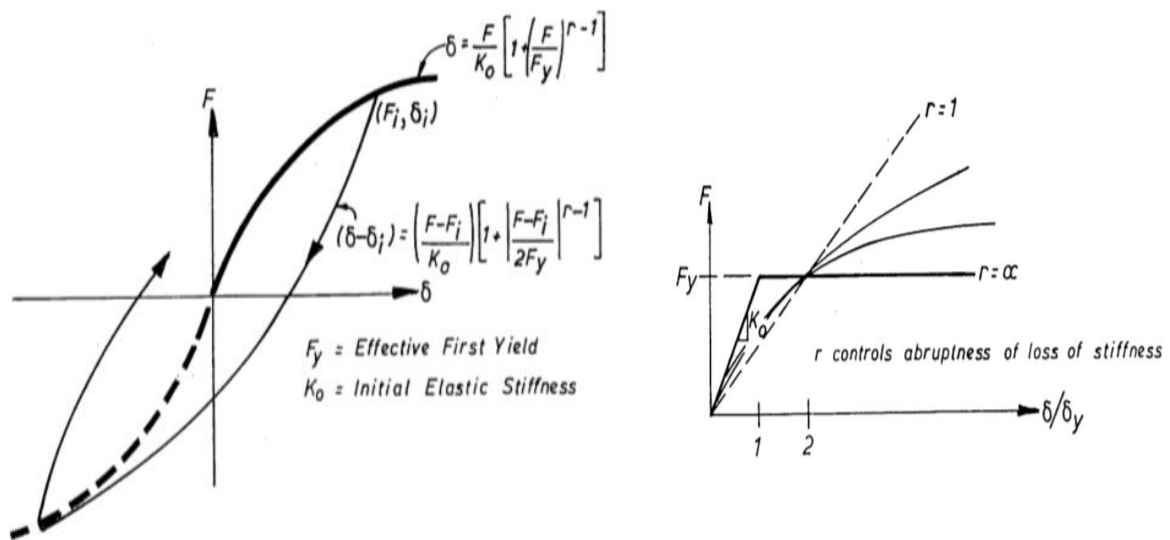


Figura 5.8 - Regla de histéresis “Ramberg-osgood” [90].

El factor  $r$  permite controlar la caída de rigidez alrededor de la fluencia. Si este parámetro es igual a 1, el comportamiento es elástico, mientras que, si el valor  $r$  es muy grande, el comportamiento es elastoplástico. En estricto rigor, este factor debe ser modificado para ajustarse a los resultados experimentales entregados por el fabricante. Sin embargo, en este estudio se utilizó un factor  $r$  igual a 15, utilizado en los ajustes de curvas experimentales hechos por Tremblay et al. (2004) [91].

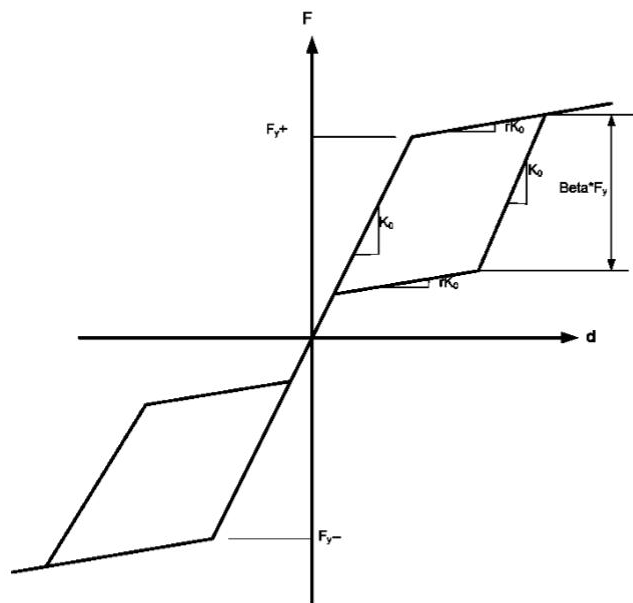
Además, en la Tabla 5.2, se proporcionan los datos necesarios para modelar las BRB, tales como la rigidez axial y fuerza de fluencia. Esta última se calcula con el esfuerzo de fluencia promedio del acero, para lograr una mayor representatividad.

**Tabla 5.2** - Rigidez y fuerza de fluencia de las Riostras de Pandeo Restringido.

Piso	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{y_{sc}}$ [tonf]	$K_0$ [tonf/m]
1-4	58.06	171	58086
4-8	45.81	133	42227
8-12	16.13	47	12590

#### 5.2.1.4 Riostras con SMA

En el diseño de las riostras con SMA se mantuvo las mismas propiedades de rigidez axial y fluencia determinadas para las BRB. Sin embargo, en este caso, el comportamiento de histéresis se modeló con una regla tipo “flag-shape” [92] (“Flag-Shape Bi-Linear” en Ruaumoko, IHYST = 50), ilustrada en la Figura 5.9. En esta figura,  $K_0$  es la rigidez axial elástica inicial de la riostra,  $r$  el factor de rigidez post-fluencia, y Beta el factor que determina el primer cambio de rigidez en la descarga (i.e. altura de la “bandera”), como fracción de la fuerza de fluencia. Este último parámetro debe tomar valores entre cero y uno. Si Beta = 0 se obtiene un comportamiento bi-lineal elástico, mientras que si Beta = 1, el ciclo de descarga retorna al origen.



**Figura 5.9** - Regla de histéresis “Flag-Shaped Bi-Linear” (IHYST=50) [90].

Para determinar la rigidez post-fluencia, se ajustó una curva analítica a los resultados experimentales obtenidos por Dolce et al. (2000) [14]. En estos ensayos, llevados a cabo a distintas temperaturas (5°C, 40°C), se utilizó un dispositivo SRCD (Supplemental Re-centring Devices), que proporciona re-centrado, formado por 12 alambres de 1 mm de diámetro, pretensados de tal forma que quedan

sometidos a una deformación inicial en tracción de 4%. Como se observa en la Figura 5.10, para el dispositivo sometido a 5°C y 40°C de temperatura, la rigidez de post-fluencia es aproximadamente igual a un 5% de la rigidez elástica inicial. En forma análoga, en este trabajo se considera  $r = 5\%$ . Por otra parte, por inspección de los gráficos de la Figura 5.10, se considera aceptable ocupar  $\beta = 0.5$ .

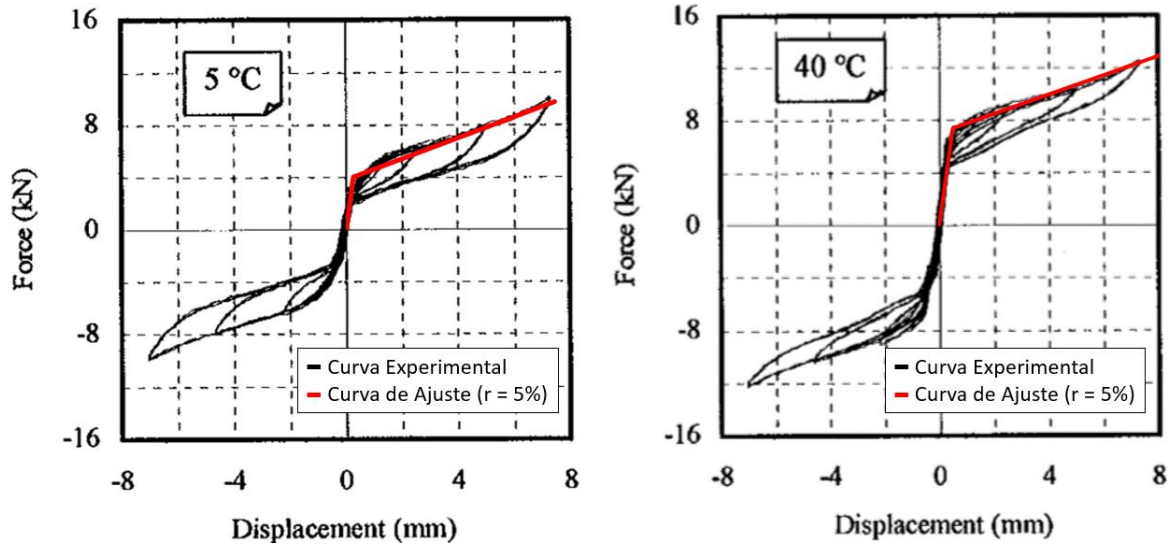


Figura 5.10 - Curva de ajuste a los resultados experimentales de Dolce et al. (2000) [14].

## CAPITULO VI: ANÁLISIS CUASI-ESTÁTICO NO-LINEAL

### 6.1 Análisis Incremental o Pushover

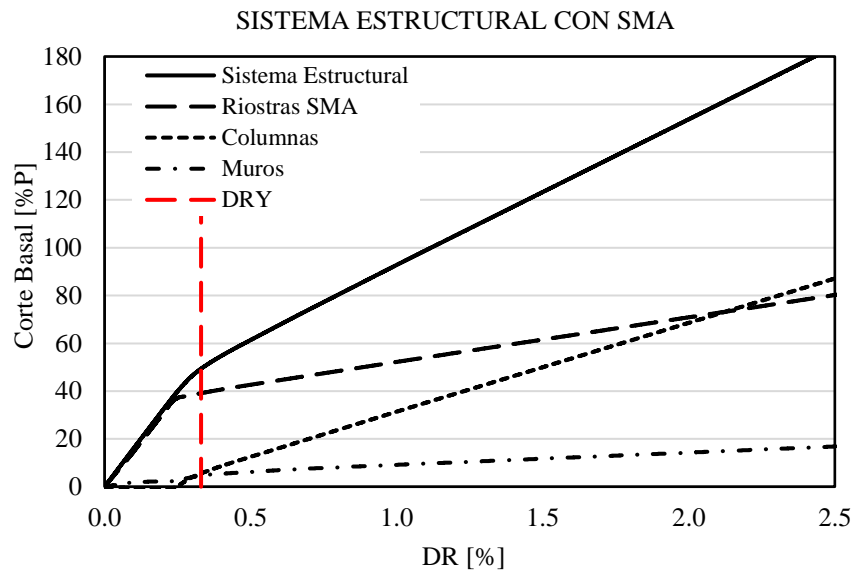
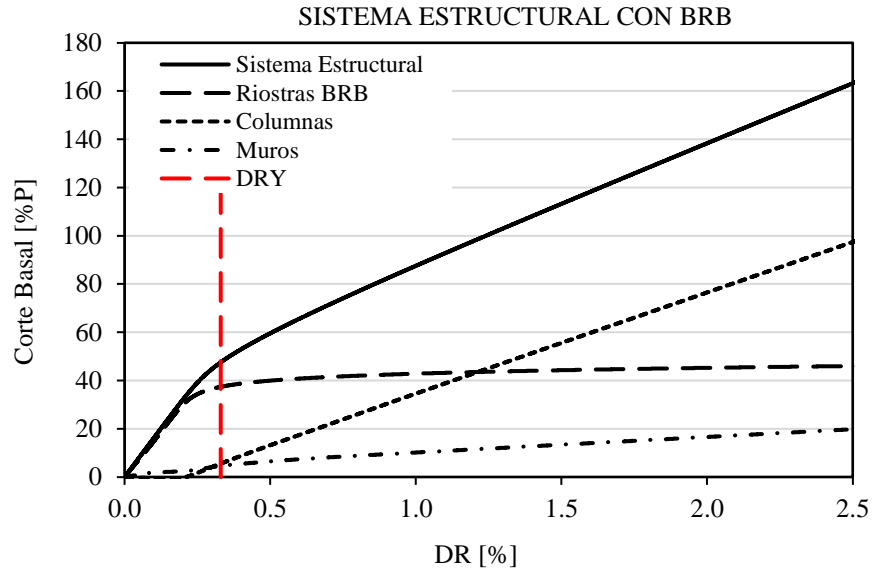
El objetivo del análisis incremental es evaluar la respuesta del sistema estructural por medio de la estimación de las demandas de deformación y la distribución de fuerzas internas que se producen en la estructura cuando se somete a fuerzas inerciales que provocan que ésta incurse en el rango inelástico [93]. El método permite evaluar la capacidad de desplazamiento y resistencia de una estructura asociadas a distintos estados límite alcanzados en los elementos críticos del sistema. Estos se pueden comparar con indicadores de la demanda sísmica como espectros de respuesta, de alguna índole, expresados en términos de la pseudo-aceleración en función del desplazamiento espectral [94, 95]

Una de las principales falencias de este tipo de análisis, es que se basa en el supuesto de que la respuesta de la estructura es equivalente a la de un sistema de un grado de libertad, lo que implica que la respuesta este controlada por un solo modo y que su forma permanece constante durante todo el tiempo. Sin embargo, estudios han indicado que estos supuestos conducen a predicciones adecuadas de la respuesta sísmica máxima de estructuras de múltiples grados de libertad cuando la respuesta está dominada por el primer modo [93].

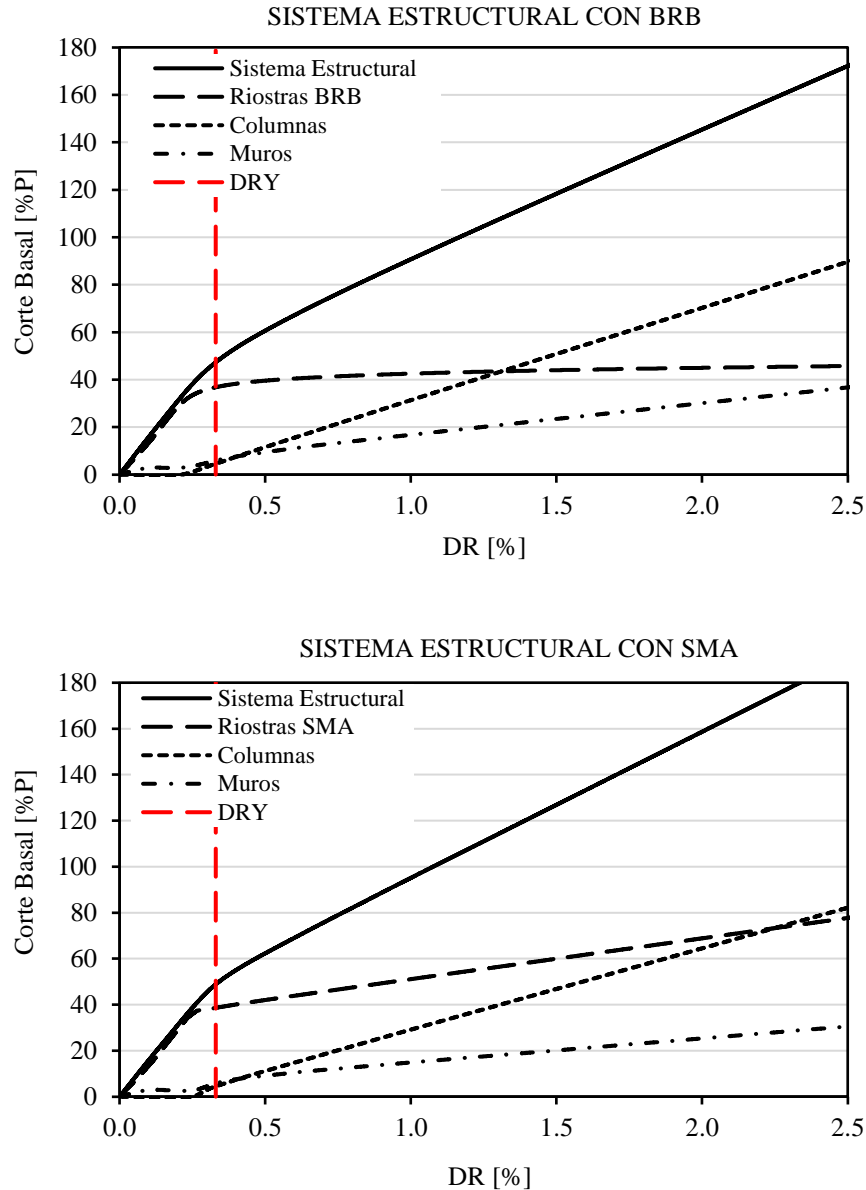
Una manera de representar el desplazamiento de techo de la estructura es por medio de la distorsión (o drift) global (DR), definido como la razón entre el desplazamiento lateral a nivel de techo y la altura total del edificio (ecuación 6.1).

$$DR = \frac{D_{techo}}{H} \quad (6.1)$$

A continuación, se presentan una serie de resultados asociados al análisis Pushover por fuerzas. En las Figuras 6.1 y 6.2, se grafica la distorsión global versus el corte basal (expresado en porcentaje del peso sísmico) del sistema estructural completo, y de sus distintos componentes por separado, en la dirección X e Y de análisis, respectivamente. En cada figura se incluyen los resultados del modelo arriostrado con BRB (denominado MBRB) y del modelo con riostras con SMA (denominado MSMA). Los resultados indican que el desplazamiento de fluencia de la estructura se puede considerar igual a 120 mm, equivalente a  $DR = 0.33\%$ . Los gráficos muestran que las riostras resisten gran parte del corte basal de la estructura cuando estas se comportan elásticamente. Sin embargo, una vez que estas fluyen, y disminuyen notablemente su rigidez, los marcos, que permanecen elásticos, resisten las fuerzas adicionales que se producen en el análisis. Se aprecia también, que con las riostras SMA alcanzan una mayor rigidez post-fluencia en comparación con las riostras BRB.



**Figura 6.1** - Resultados Pushover, dirección de análisis X.



**Figura 6.2** - Resultados Pushover, dirección de análisis Y.

En la Figura 6.3 se grafica el corte basal que resiste cada columna, por separado, en función de la distorsión global del edificio, en la dirección X de análisis. La nomenclatura de cada columna se presenta en el Anexo A.3.1. Debido a que las columnas poseen sus láminas orientadas en la dirección perpendicular a la de la fuerza, su resistencia al corte ante cargas sísmicas es de 143 tonf. Por lo tanto, las columnas interiores de los marcos arriostrados alcanzan su máxima capacidad para una distorsión global de 1.9% para la estructura con BRB, y de 2.0% para la estructura con riostras con dispositivos SMA.

La Figura 6.4 muestra los resultados obtenidos en la dirección de análisis Y. En la figura se aprecia que se alcanza la resistencia al corte en las columnas centrales de los marcos sin arriostrar, igual a 187.5 tonf, con distorsiones globales de 2.2% y 2.4% para la estructura con BRB y SMA, respectivamente.

En forma conservadora, el cálculo de la resistencia de corte de las columnas se realizó considerando la sección de 85 cm, pese a que en el primer nivel la sección aumenta a 105 cm. En los análisis dinámicos se verifica el corte por piso de las columnas más solicitadas para una serie de registros.

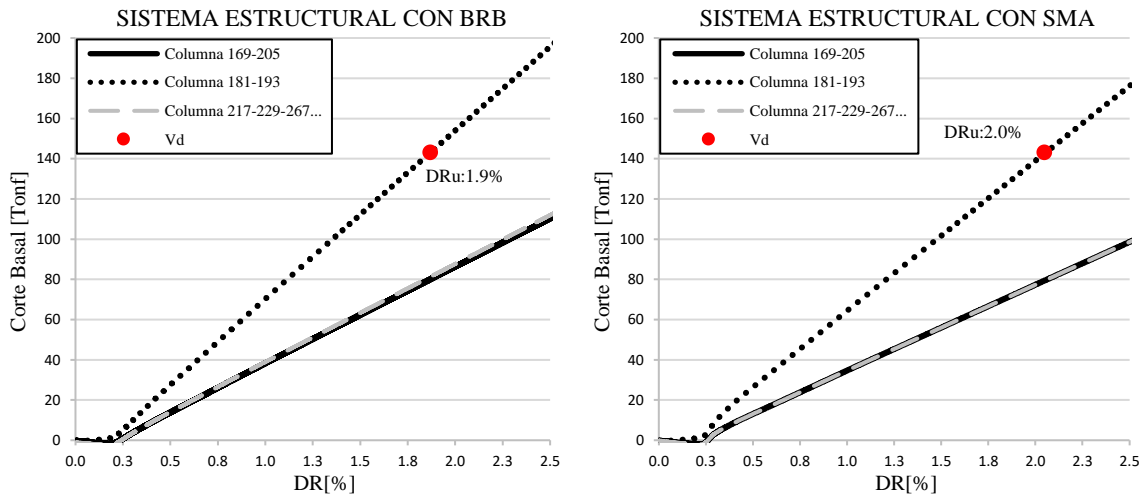


Figura 6.3 - Corte basal columnas, dirección de análisis X.

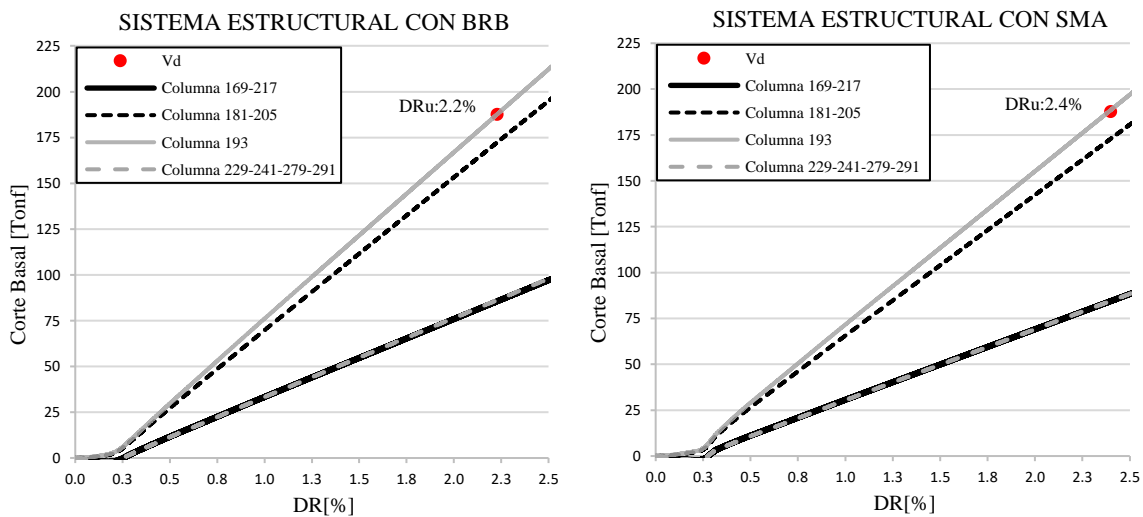
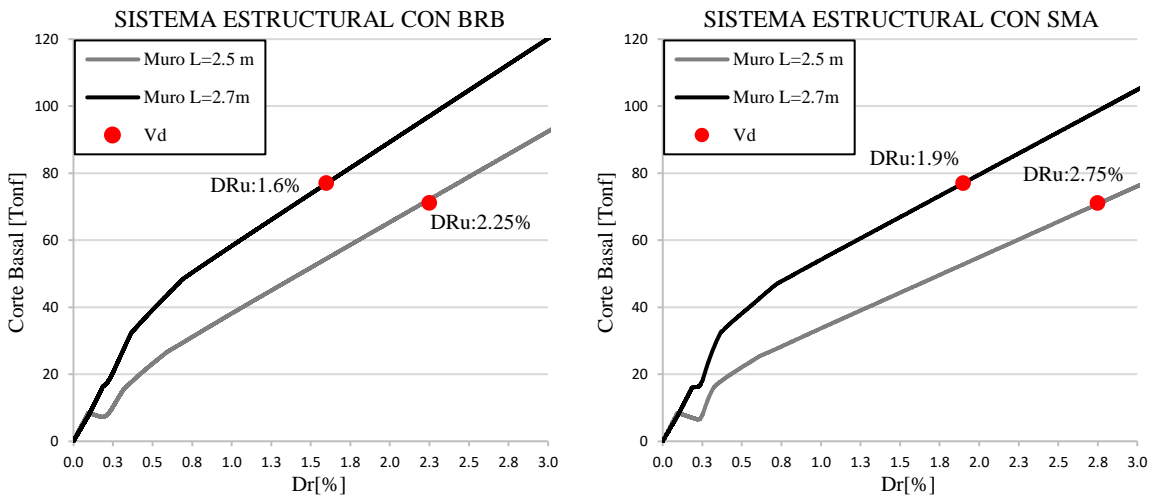


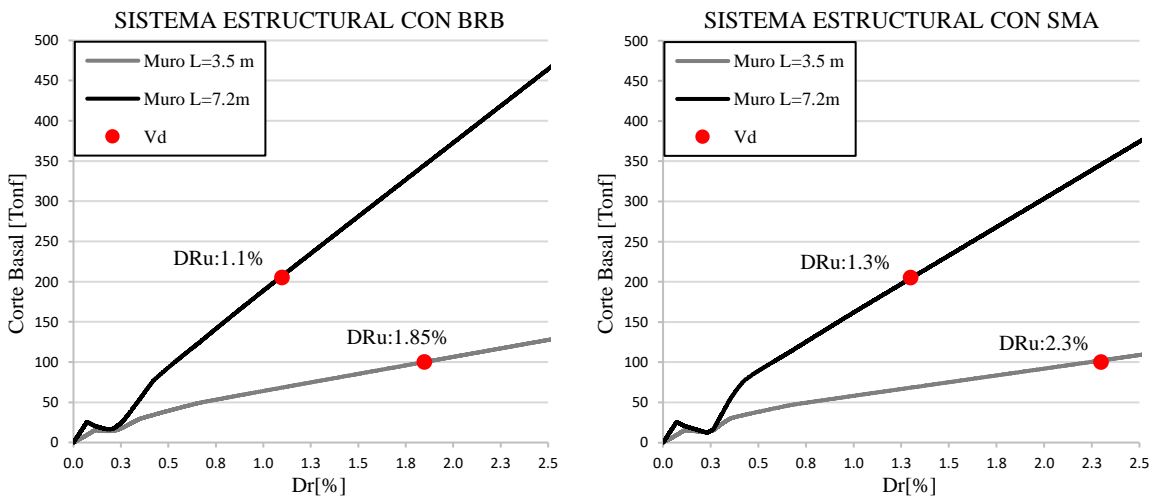
Figura 6.4 - Corte basal columnas, dirección de análisis Y.

En la Figuras 6.5 y 6.6 se presenta el corte basal de los muros en función de la distorsión global, para las direcciones de análisis X e Y respectivamente. En las curvas se indica la distorsión global última para cada muro, definida cuando se alcanza la resistencia máxima al corte del panel CLT. El caso más desfavorable ocurre para el muro de 7.2 metros de largo, ubicado en la dirección Y de análisis. Este muro posee una resistencia al corte igual a 205 tonf, que se alcanza con una distorsión global última de 1.1% para la estructura con BRB y 1.3% en el caso de riostras con SMA.

Se concluye del análisis Pushover que la estructura lograría un comportamiento adecuado hasta una distorsión global del 1.1% y 1.3% para la estructura con BRB y SMA, respectivamente, en donde los paneles de CLT comenzarían a fallar por corte. Sin embargo, debido a las limitantes de este tipo de análisis, es importante verificar la resistencia de los muros postensados y columnas utilizando análisis dinámicos, en donde sí se considera la influencia de los demás modos de vibrar.

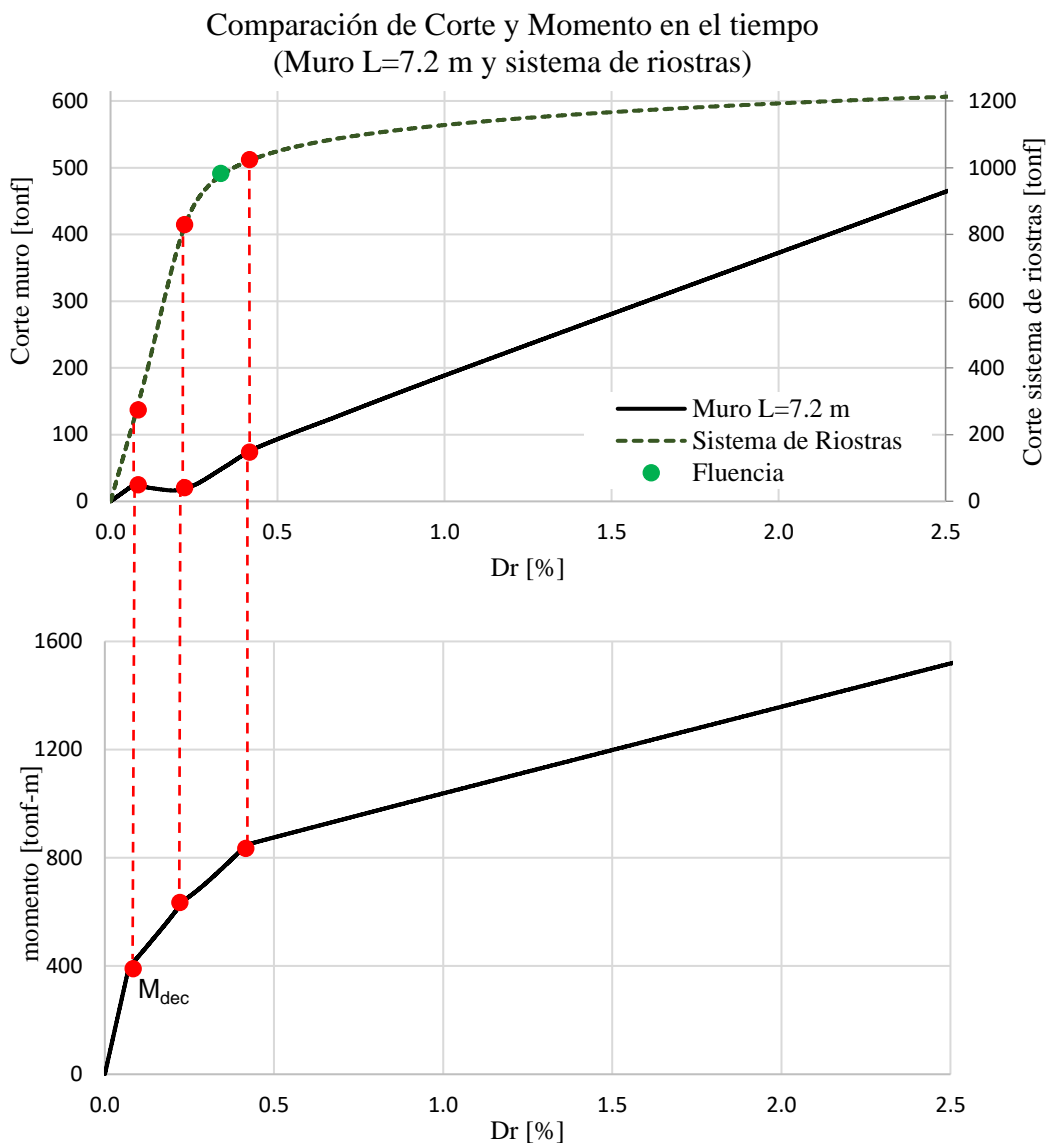


**Figura 6.5** - Corte basal muros, dirección de análisis X.



**Figura 6.6** - Corte basal muros, dirección de análisis Y.

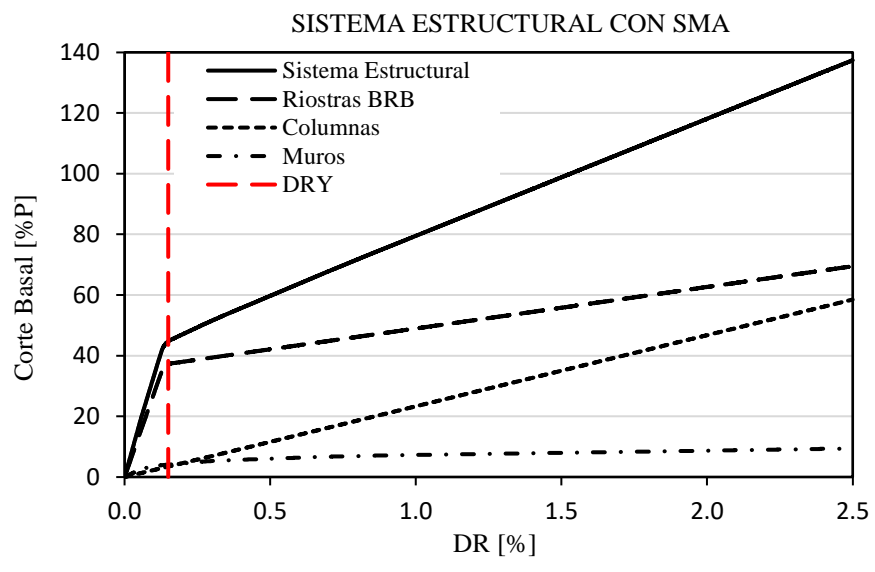
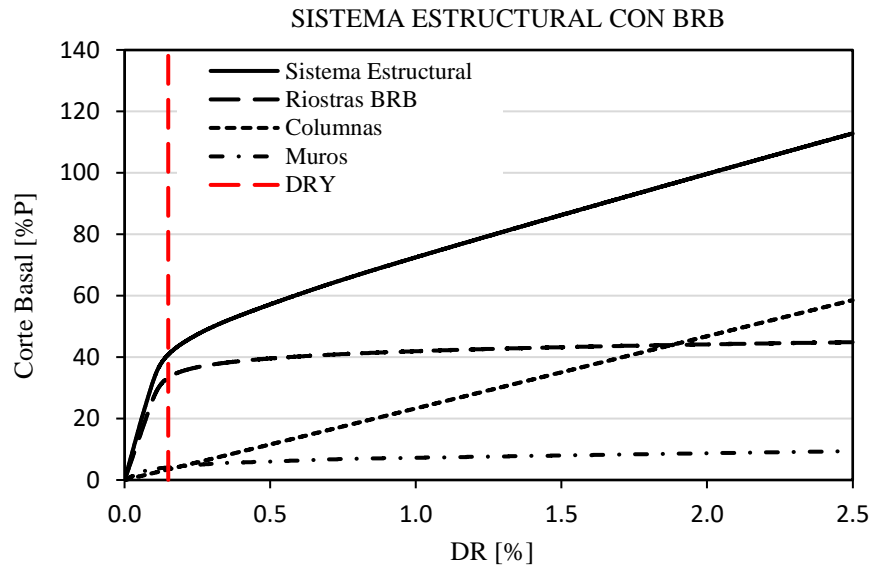
En los gráficos 6.5 y 6.6 se evidencia una caída en el corte de los muros postensados. Como se analiza en la Figura 6.7 este fenómeno se debe a que cuando la conexión del postensado alcanza el momento de descompresión, disminuye su rigidez sustancialmente generando que los muros reciban un corte prácticamente constante y que el sistema de riostras aumente el corte que recibe ya que posee una mayor rigidez. Sin embargo, en el instante que el sistema de riostras comienza a fluir se produce una redistribución de esfuerzos en el sistema, aumentando el corte recibido por los muros postensados



**Figura 6.7** - Comparación de corte y momento en el tiempo de un muro y el sistema de riostras.

Una forma alternativa de este análisis consiste en un análisis cuasi-estático con desplazamientos controlados. Esto quiere decir que, en lugar de aplicar una distribución de fuerzas a la estructura, se imponen los desplazamientos en cada piso, cuya magnitud es proporcional a la altura del nivel que corresponde. En consecuencia, la distorsión de entrepiso en todos los niveles es igual a la distorsión de techo.

En la Figura 6.8 se presentan los resultados del análisis con desplazamiento controlado para la dirección X. Se puede observar que la distorsión global de fluencia disminuye con respecto a la que se obtiene con el análisis incremental por fuerzas, siendo aproximadamente igual a 0.15%. Una forma de estimar cuál de los dos análisis representa de mejor forma el comportamiento de la estructura, es comparando su deformada cuando es sometida a los análisis dinámicos, en los que influyen los efectos de los modos superiores de vibrar



**Figura 6.8** - Resultados Pushover con desplazamiento controlado, dirección de análisis X.

## 6.2 Análisis Cíclico Incremental o Push-pull

En este tipo de análisis se aplica una carga triangular invertida, cuya magnitud se incrementa en forma cíclica sobre la estructura. Para esto es necesario definir un patrón de cargas como el que se muestra en la Figura 6.9, que multiplica el vector de fuerzas laterales.

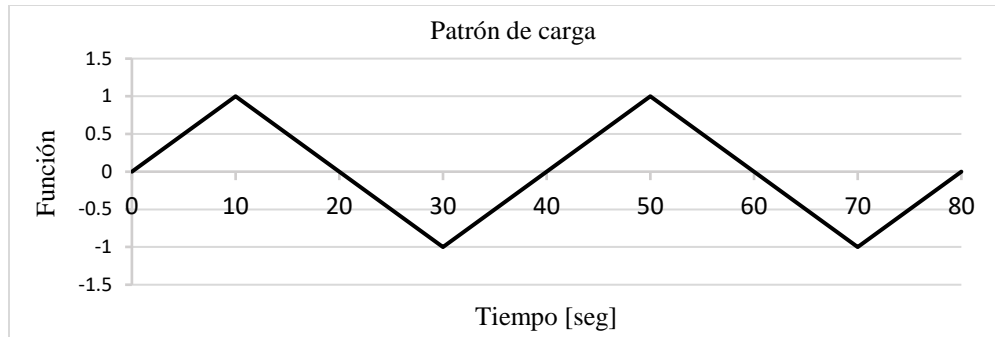


Figura 6.9 - Patrón de carga del vector fuerza en el tiempo.

En la Figuras 6.10, 6.11, 6.12 y 6.13 se presentan los resultados del corte basal de los principales sistemas sismorresistentes en función de la distorsión global, para el caso de la estructura con riostras de pandeo restringido y equipadas con Memoria de Forma, en la dirección de análisis X e Y. Se puede observar que las riostras BRB incorporan una gran disipación de energía al sistema mientras que, en el caso en que se utilizan riostras equipadas con Memoria de Forma, éstas le brindan la capacidad de recentrado a la estructura. Sin embargo, la disipación de energía que se logra es mucho menor que con la utilización de riostras BRB.

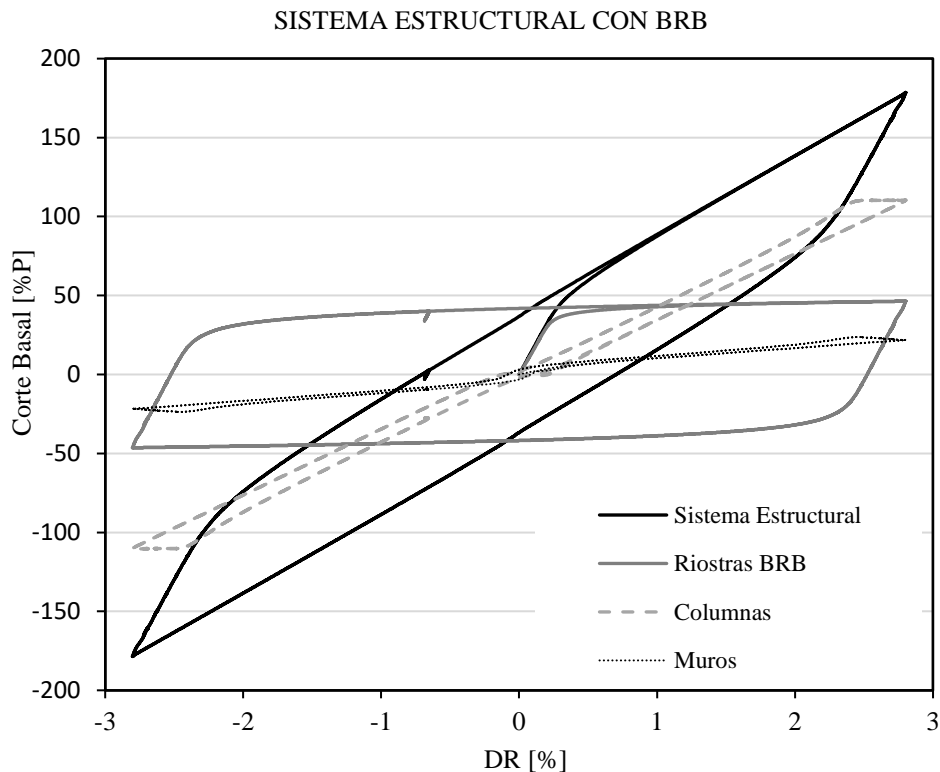


Figura 6.10 - Resultados Pushpull, MBRB, dirección de análisis X.

### SISTEMA ESTRUCTURAL CON SMA

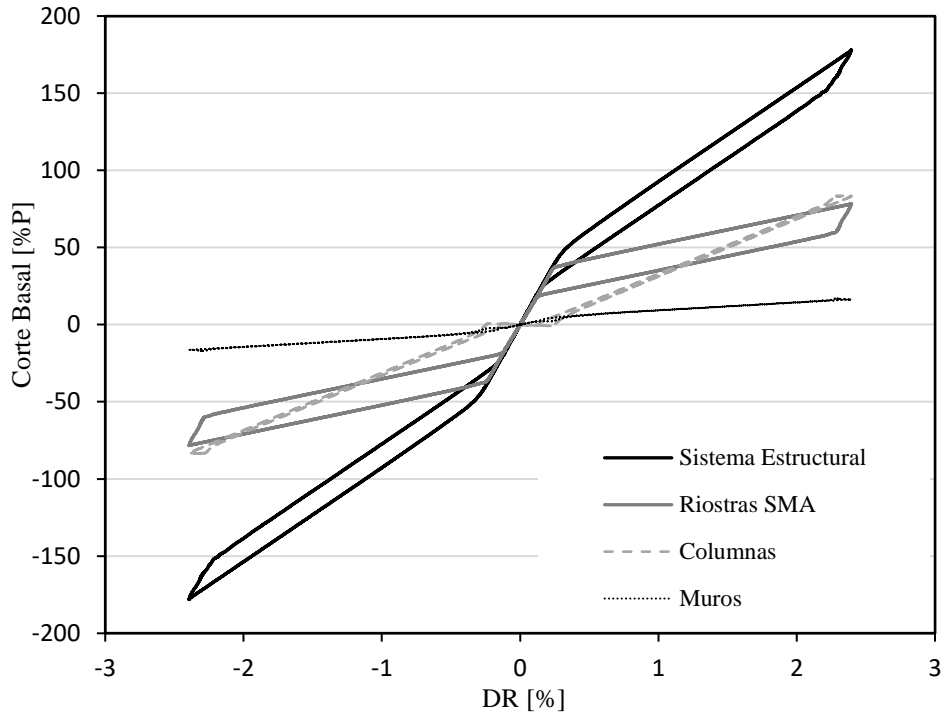


Figura 6.11 - Resultados Pushpull, MSMA, dirección de análisis X.

### SISTEMA ESTRUCTURAL CON BRB

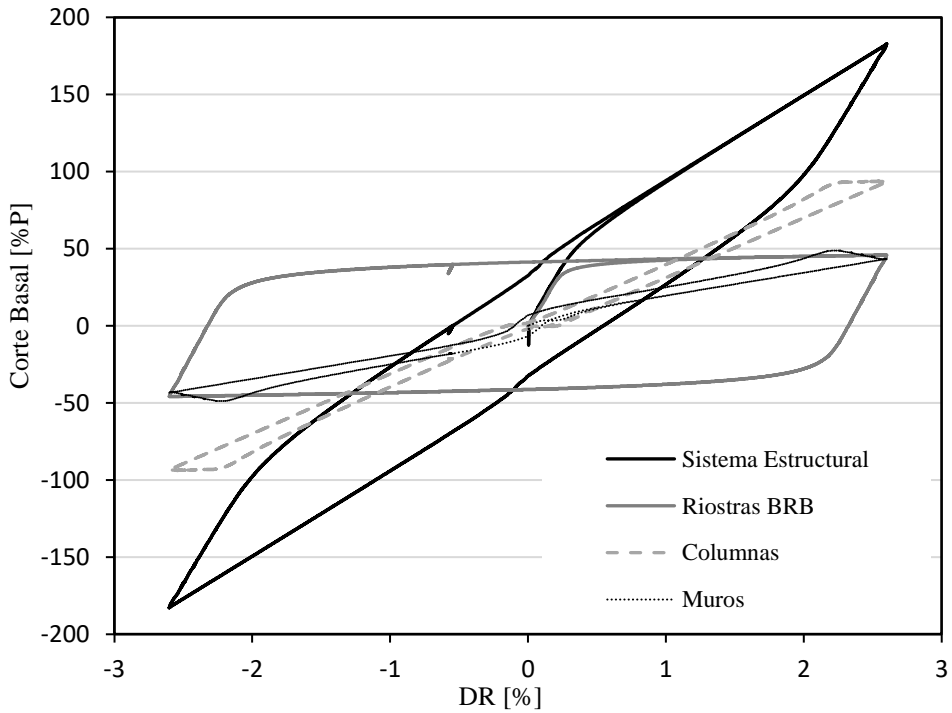
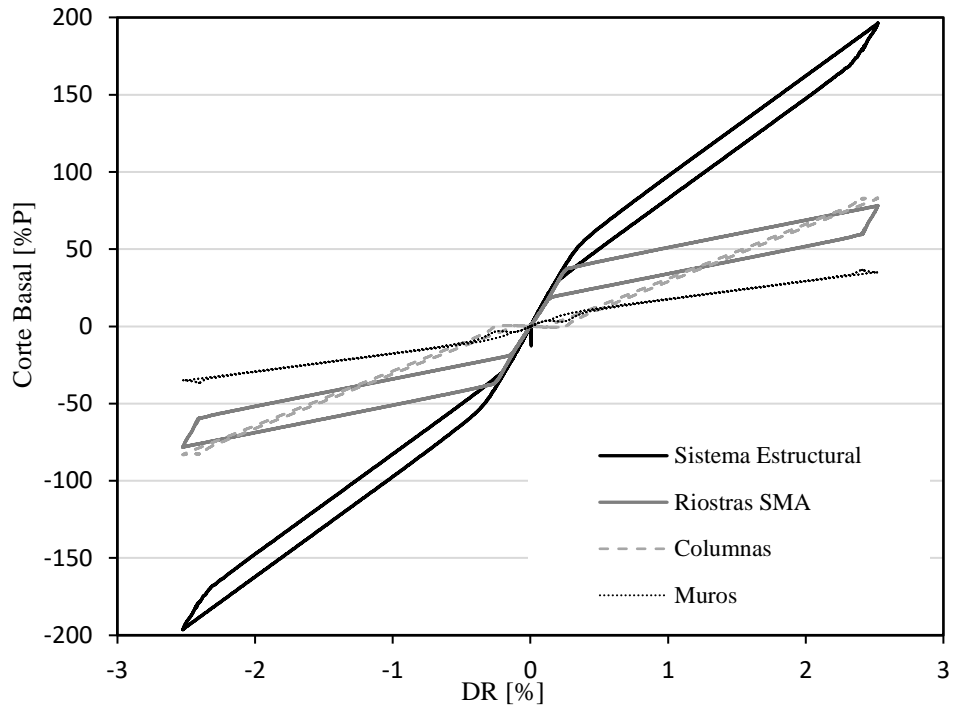


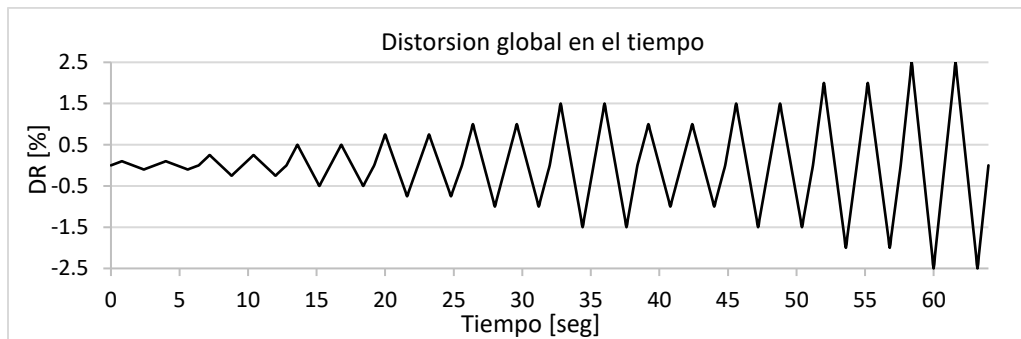
Figura 6.12 - Resultados Pushpull, MBRB, dirección de análisis Y.

### SISTEMA ESTRUCTURAL CON SMA



**Figura 6.13** - Resultados Pushpull, MSMA, dirección de análisis Y.

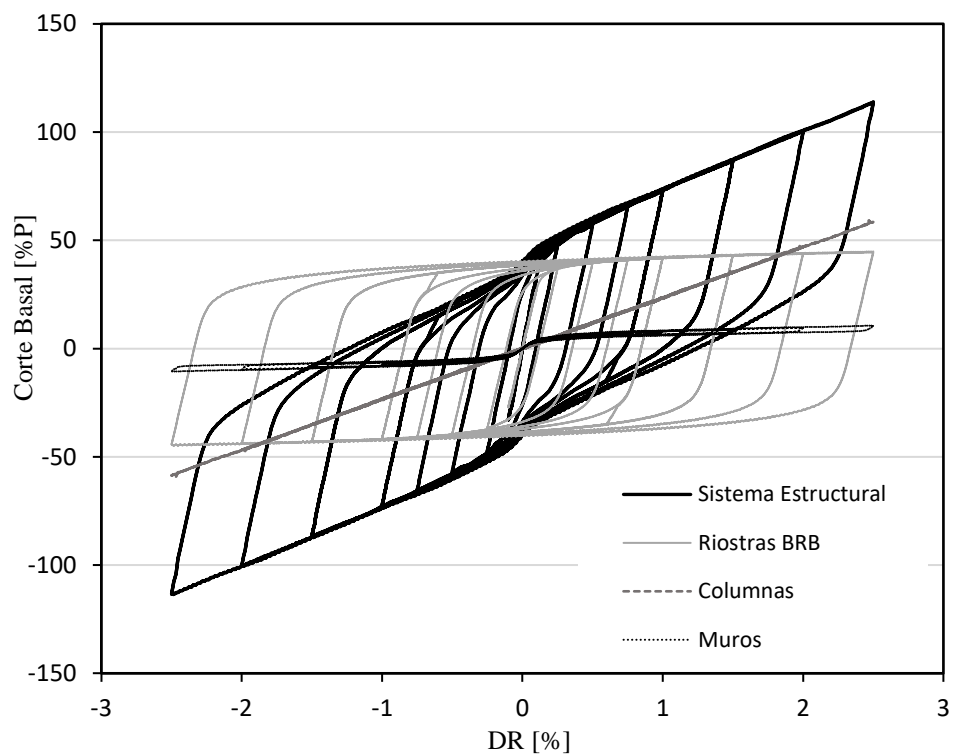
También se lleva a cabo un análisis Pushpull con desplazamiento controlado, esto quiere decir que envés de aplicar una distribución de fuerzas a la estructura se imponen desplazamientos cíclicos por cada piso, como se muestra en la Figura 6.14.



**Figura 6.14** - Distorsión global impuesta en el tiempo, Pushpull.

En la Figura 6.15 se presenta los resultados del análisis Pushpull con desplazamiento controlado, para cada sistema sismorresistente de la estructura en la dirección de análisis X. Estos resultados permiten verificar el comportamiento de las reglas de histéresis seleccionadas para representar el comportamiento de cada elemento.

### SISTEMA ESTRUCTURAL CON BRB



### SISTEMA ESTRUCTURAL CON SMA

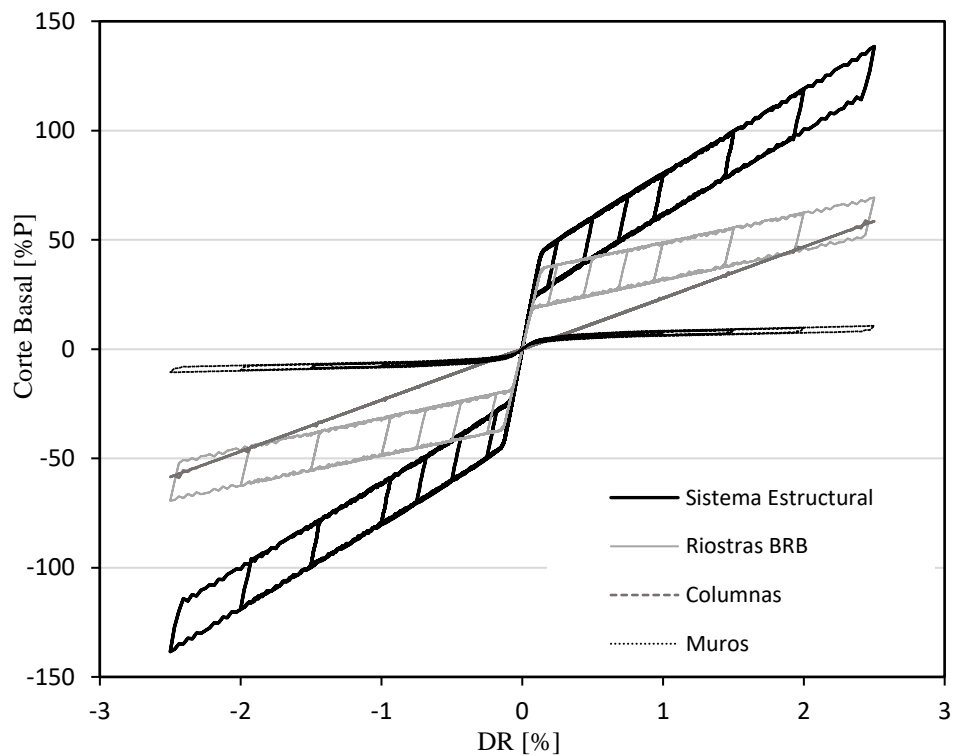


Figura 6.15 - Resultados Pushpull con desplazamiento controlado, dirección de análisis X.

# CAPITULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL

## 7.1 Registros Sísmicos

En los análisis dinámicos se utilizaron cuatro registros sísmicos: (1) Viña del Mar y (2) Lolleo, obtenidos durante el terremoto de Valparaíso (1985); (3) Christchurch Hospital, originado por el terremoto de Canterbury (Littleton), Nueva Zelanda (2011); y (4) el registro de Sylmar, registrado durante el terremoto de Northridge, California (1994). En la Tabla 7.1 se presentan las principales características de los registros y en las Figura 7.1 a 7.4 se grafican las historias de aceleraciones.

Tabla 7.1 - Características de los registros sísmicos.

Registro	Fecha	Magnitud Richter	PGA [g]	Distancia Epicentral [km]	Profundidad [km]	Duración significativa [seg]
VMM	03-03-1985	7.8	0.36	45	33	45
LloI	03-03-1985	7.8	0.71	84	33	35.8
CHHC	22-02-2011	6.3	0.71	8	5	9
Sylmar	17-01-1994	6.8	0.84	15	18.3	5.3

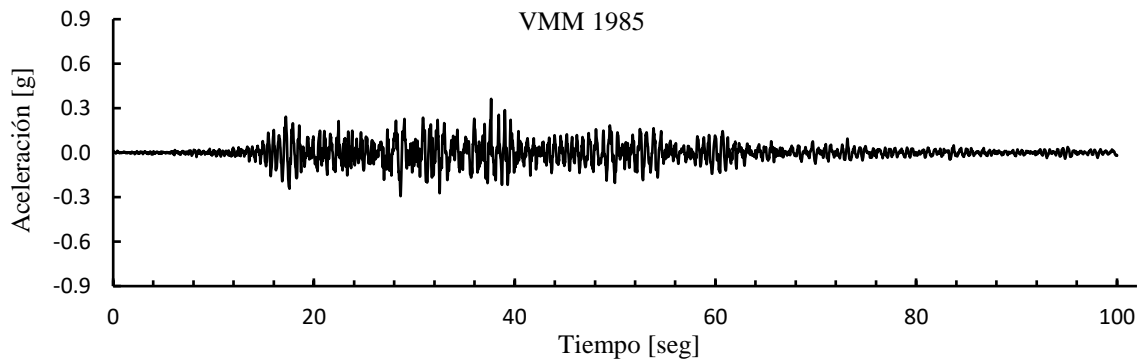


Figura 7.1 - Registro de aceleración, Viña del Mar 1985, Chile.

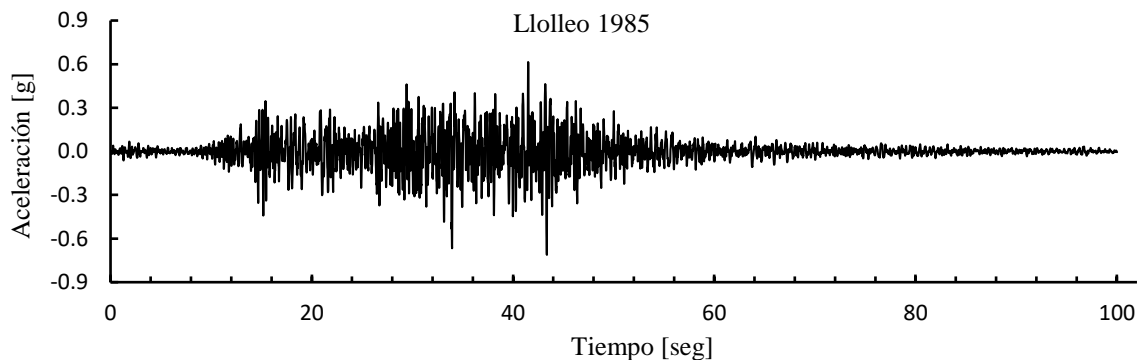
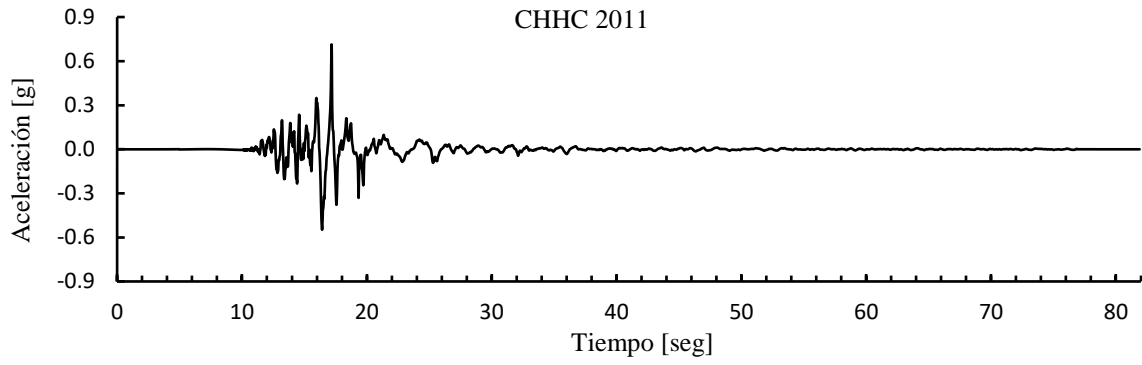
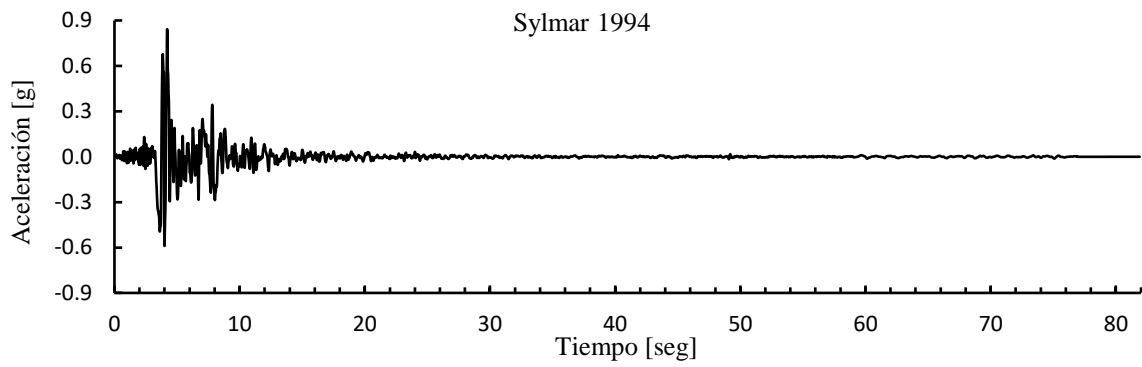


Figura 7.2 - Registro de aceleración, Lolleo 1985, Chile.



**Figura 7.3** - Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda.



**Figura 7.4** - Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos.

## 7.2 Deformada del Sistema

### 7.2.3 Deformada del Sistema en el Instante de Mayor Desplazamiento de techo

La Figura 7.5 presenta la deformada del sistema que se produce cuando la distorsión global (DR) es máxima y mínima, para la estructura equipada con riostras BRB y SMA, y en ambas direcciones de análisis. Se aprecia que la estructura se deforma de manera similar en ambas direcciones de análisis, y que en la estructura conformada con riostras SMA, se generan mayores desplazamientos que con las riostras tipo BRB. Sin embargo, la forma de la deformada es similar en ambos casos.

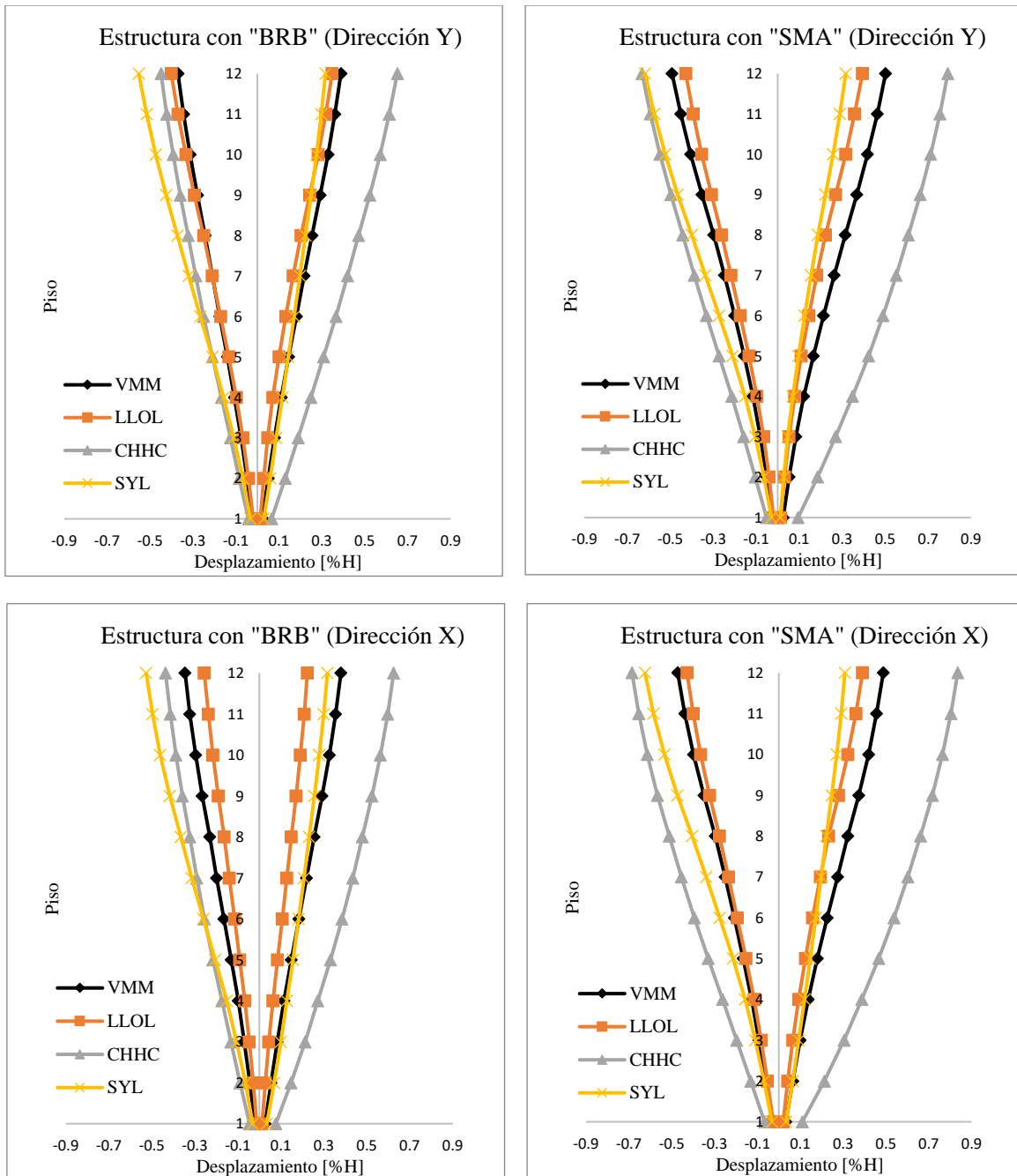


Figura 7.5 - Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo.

### 7.2.3 Deformada del Sistema en el Instante de Fluencia.

En la siguiente Figura se comparan las deformadas de los análisis tipo Pushover con fuerzas y desplazamiento controlado, con la deformada del sistema en el momento en que se alcanza una distorsión global de 0.3% para los cuatro registros en estudio, en dirección de análisis X de la estructura con BRB. Se observa que la deformada de los registros de Lolloe, Christchurch, y en menor medida el de Viña del Mar se asemejan a la deformada del análisis Pushover con fuerzas, mientras que la deformada del registro de Sylmar se asemeja a la deformada del análisis Pushover con desplazamiento controlado. Debido a que la deformada del sistema en ambas direcciones de análisis es similar y que las deformadas de los sistemas con BRB y SMA pese a no ser similares en magnitud sí lo son en forma (ver Figura 7.5), se considera la deformada en el instante de fluencia representativa para ambos modelos y en ambas direcciones.

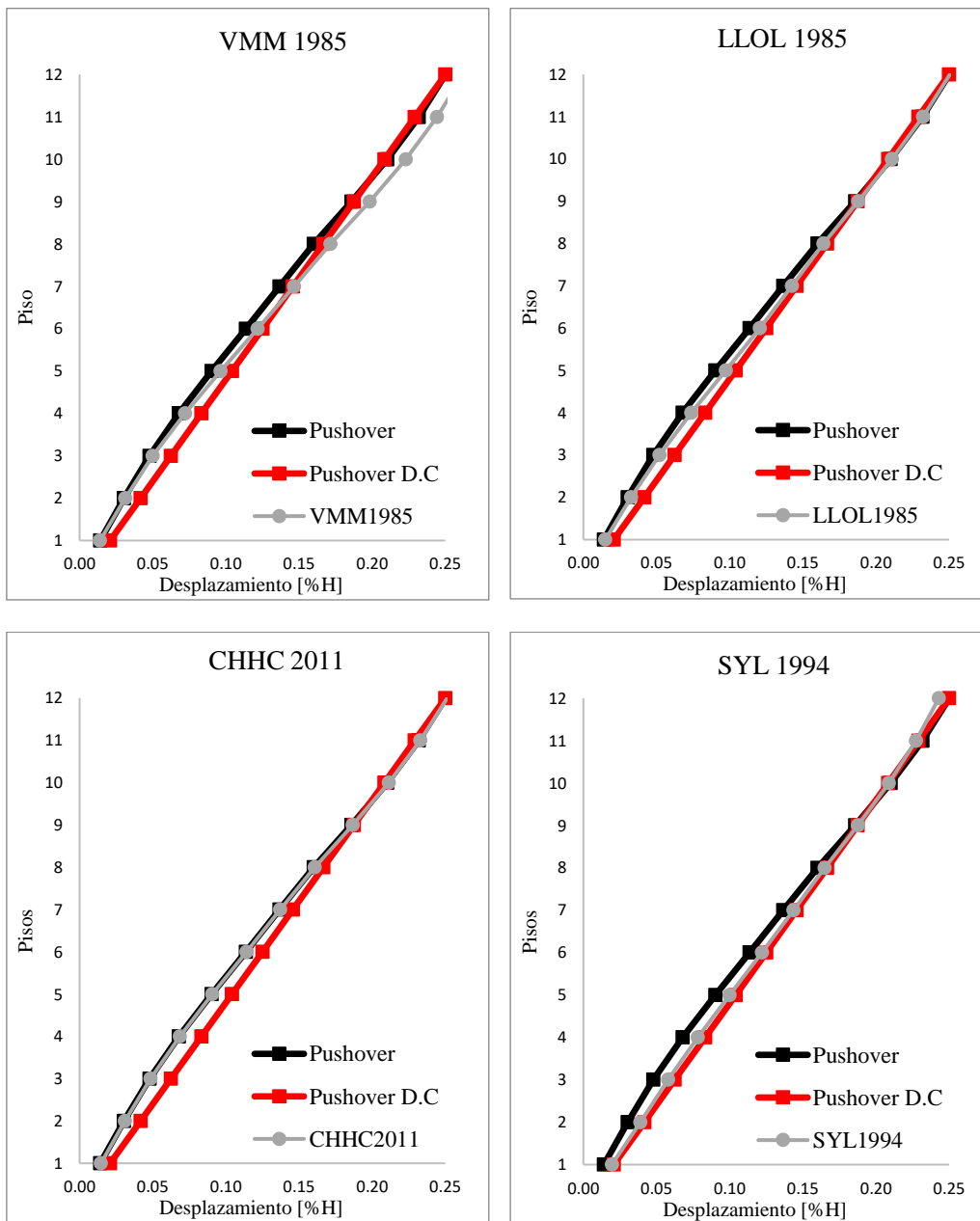


Figura 7.6 - Deformada del sistema en el instante de fluencia, MBRB.

## 7.3 Demandas Globales

### 7.3.1 Desplazamientos de Techo en el Tiempo

En las Figuras 7.7 a 7.10, se grafica la distorsión global del edificio en función del tiempo, obtenidos para la dirección X de análisis, para tres casos por cada registro: (1) la estructura con riostras BRB; (2) la estructura con riostras SMA, y (3) utilizando propiedades elásticas en las riostras. En el Anexo III, se presentan los resultados respecto a la dirección de análisis Y, los cuales son prácticamente idénticos a los obtenidos en la dirección X.

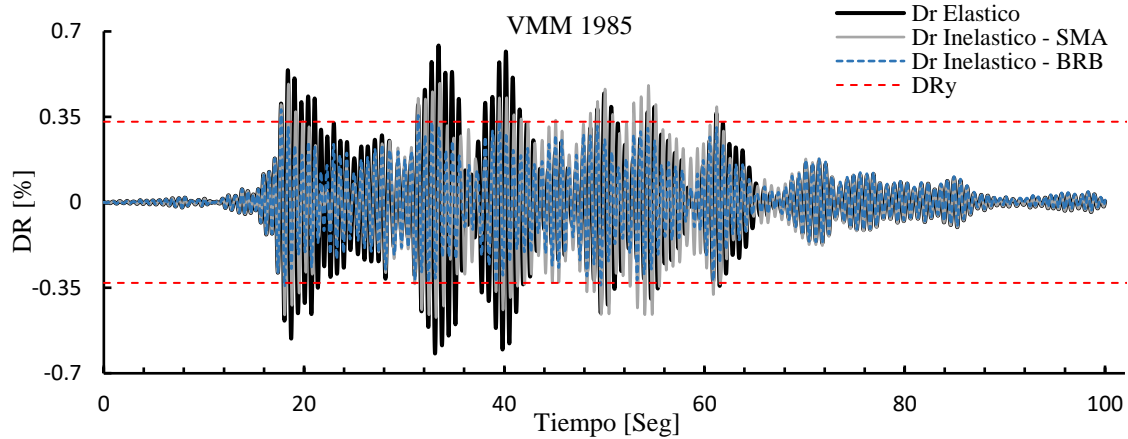


Figura 7.7 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Viña del Mar 1985

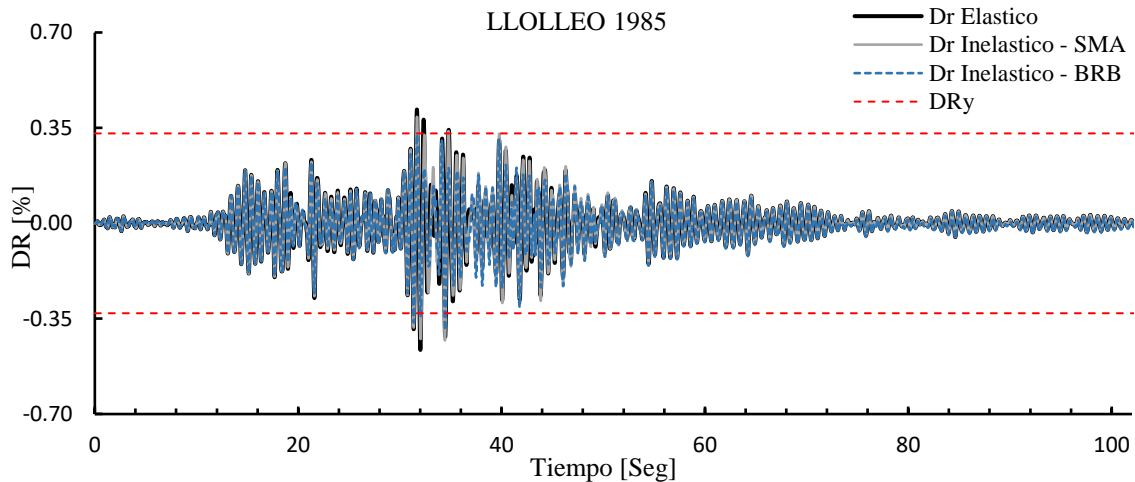


Figura 7.8 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Llolleo 1985.

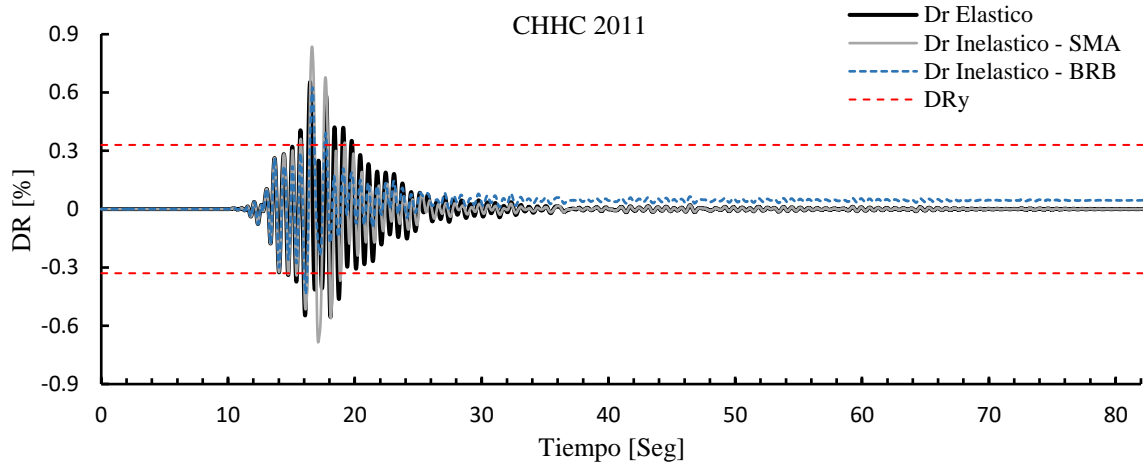


Figura 7.9 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Christchurch 2011.

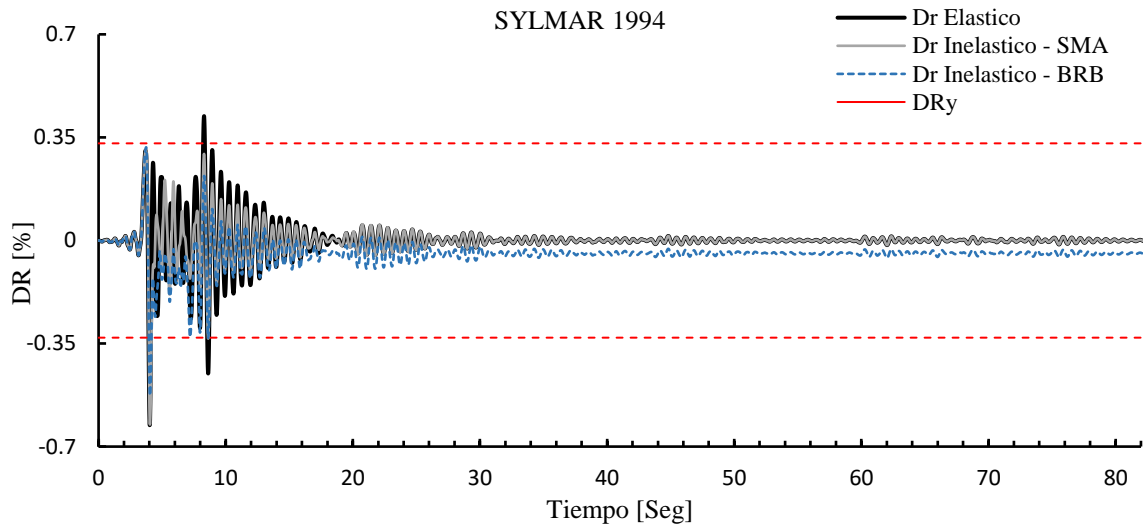


Figura 7.10 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Sylmar 1994.

Los resultados indican que la magnitud de los desplazamientos de techo obtenidos con el modelo que incluye BRB es menor que la de aquellos obtenidos con el modelo MSMA. Esto se atribuye a la mayor capacidad de disipación de energía que otorgan las BRB al sistema, en comparación con los SMA. Sin embargo, los análisis muestran que las BRB experimentarían deformaciones remanentes para los registros de Christchurch y Sylmar. En el caso de las riostras con SMA, por el contrario, su capacidad de recentrado evita que estas deformaciones residuales existan.

Para tener una idea de la ductilidad alcanzada por el sistema, se considera el factor de ductilidad global de la estructura como la razón entre el desplazamiento máximo de techo ( $D_{m\acute{a}x}$ ) y el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ).

$$\mu_e = \frac{D_{max}}{D_y} = \frac{DR_{max}}{DR_y} \tag{7.2}$$

Utilizando el análisis pushover con fuerzas y desplazamiento controlado, se estimó que la distorsión global de fluencia ( $DR_y$ ) es aproximadamente igual a 0.3% y 0.15%, respectivamente. La diferencia se debe a que la deformada del sistema cuando ocurre la fluencia de las riostras, es distinto en ambos casos. Dado que, en la mayoría de los NLDA, la deformada del sistema en el instante en que

se alcanza la fluencia resultó ser más parecida a la deformada obtenida con el análisis incremental con fuerzas, se adoptó  $DR_y = 0.3\%$  como referencia. Los factores de ductilidad global calculados con los resultados de los NLDA se presentan en la Tabla 7.2.

**Tabla 7.2** - Demandas de desplazamiento y ductilidad global

Registro	$DR_{max}^{elástico}$ [%]	$DR_{max}^{sma}$ [%]	$\mu_e$ SMA	$DR_{max}^{brb}$ [%]	$\mu_e$ BRB
VMM1985	0.64	0.49	1.63	0.38	1.27
LLollo1985	0.46	0.43	1.43	0.39	1.43
CHHC2011	0.65	0.84	2.78	0.63	2.08
Sylmar1994	0.63	0.63	2.08	0.53	1.76

### 7.3.2 Aceleraciones y Desplazamientos Relativos de entrepiso

En las Figuras 7.11, 7.12, 7.13 y 7.14 se presentan las respuestas máximas por piso de aceleraciones absolutas, drift máximos, desplazamientos residuales y drift residuales respectivamente, para los cuatro registros sísmicos considerados en dirección X (en el Anexo A.3.3 se presentan los resultados asociados a la dirección de análisis Y). En cada gráfico se comparan los resultados obtenidos con los marcos equipados con ambos tipos de riostra (BRB y SMA).

Las aceleraciones de piso obtenidas con el modelo con SMA (MSMA), son mayores que las obtenidas con el modelo con BRB (MBRB), para los 4 registros. Esto se puede deber a que las BRB logran disipar una mayor cantidad de energía que las riostras SMA. Las aceleraciones máximas obtenidas con el registro de Sylmar se producen en el último nivel, alcanzando 2.8 g y 1.8 g en los casos MSMA y MBRB, respectivamente. La menor magnitud de las aceleraciones obtenidas con las BRB constituye una gran ventaja sobre los SMA, ya que aceleraciones excesivas pueden causar incomodidades a los habitantes y/o daños en elementos no-estructurales. Un ejemplo es el caso del edificio de 7 pisos, ensayado como parte del proyecto SOFIE, donde se registraron aceleraciones de piso del orden de 3.8 g que fueron consideradas excesivas [6]. Sin embargo, cabe mencionar que la normativa chilena no establece limitaciones para las aceleraciones de piso, y tampoco parece haber claridad en cuanto a un límite que sea requerido por otros códigos.

En la Figura 7.12, se muestran los drifts de piso máximos obtenidos con los análisis. Los mayores valores se obtienen en el caso MSMA, donde se alcanza un valor máximo de 1.34% para el terremoto de Christchurch. Estos valores se encuentran dentro del límite de 2.5% permitido por el Código de Edificaciones de Canadá, "National Building Code of Canada" (2010) [53]. En el caso de los terremotos chilenos, los drifts máximos no sobrepasaron el 0.65% de la altura de entrepiso en el caso MSMA y el 0.5% en el caso MBRB.

En las Figuras 7.13 y 7.14 se presentan los desplazamientos y drift residuales, donde queda en evidencia la capacidad de recentrado que posee la estructura conformada con riostras con Memoria de Forma (SMA) al quedar sin deformación remanente una vez terminada la excitación sísmica, en cambio en la estructura con BRB posee desplazamientos remanentes de hasta 1.61 cm en el último nivel para el sismo de Christchurch, los cuales también son relativamente pequeños.

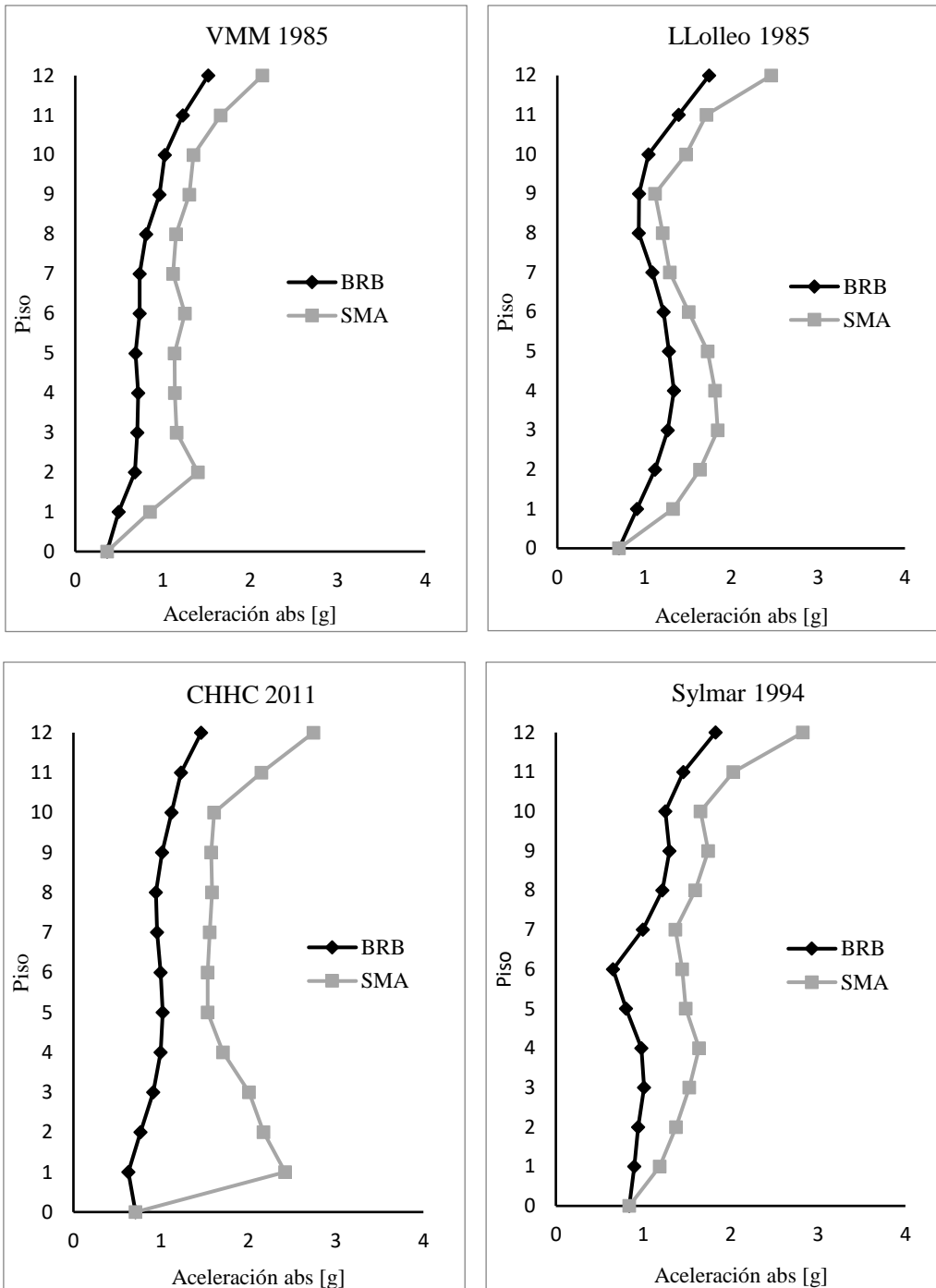


Figura 7.11 - Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis X.

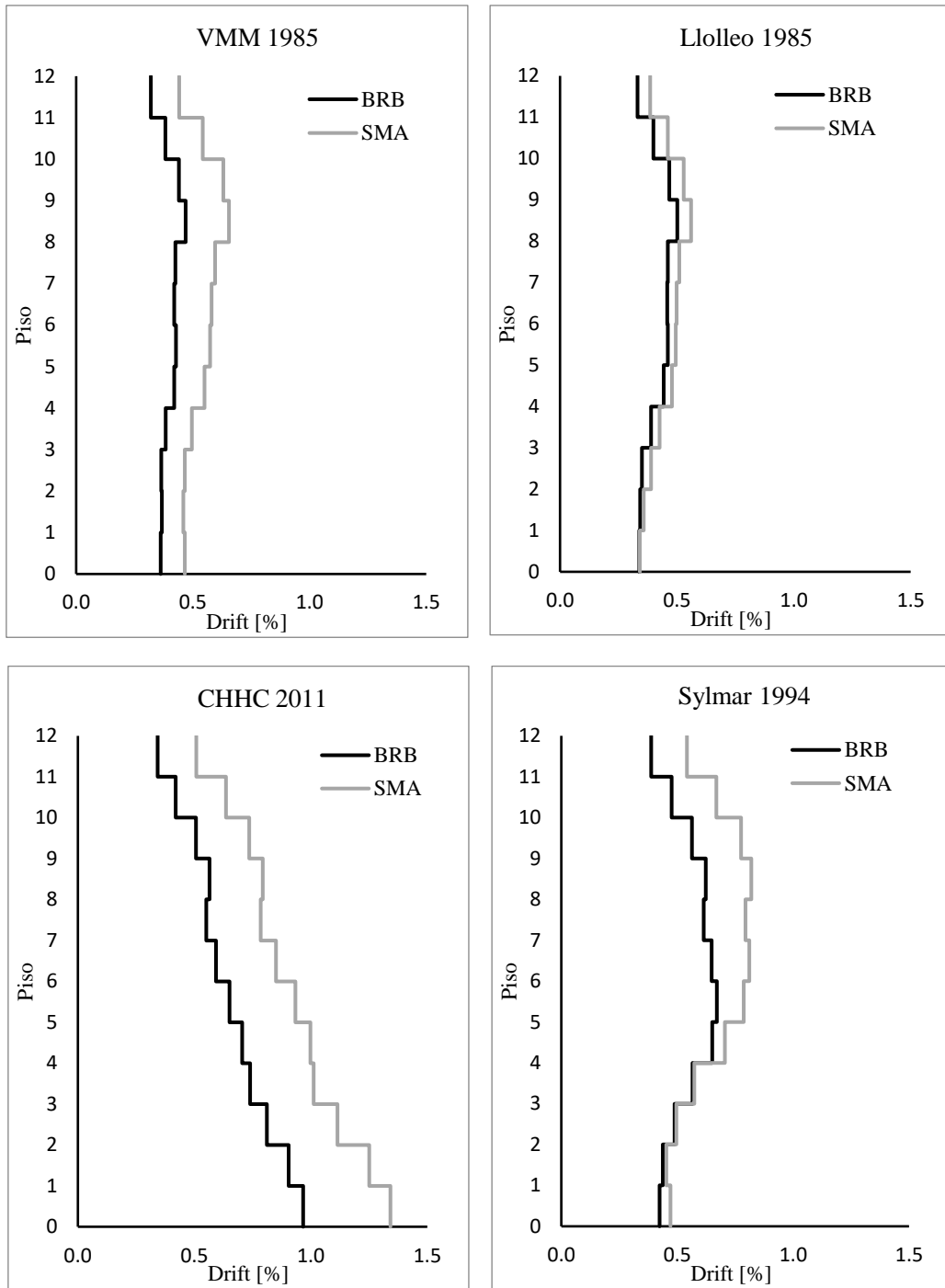


Figura 7.12 - Drifts máximos por piso, dirección de análisis X.

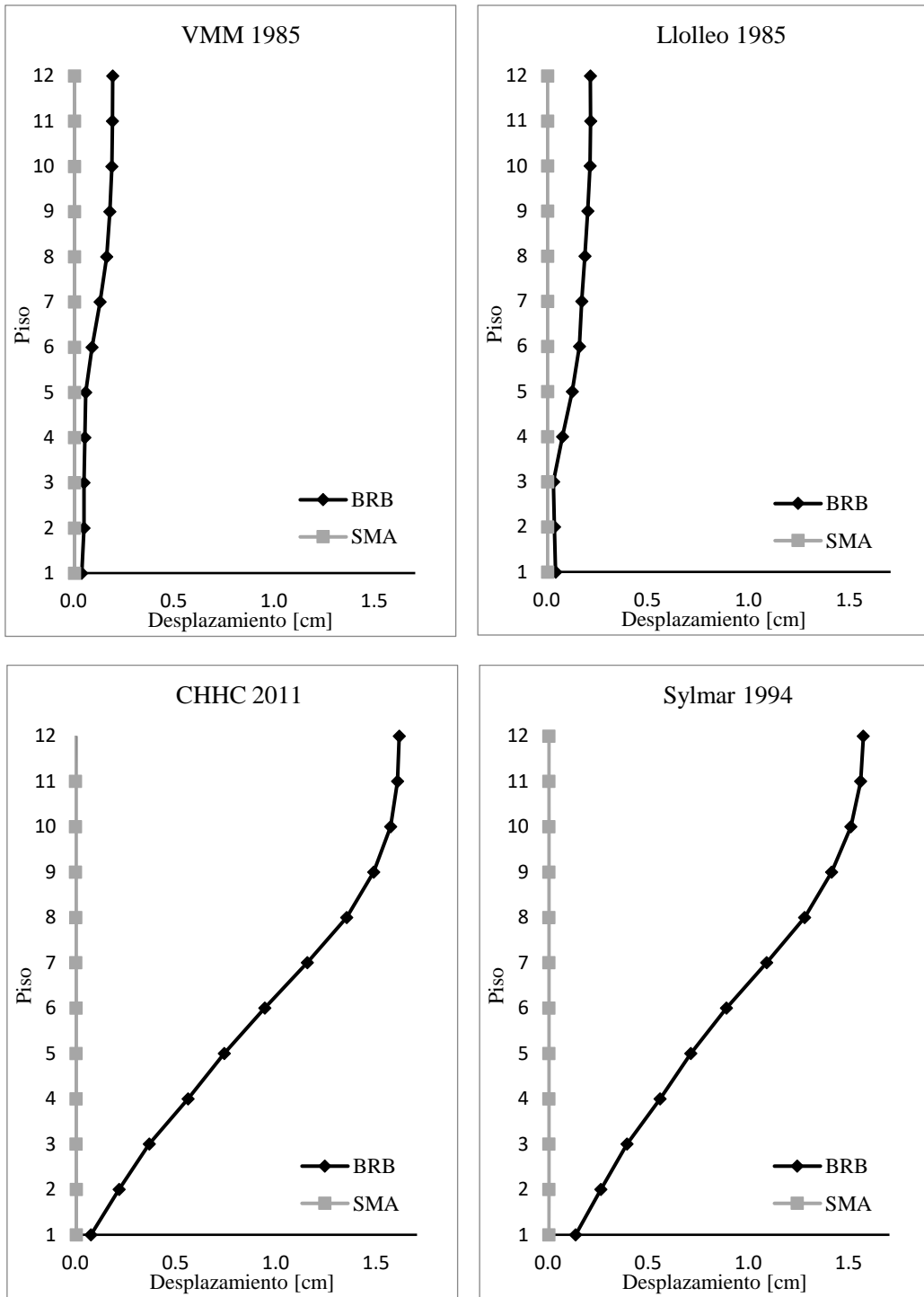


Figura 7.13 - Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis X.

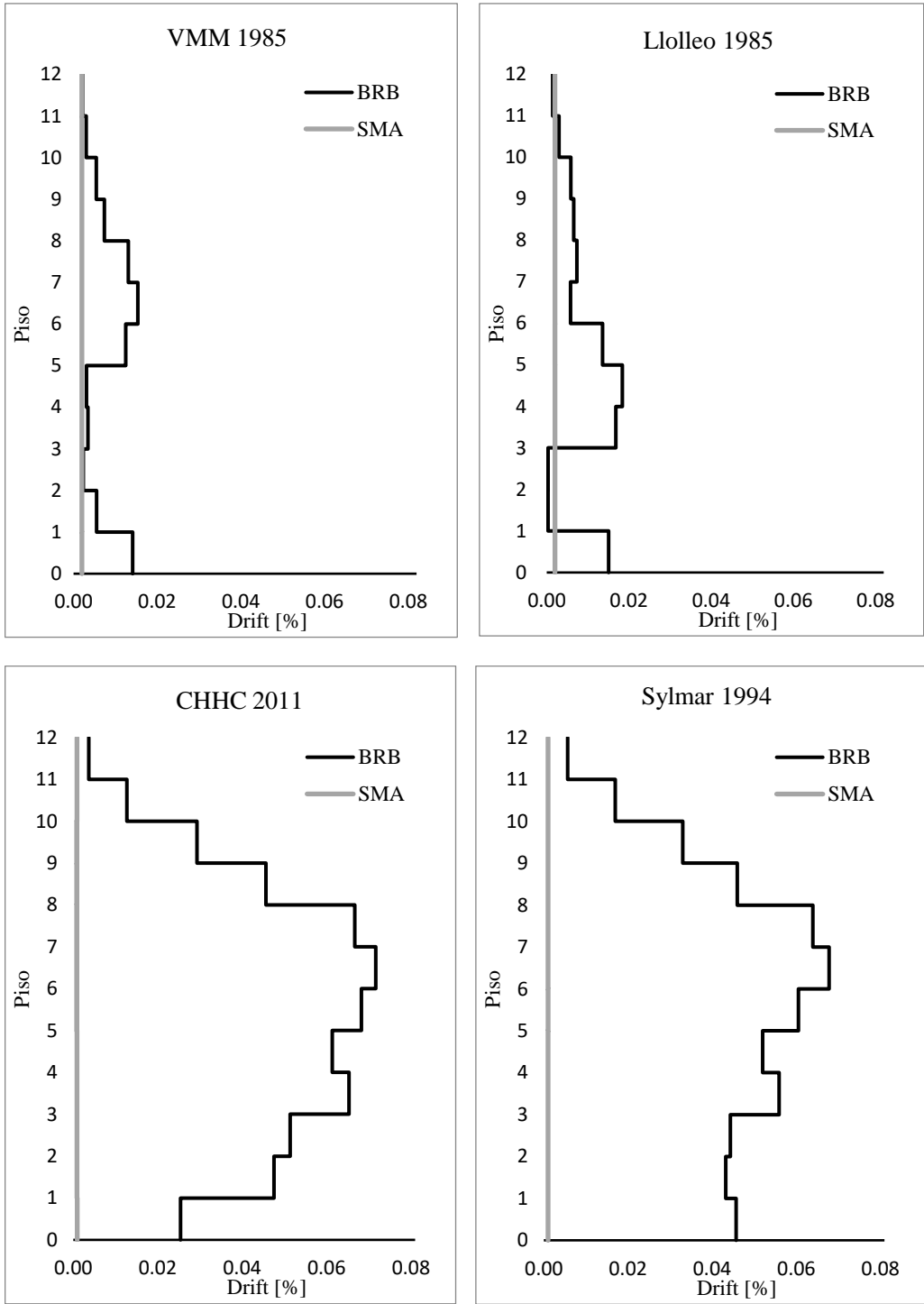


Figura 7.14 - Drift Residuales, dirección de análisis X.

### 7.3.3. Corte basal – Distorsión global

En las Figuras 7.15 a 7.18, se presenta la relación entre el corte basal y la distorsión global de la estructura con BRB y SMA, en la dirección de análisis X, para los cuatro registros.

Se observa que para el registro de Viña del Mar la forma del gráfico tiende a la forma de las reglas de histéresis de los arriostramientos. Sin embargo, en los casos del registro de Llole, Christchurch y Sylmar, no se aprecia una relación clara entre ambos parámetros.

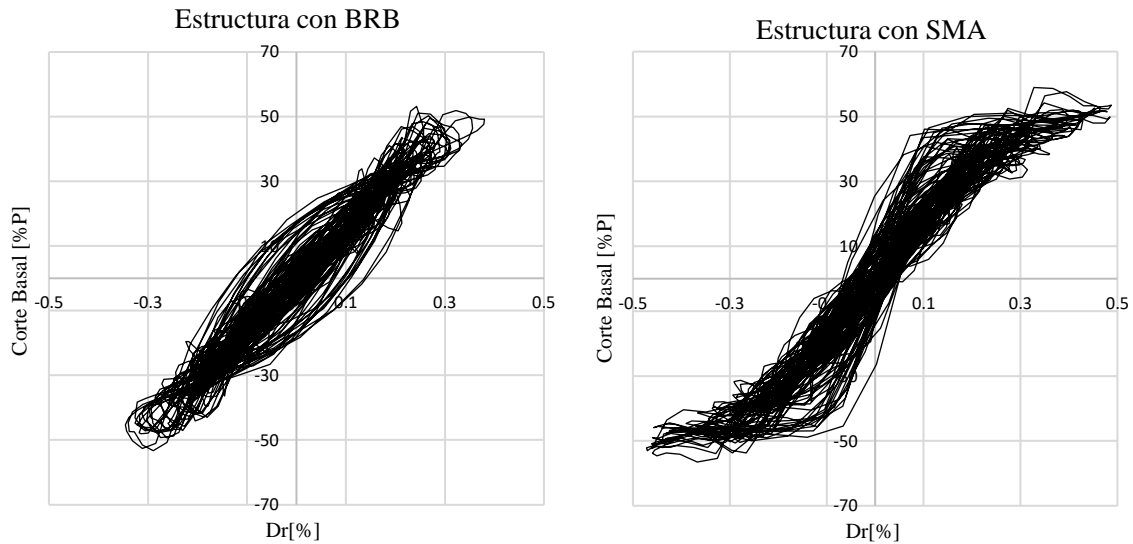


Figura 7.15 - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Viña del Mar 1985

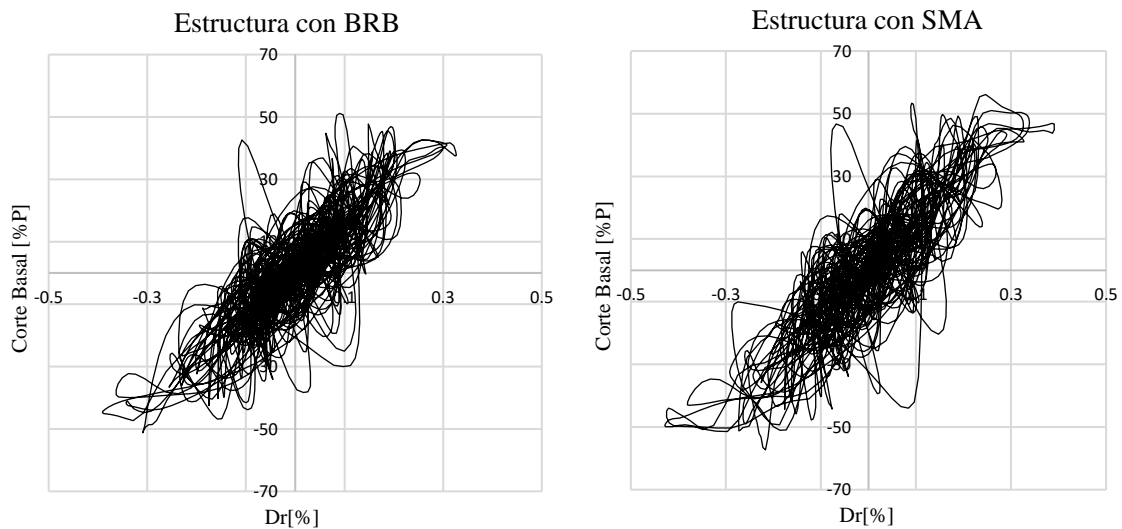
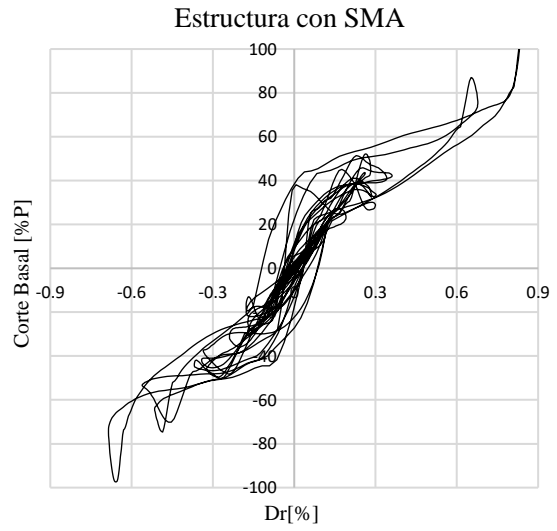
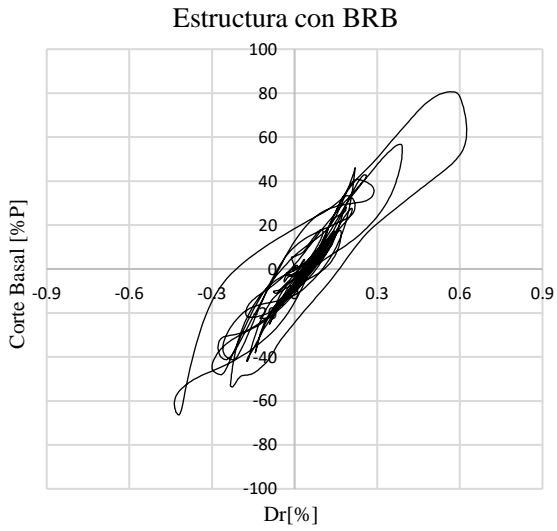
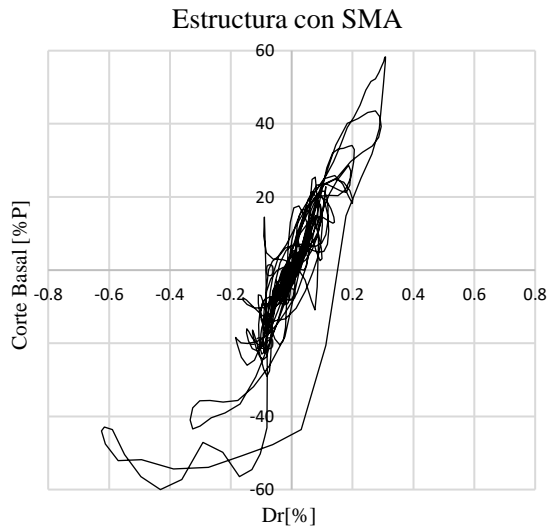
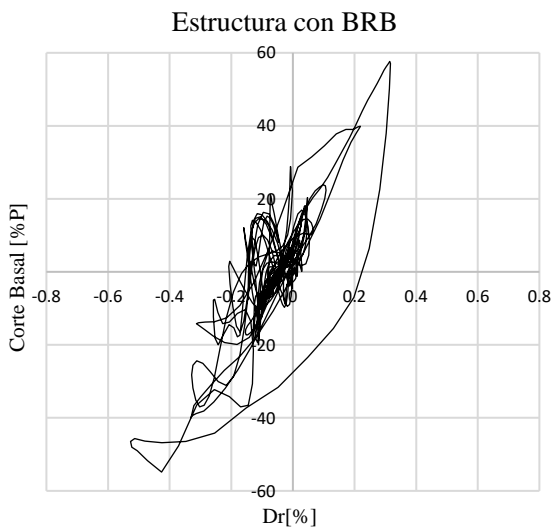


Figura 7.16 - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Llole 1985



**Figura 7.17** - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Christchurch 2011



**Figura 7.18** - Corte basal – desplazamiento de techo, registro Sylmar 1994

## 7.4 Demandas Locales

### 7.4.1 Histéresis Axial en Riostras BRB y SMA.

Las siguientes figuras muestran el comportamiento histerético fuerza – deformación axial de una riostra del primer nivel de la estructura, ubicada en la dirección de análisis X, equipada con BRB y SMA, para los cuatro registros considerados (en el Anexo A.3.4 se presentan los resultados asociados a una riostra del primer nivel ubicada en la dirección de análisis Y).

Se observa que los ciclos de histéresis del modelo de la BRB son estables y amplios, representativos del comportamiento de dichas riostras. En el caso de las riostras con SMA, se disipa una menor cantidad de energía; sin embargo, los ciclos de histéresis descargan hacia el origen, evidenciando su capacidad de recentrado. Ambos ciclos son ‘limpios’ y no reflejan inestabilidades o errores numéricos de integración.

La deformación axial máxima que alcanzan las riostras BRB es de 2 cm (registro Christchurch 2011), menor que las deformaciones máximas de diseño, asociadas a un drift de entrepiso del 2%, e iguales a 4.34 cm. Debido a que la deformación máxima es cercana a un 46% de la deformación máxima de diseño, se podría analizar si es factible utilizar riostras de menor sección, con el fin de aumentar la disipación de energía en la estructura, a costa de una mayor flexibilidad. En el caso de las riostras con SMA, se alcanzan desplazamientos de hasta aproximadamente 3 cm, que equivale a un 69% de la deformación máxima de diseño.

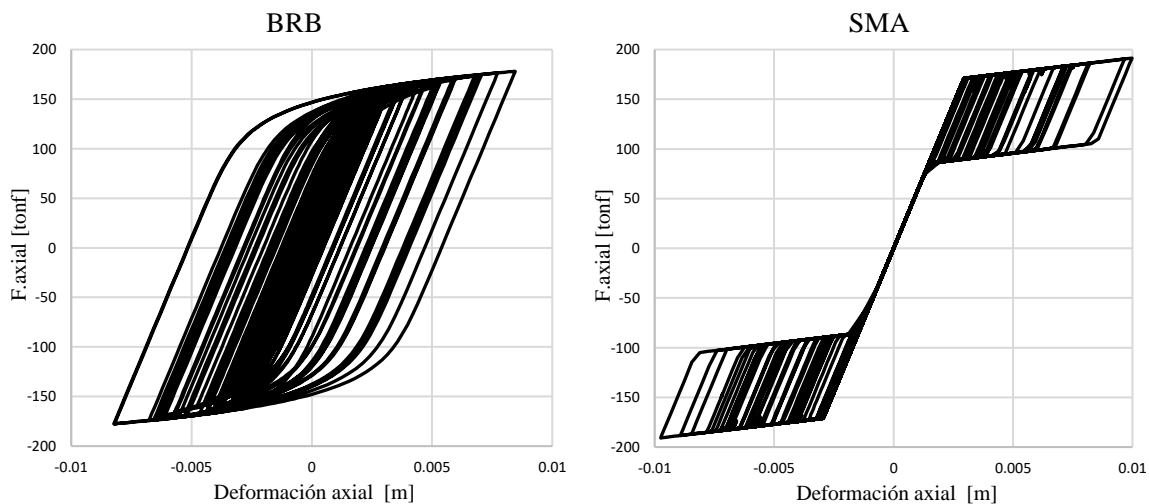


Figura 7.19 - Ciclo de histéresis, registro Viña del Mar 1985.

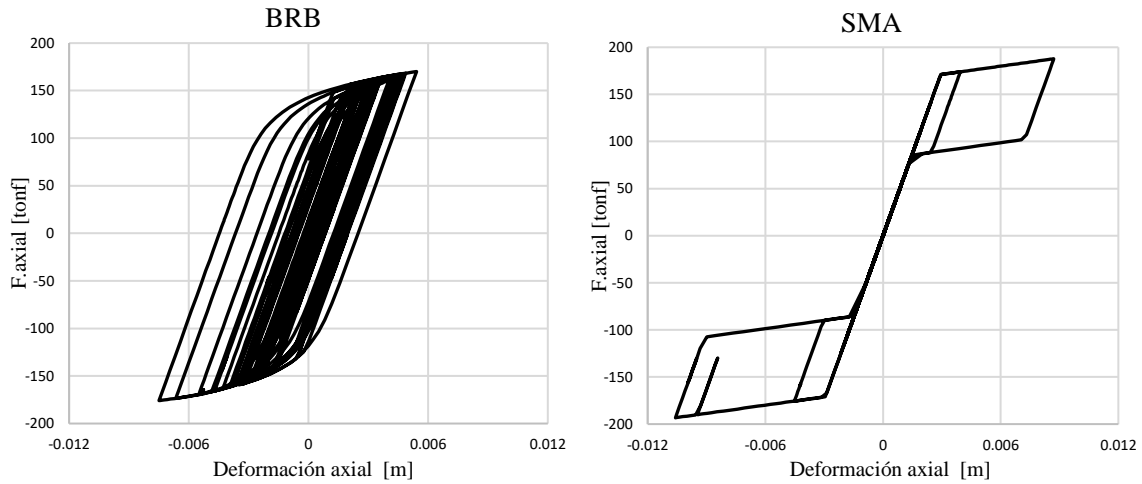


Figura 7.20 - Ciclo de histéresis, registro Lolleo 1985.

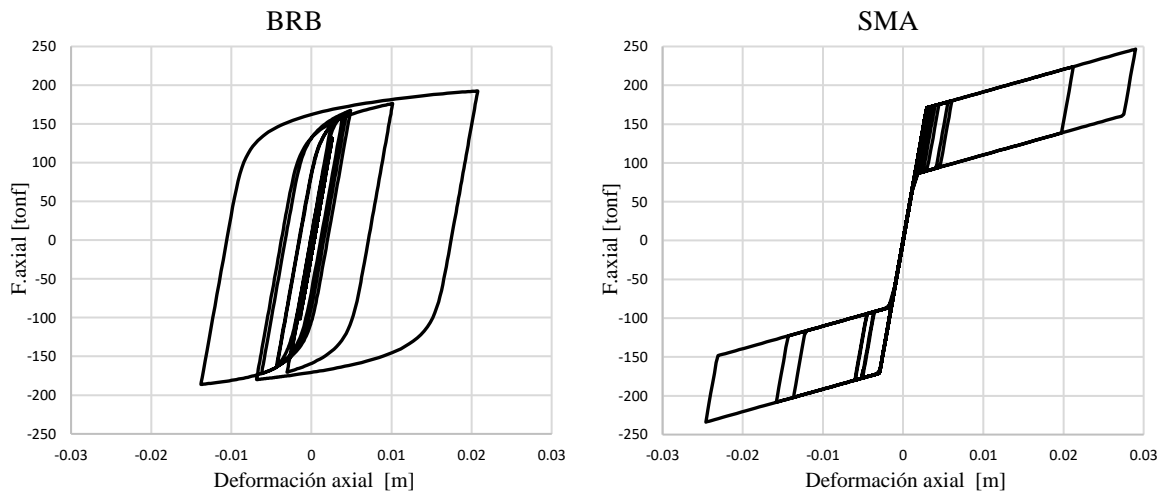


Figura 7.21 - Ciclo de histéresis, registro Christchurch 2011

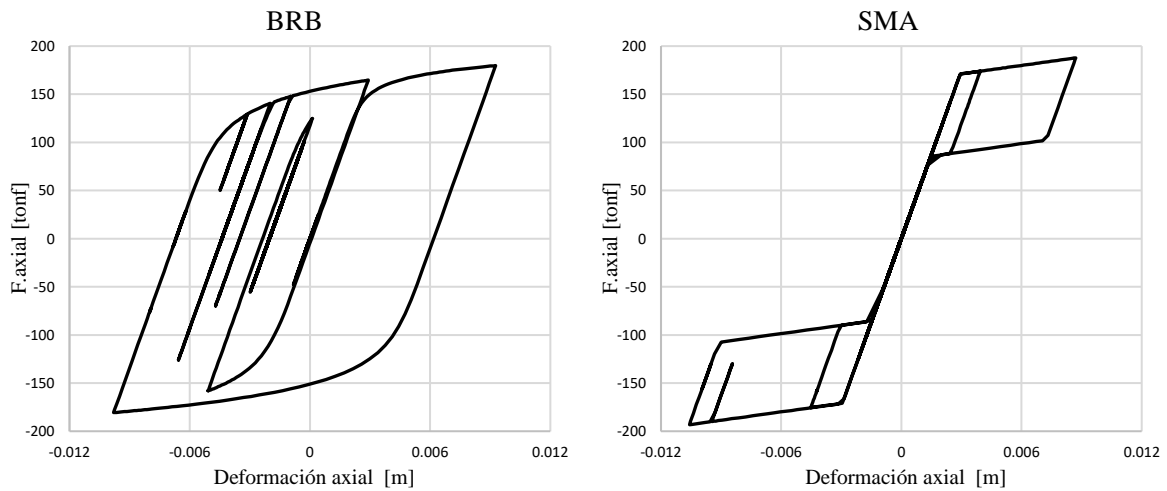


Figura 7.22 - Ciclo de histéresis, registro Sylmar 1994.

## 7.4.2 Momento – Rotación en Muros CLT Postensados

En las Figuras 7.23 a 7.26, se presentan las curvas de momento-rotación de los muros postensados en la dirección de análisis X, mientras que para los muros en la dirección de análisis Y se presentan desde la Figura 7.27 a la 7.30. Por cada gráfico se muestra el comportamiento del muro en la estructura equipada con riostras BRB y SMA. Se puede observar que cuando se analiza la estructura con SMA, los muros sufren una mayor demanda de momento, y alcanzan mayores rotaciones

Para el registro de Christchurch, se producen las mayores rotaciones en los muros de la dirección X e Y, alcanzándose en el muro de 2.5 m de largo, una rotación de 0.012 rad en la estructura con SMA y 0.008 rad en la estructura con BRB.

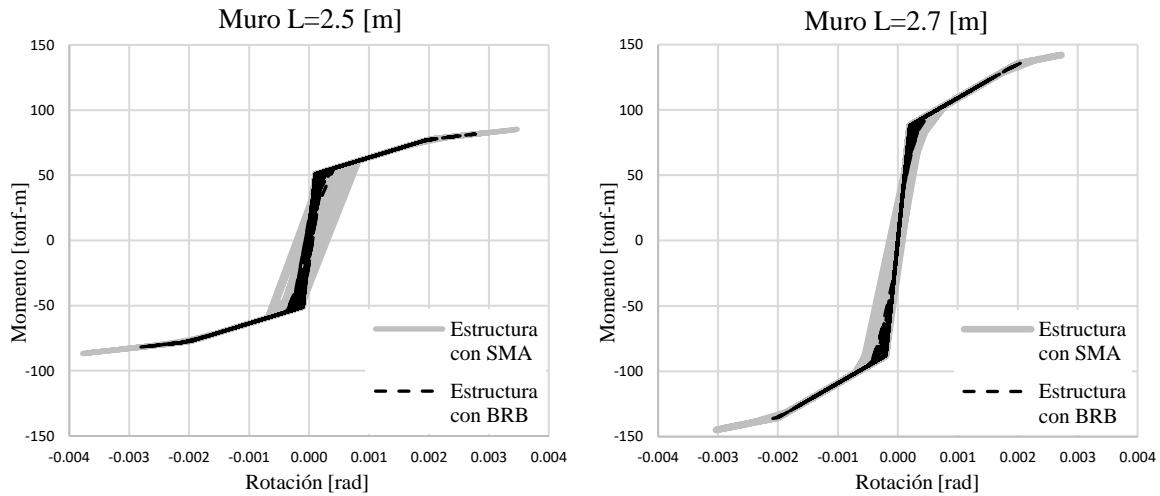


Figura 7.23 - Curva momento – rotación, Registro Viña del Mar 1985, dirección de análisis X.

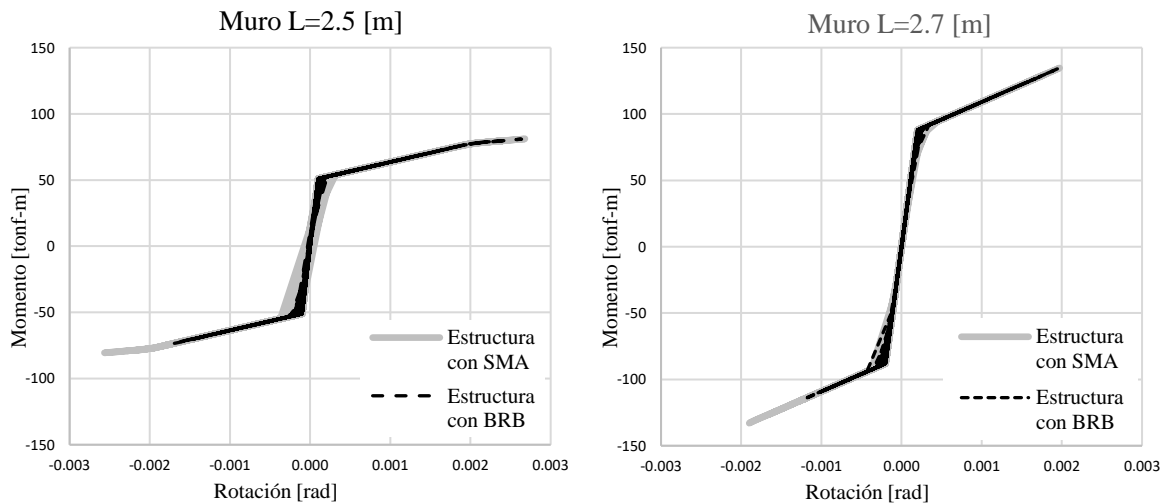


Figura 7.24 - Curva momento – rotación, Registro Lolleo 1985, dirección de análisis X.

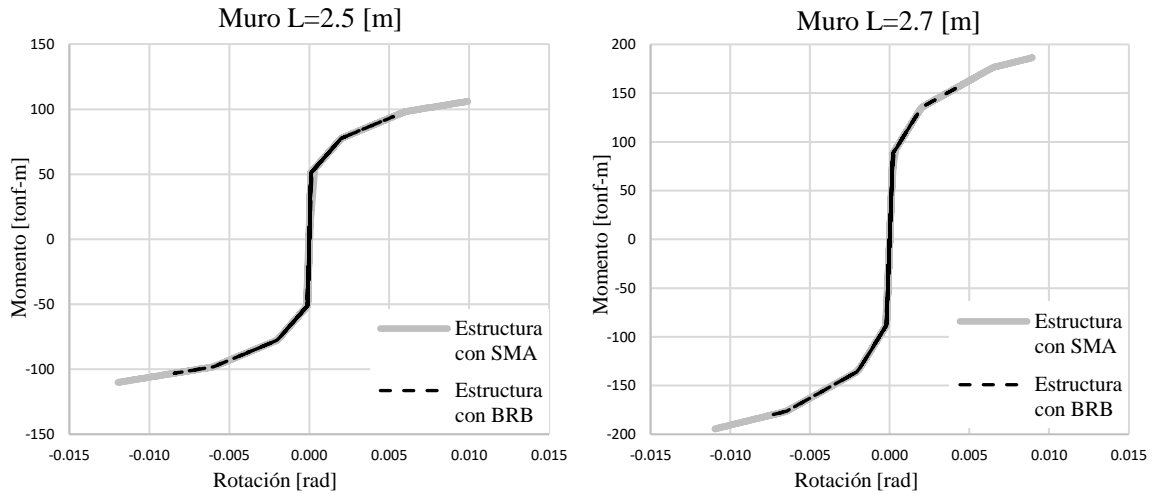


Figura 7.25 - Curva momento – rotación, Registro Christchurch 2011, dirección de análisis X.

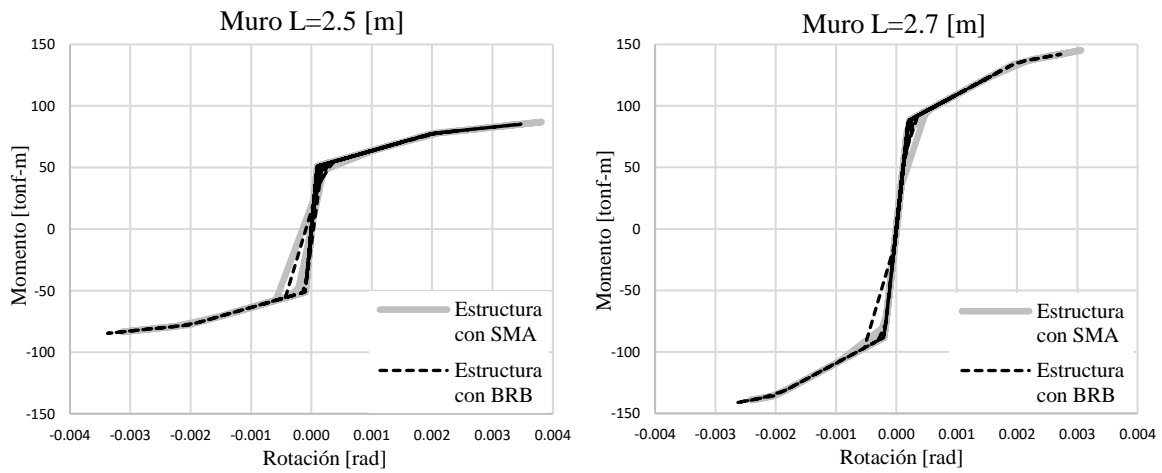


Figura 7.26 - Curva momento – rotación, Registro Sylmar 1994, dirección de análisis X.

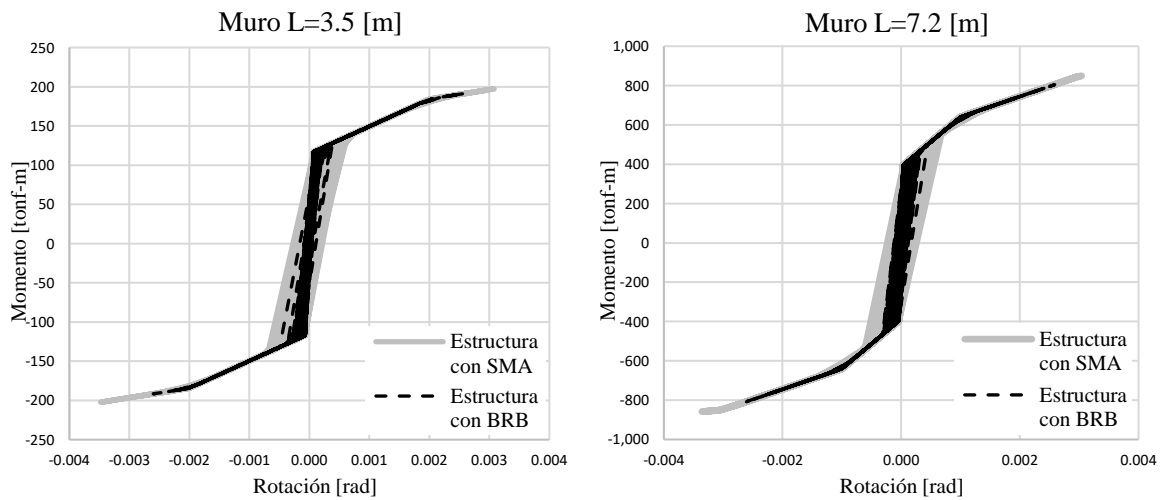


Figura 7.27 - Curva momento – rotación, Registro VMM1985, dirección de análisis Y.

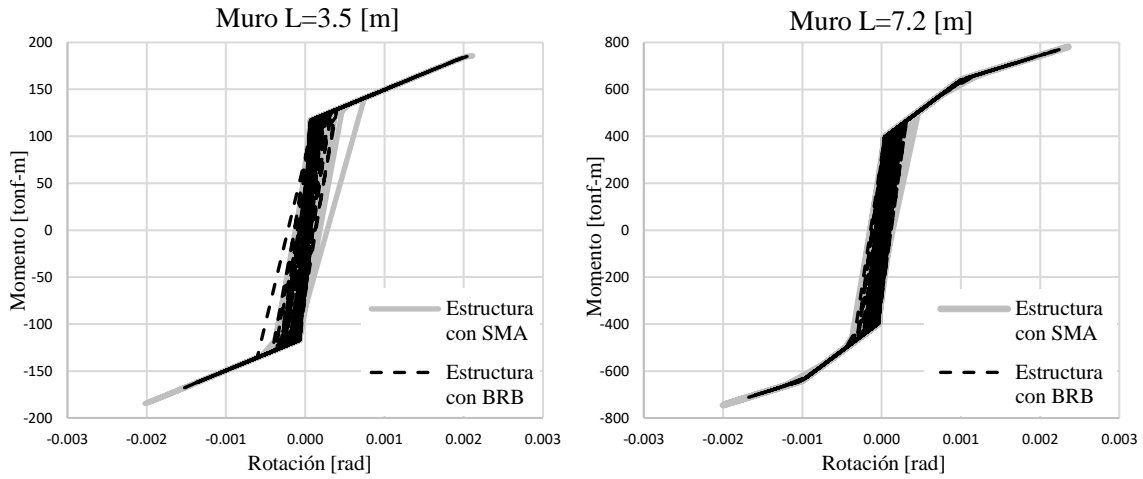


Figura 7.28 - Curva momento – rotación, Registro LLoleo1985, dirección de análisis Y.

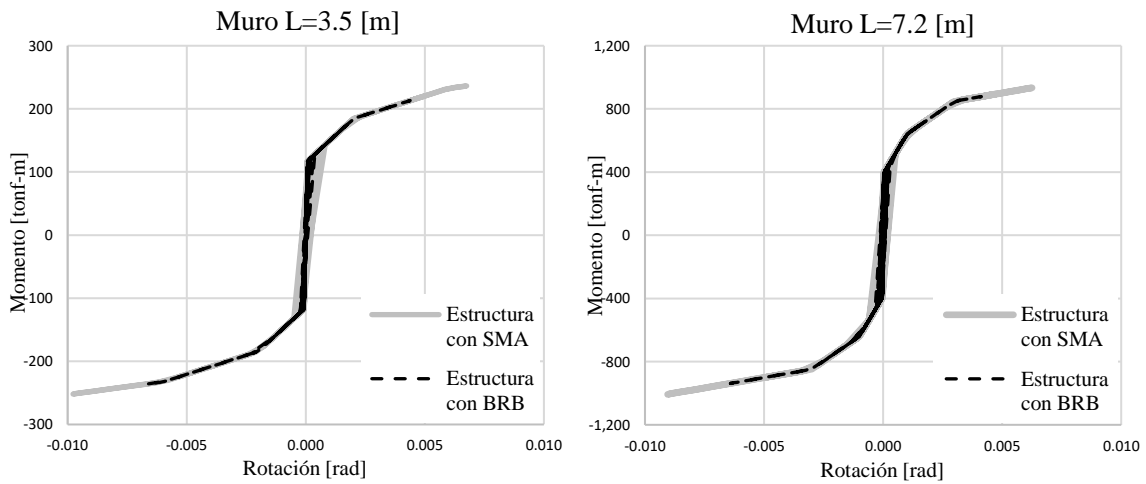


Figura 7.29 - Curva momento – rotación, Registro Christchurch 2011, dirección de análisis Y.

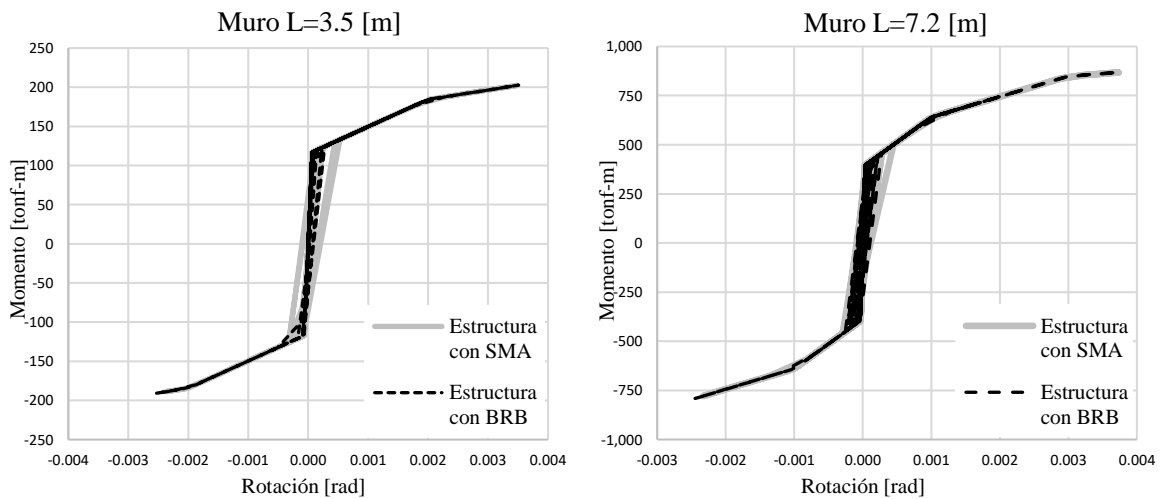


Figura 7.30 - Curva momento – rotación, Registro Sylmar 1994, dirección de análisis.

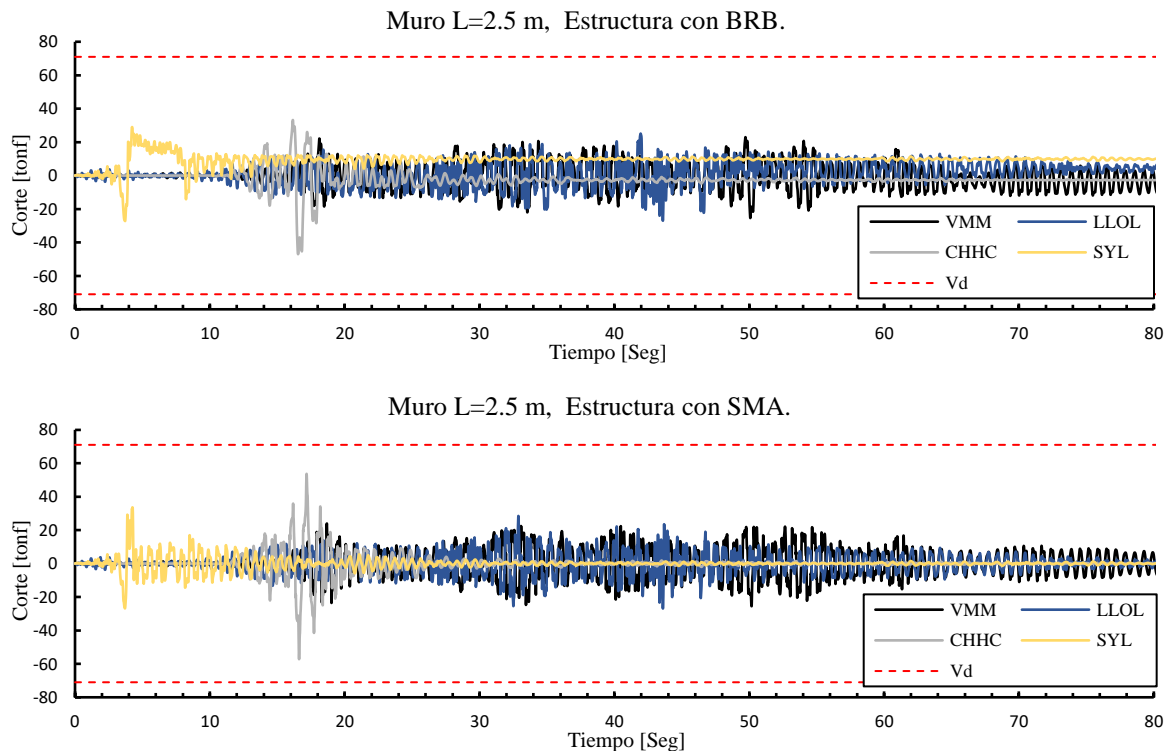
## 7.4.2 Historia de Corte basal en Muros CLT Postensados.

Las Figuras 7.31 a 7.34 presentan las historias del corte de los muros, para cada tipo de muro, y para la estructura arriostrada con BRB y SMA. Se observa que cuando se utilizan riostras SMA, los muros reciben una mayor cantidad de corte que cuando se utilizan riostras BRB, debido a que se disipa una menor cantidad de energía.

La Tabla 7.3 presenta los máximos cortes obtenidos con cada registro, y los compara con la resistencia de cada panel. Se puede concluir que los muros de 2.5 y 2.7 m de largo, ubicados en la dirección X de análisis, y el muro de 3.5 m en la dirección Y de análisis, no superan su resistencia máxima al corte en ninguno de los casos. Sin embargo, los resultados indican que el muro de 7.2 m de largo sufriría un corte mayor a su resistencia con el registro de Christchurch.

**Tabla 7.3** - Corte basal máximo, muros CLT postensados.

MURO	Corte Basal Máximo [tonf]								V <sub>d</sub> [tonf]
	VMM1985		LLOL1985		CHHC2011		SYL1994		
	BRB	SMA	BRB	SMA	BRB	SMA	BRB	SMA	
L=2.5 m	25	26	27	28	47	57	29	34	71
L=2.7 m	37	40	36	40	63	74	41	46	77
L=3.5 m	45	52	43	45	78	96	55	62	100
L=7.2 m	120	150	126	123	257	317	158	202	205



**Figura 7.31** - Historia de corte, muro L= 2.5 m.

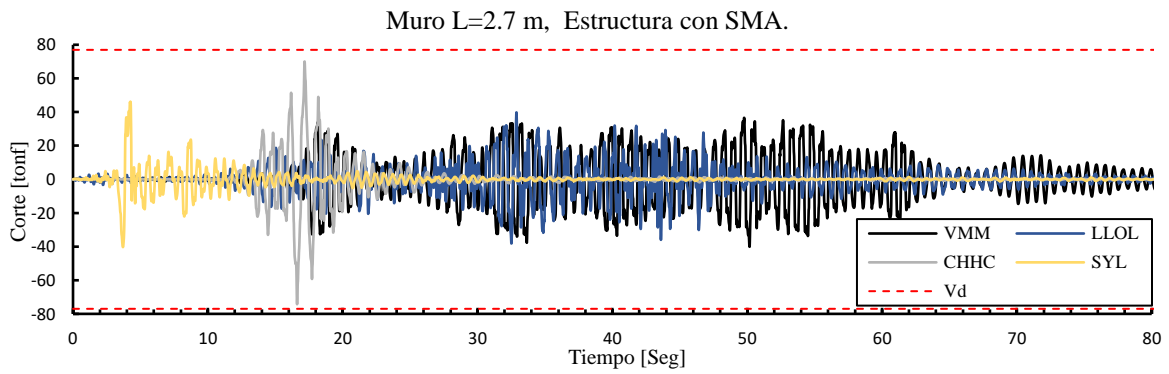
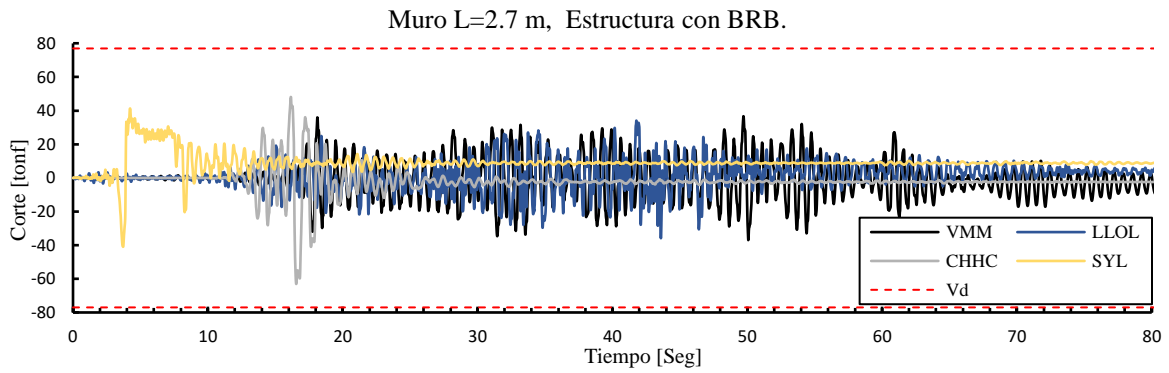


Figura 7.32 - Historia de corte, muro L= 2.7 m.

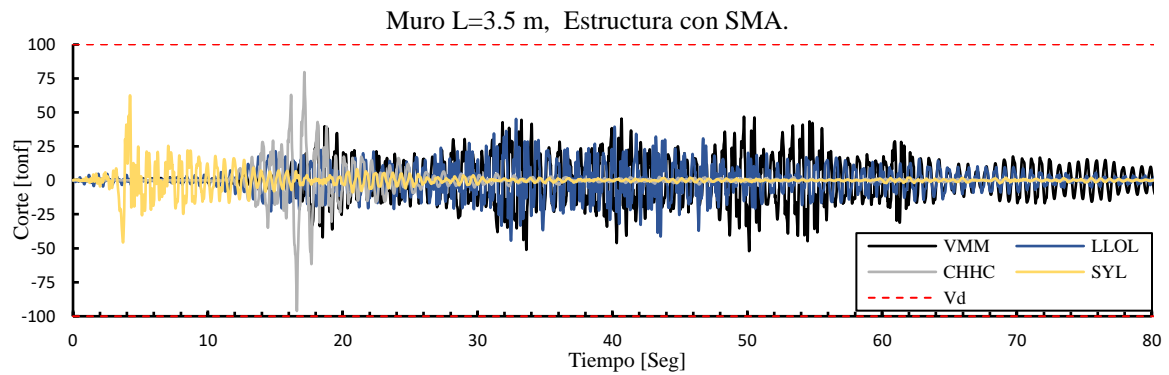
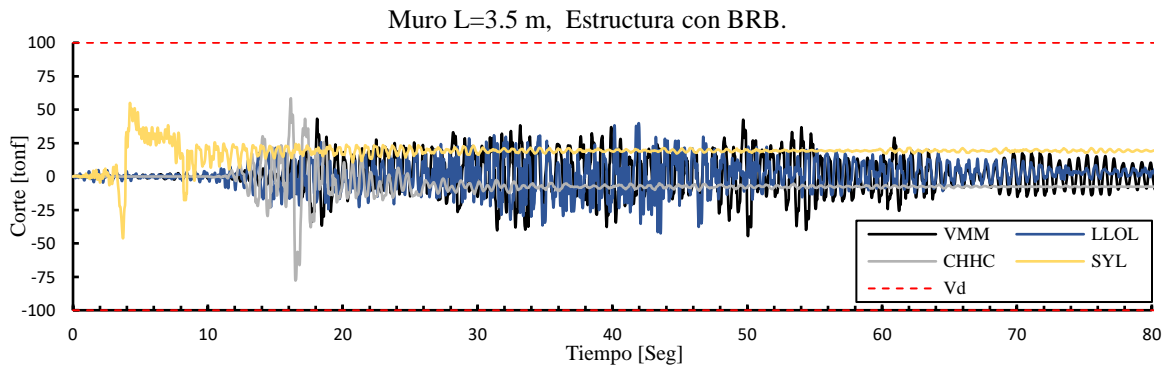
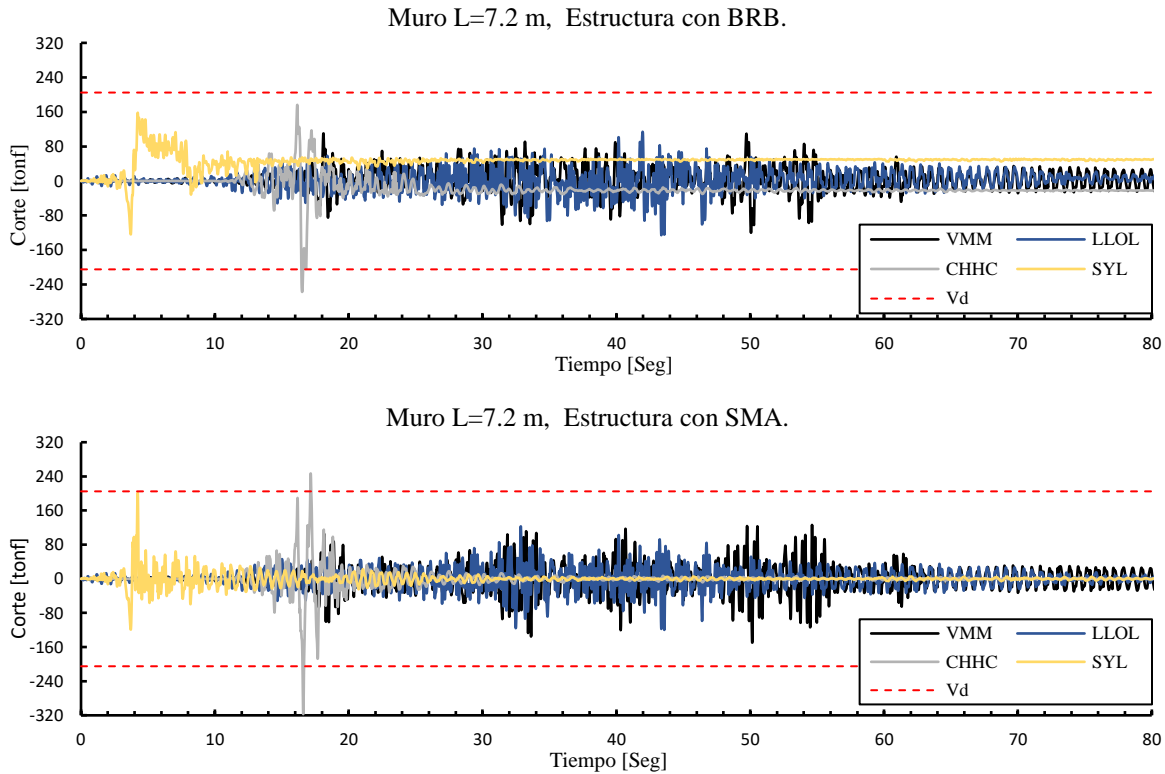


Figura 7.33 - Historia de corte, muro L= 3.5 m.



**Figura 7.34** - Historia de corte, muro L= 7.2 m.

### 7.4.1 Envoltentes de Corte en Columnas de LVL

Con el análisis incremental, se concluyó que la columna 181, en dirección X, y la columna 193, en la dirección Y, resisten las mayores solicitaciones de corte (ver Capítulo VI). Por lo tanto, en la Figura 7.35 se presenta el corte máximo por piso de estas columnas, para la estructura con BRB y SMA. Con los análisis se comprueba que las columnas no alcanzan la falla por corte con los cuatro registros utilizados. Como se representa con línea roja segmentada en los gráficos, la resistencia al corte de las columnas de LVL de sección cuadrada de 85 cm, es igual a 143 tonf en la dirección X, e igual a 187.5 tonf en la dirección Y. En el primer nivel, debido a que la sección transversal aumenta, dichas resistencias aumentan a 217.6 tonf y 286 tonf en la dirección X e Y, respectivamente.

En las figuras se observa que las columnas de la estructura con riostras equipadas con SMA serían sometidas a cortes mayores, alcanzando un máximo de 88,6 tonf en la dirección X, y de 95.4 tonf en la dirección Y, en el segundo y tercer nivel respectivamente, para el registro de Christchurch. Para los demás registros el corte máximo se obtuvo en el noveno piso.

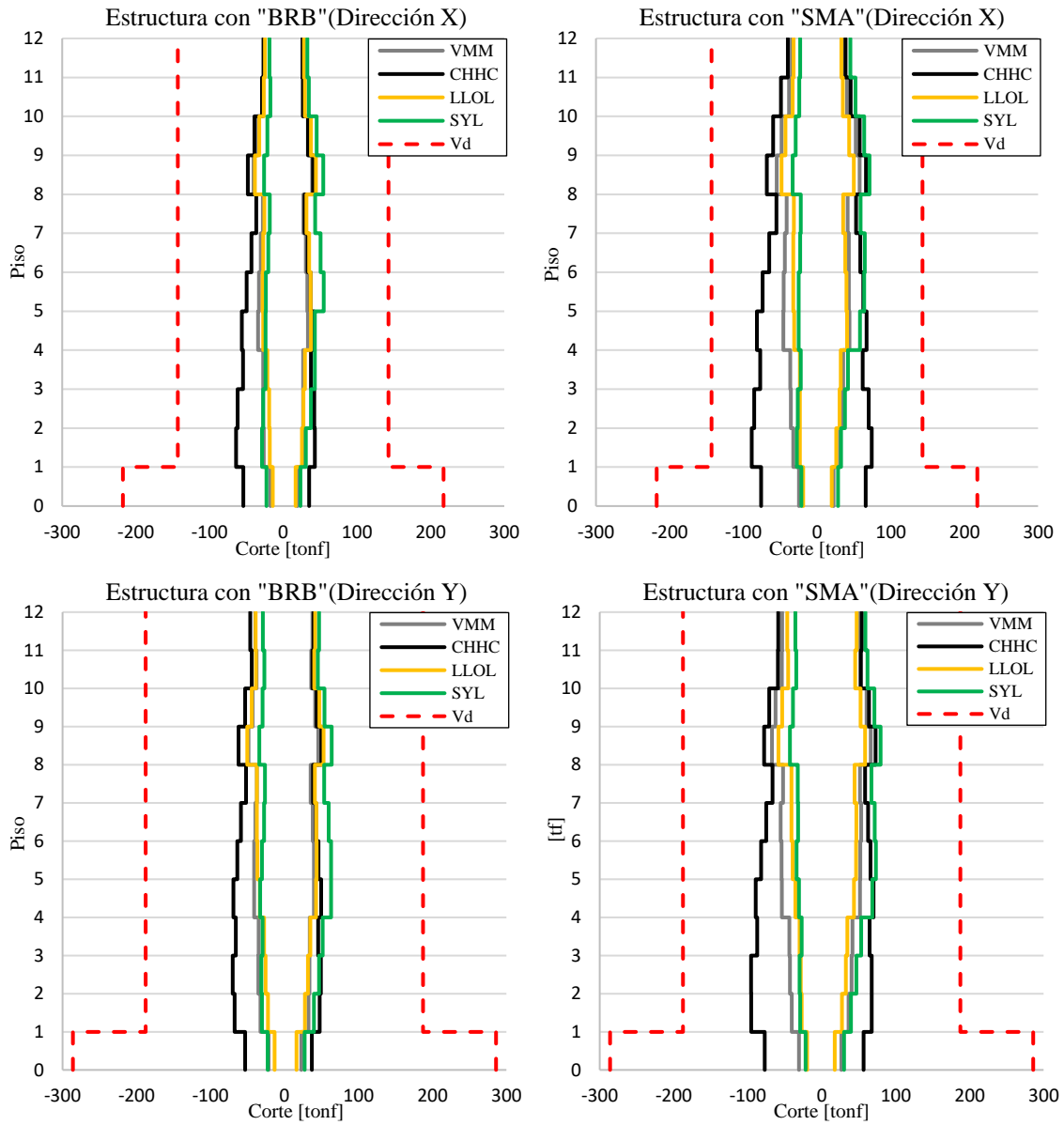


Figura 7.35 - Envoltente de corte, columnas LVL.

## CAPITULO VIII: COMENTARIOS SOBRE LA INCORPORACIÓN DE LA NORMA NCH3411 EN EL DISEÑO.

En 2017 se publicó la norma chilena NCh3411 [16], destinada al diseño de edificaciones que cuentan con sistemas pasivos de disipación de energía, tales como las riostras consideradas en este trabajo. Esta norma establece los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño de dichas estructuras, en conjunto con lo estipulado por la norma chilena NCh433. La elaboración de la norma se realizó en base al estándar estadounidense ASCE7 (2010). Sin embargo, se indica que fueron considerados requisitos más conservadores debido a la escasa información sobre el comportamiento de estructuras equipadas con este tipo de sistemas en terremotos pasados en nuestro país. En este capítulo se analiza de manera general los requisitos de diseño que estipula la norma NCh3411 y las diferencias que presenta respecto a los requisitos de diseño considerados para diseñar la estructura de este trabajo.

### 8.1 Espectros Elásticos de Diseño

Esta norma define tres niveles de demanda sísmica de diferentes intensidades, su utilización depende del sistema analizado, ya sea la estructura sismorresistente o el disipador. Para diseñar la estructura con sistemas disipadores de energía se requiere utilizar el Sismo de Servicio (SDS), que corresponde al espectro de NCh433, incorporando los beneficios de los sistemas de disipadores por medio de los factores de reducción  $B_1$  y de modificación por tipo de suelo  $S$ . Estos factores se determinan según la categoría en que se clasifique el sistema sismorresistente, para lo cual se requiere llevar a cabo una serie de análisis no-lineales.

El sistema disipador se debe dimensionar para el Sismo Máximo Probable (SMP), definido como 1,2 veces el Sismo de Diseño (SDI), que corresponde a un espectro de Newmark y Hall cuya definición genérica se presenta en el recuadro de la Figura 8.1. Para suelos Tipo D, los parámetros que definen el SDI se basan en el espectro del decreto DS61:2011, al cual se ajustan los períodos de esquina a fin de obtener un espectro consistente con la demanda de NCh2745:2013 [96] (ver Tabla 8.1). Además, este espectro es debidamente escalado por el factor  $Z$ , que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433 ( $Z = 1.25$ ).

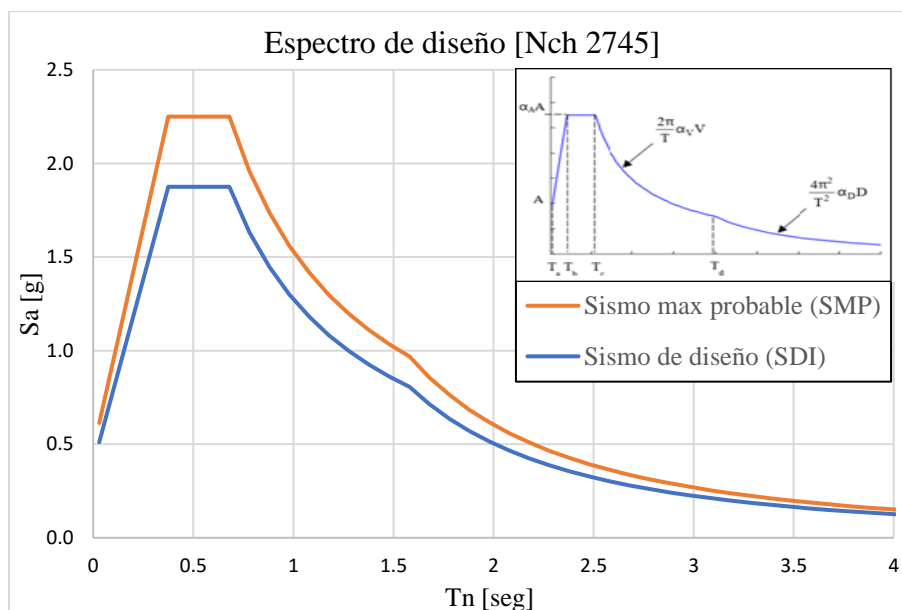


Figura 8.1 - Espectros de diseño Nch2745 [16, 96].

**Tabla 8.1** - Definición del espectro de diseño para suelo tipo D.

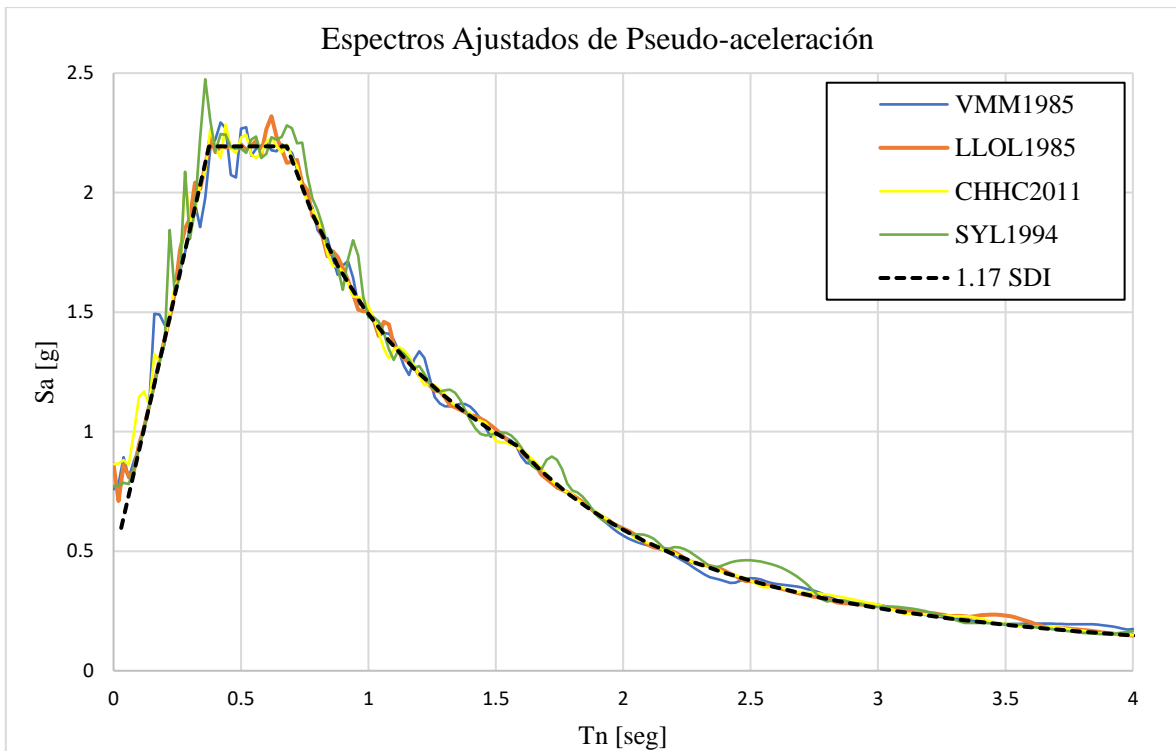
Suelo	$T_a$ [s]	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]	$T_d$ [s]	$T_e$ [s]	$T_f$ [s]	$\alpha_{AA}$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_{VV}$ [cm/s]	$\alpha_{DD}$
D	0.03	0.375	0.68	1.58	10	33	1470	159	40

## 8.2 Registros Sísmicos

La norma NCh3411 establece que se deben utilizar ambas componentes horizontales de registros de aceleraciones del suelo de al menos tres eventos sísmicos. Estos registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes de mecanismos del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con los que controlan el sismo de diseño. Si no se dispone de registros reales, se permite utilizar registros artificiales o sintéticos.

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 la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros son modificados de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS de los tres pares de registros, no resulte menor que 1.17 veces el espectro elástico que corresponda, en un rango de períodos entre  $0.2 T_1$  y  $1.5 T_1$ .

La norma específica que se deben utilizar al menos tres registros para analizar la respuesta en el tiempo de la estructura. En este estudio se consideran como registros “semillas” los mismos que se han utilizado para los análisis dinámicos no lineales (VMM1985, LLOLEO1985, CHCH 2011 y Sylmar 1994), los cuales son ajustados para que el promedio de sus espectros de pseudo aceleración superen en un 17% al nivel del espectro del sismo de diseño (SDI). En la Figura 8.2 se muestra el espectro de respuesta para cada registro ajustado, mientras que en la Figura 8.3 se presentan los registros artificiales generados.



**Figura 8.2** - Espectros ajustados de pseudo – aceleración.

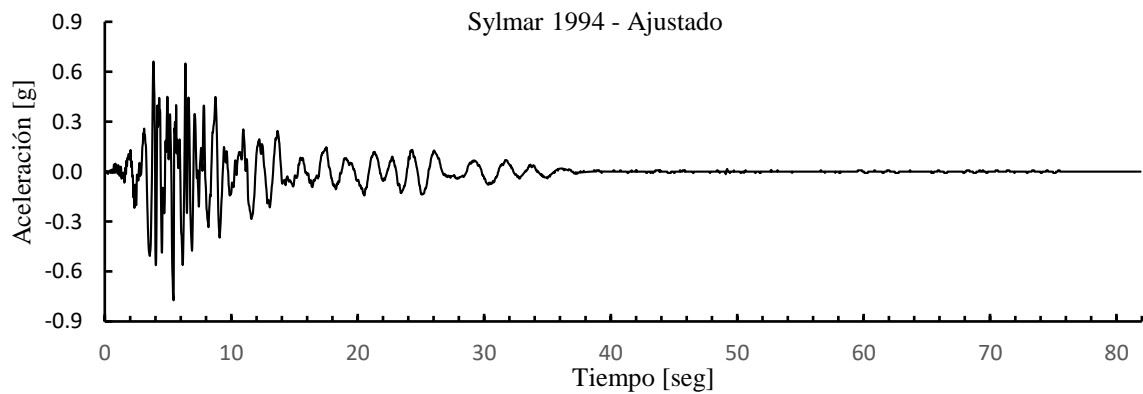
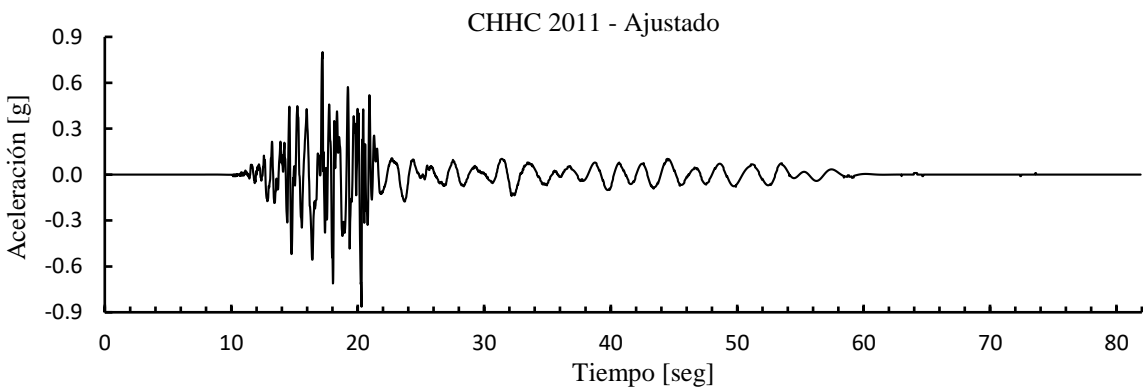
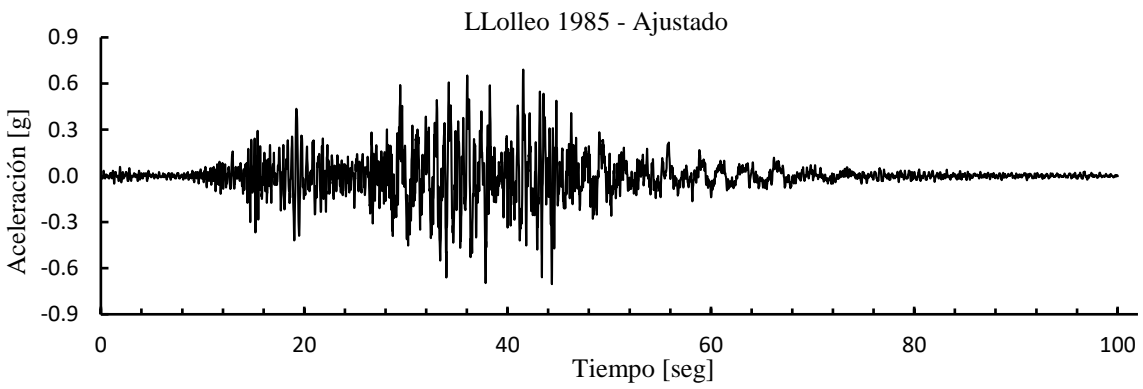
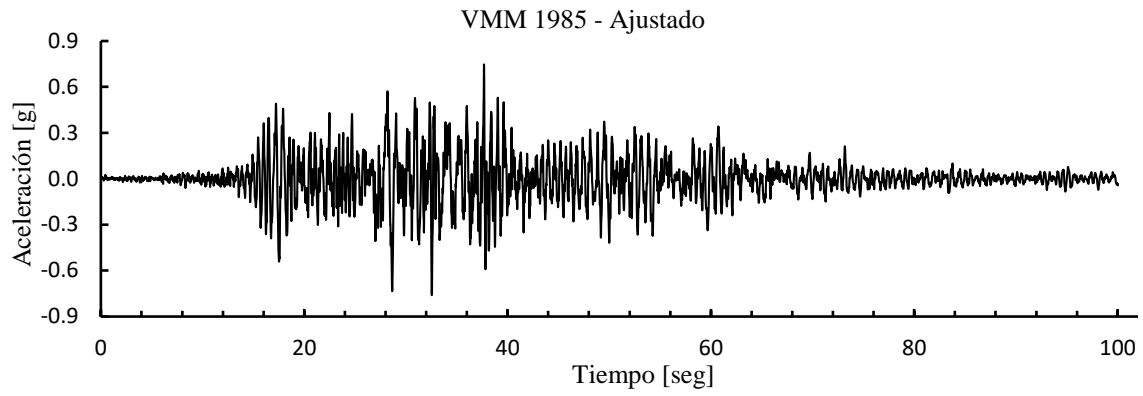


Figura 8.3 - Registros sísmicos ajustados.

### 8.3 Clasificación de la Estructura mediante Análisis Dinámicos No-lineales

Para la aplicación de la norma se definen tres categorías de sistemas sismorresistentes, las que dependen de la función que desempeñan los disipadores de energía. La categoría 1 incluye a los disipadores que constituyen el sistema sismorresistente principal de la estructura. Para clasificar en esta categoría, se requiere que el sistema disipador reciba no menos del 75% del corte basal total de la estructura, que el sistema disipador cuente con disipadores de energía en todos sus niveles y que los disipadores se encuentren conectados concéntricamente a vigas y columnas. En la categoría 2 se encuentran los disipadores de energía considerados en adición al sistema sismorresistente principal. Para clasificar en esta categoría no se debe cumplir con los requisitos de la categoría 1 y se requiere una reducción mayor o igual a un 20% en la energía que debe disipar la estructura sismorresistente cuando se incorporan los disipadores de energía en la estructura. Finalmente, todas aquellas estructuras cuyos sistemas sismorresistentes no clasifican en ninguna de las categorías anteriores, pertenecen a la categoría 3.

En el caso de la estructura en estudio, el sistema sismorresistente principal son los marcos arriostrados con disipadores de energía (BRB o con SMA). Sin embargo, la estructura también cuenta con marcos sin arriostramientos y muros de CLT que contribuyen a la resistencia sísmica de la estructura. Para determinar si el edificio pertenece a la categoría 1, es necesario verificar que el cociente entre el esfuerzo de corte basal del sistema disipador y el esfuerzo de corte basal total de diseño del sistema sismorresistente ( $\Theta$ ), sean mayor o igual a 0.75, al utilizar el procedimiento de análisis dinámico no lineal descrito en la cláusula 6 de la norma para el espectro SDI.

En esta cláusula, se establece que, “Cuando se realicen tres análisis de respuesta en el tiempo, se debe utilizar en el diseño la respuesta máxima del parámetro de interés. Cuando se realicen siete o más análisis de respuesta en el tiempo, se permite utilizar para el diseño el valor promedio de respuesta del parámetro de interés. 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 consideren al menos siete pares de registros horizontales de aceleración en dos direcciones ortogonales. De lo contrario, los valores de los cocientes  $\Theta$  y  $B_1$  se deben determinar como el valor mínimo obtenido para los registros considerados, y el cociente E se debe determina como el valor máximo obtenido para los registros” [16].

De lo especificado por la normativa se deduce que por “parámetro de interés” se entiende a los parámetros necesarios para determinar las relaciones E,  $\Theta$  y  $B_1$ . Por ende, para calcular la razón de cortes, se deben determinar los valores máximos del corte de la estructura y el sistema disipador para cada análisis, para luego con estos valores calcular el cociente para cada registro  $i$  ( $\Theta_i$ ). El valor de  $\Theta$  queda definido como el menor valor entre las relaciones de corte de cada registro analizado, como se representa en la ecuación 8.1. En el caso que se utilicen siete o más registros en los análisis, la relación de cortes debe definirse por la ecuación 8.2.

$$\Theta_i = \frac{(Q_{disipador}^{max})_i}{(Q_{total}^{max})_i}; \quad \Theta = \text{Min}[\Theta_1, \Theta_2, \Theta_3, \Theta_4] \quad (8.1)$$

$$\Theta_i = \frac{(Q_{disipador}^{prom})_i}{(Q_{total}^{prom})_i}; \quad \Theta = \text{Prom}[\Theta_1, \Theta_2, \Theta_3, \Theta_4] \quad (8.2)$$

En las Figuras 8.4 y 8.5 se muestra el corte basal del sistema sismorresistente y del sistema disipador en el tiempo para la estructura con BRB y SMA Respectivamente, indicando los valores máximos e instante en que se producen, para cada uno de los parámetros de interés.

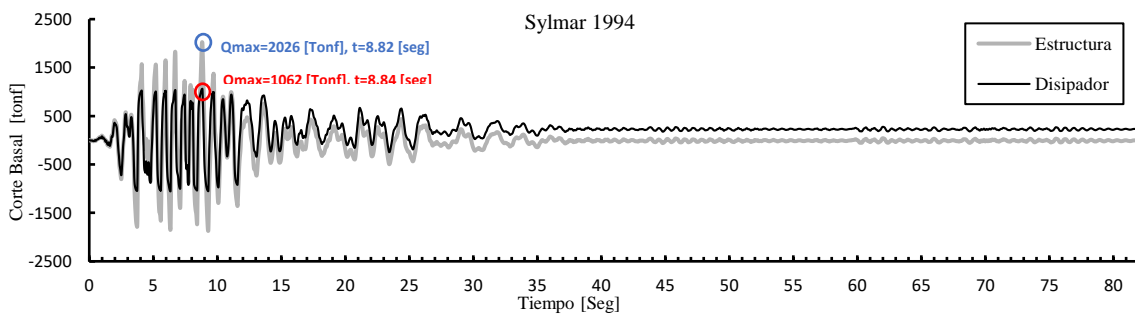
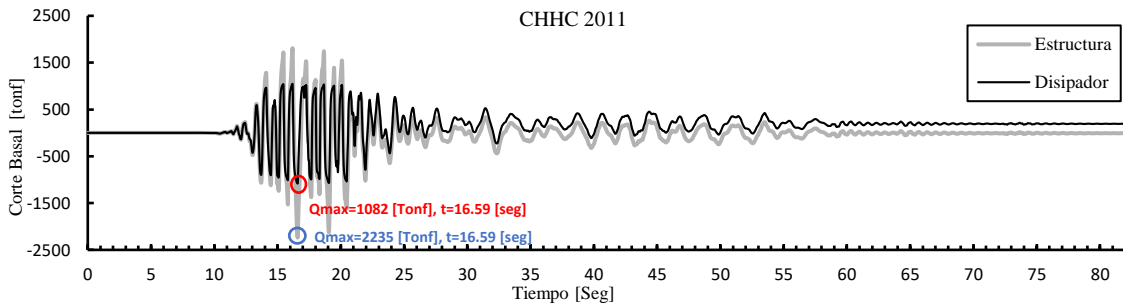
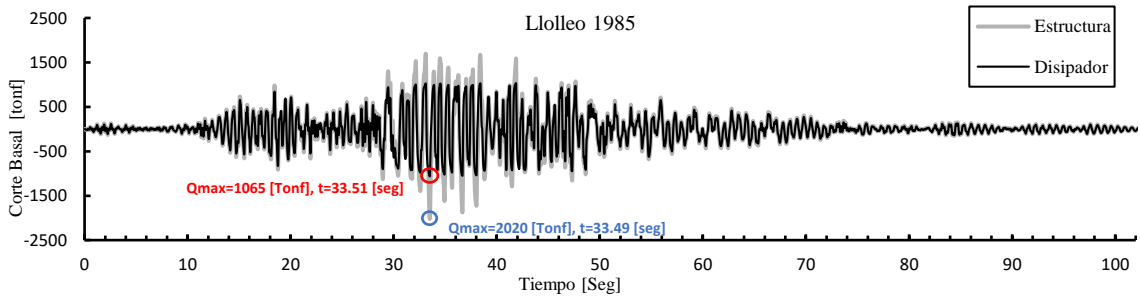
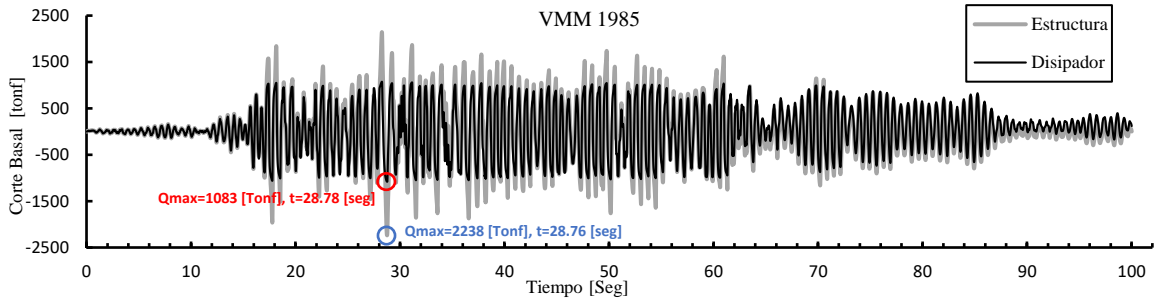
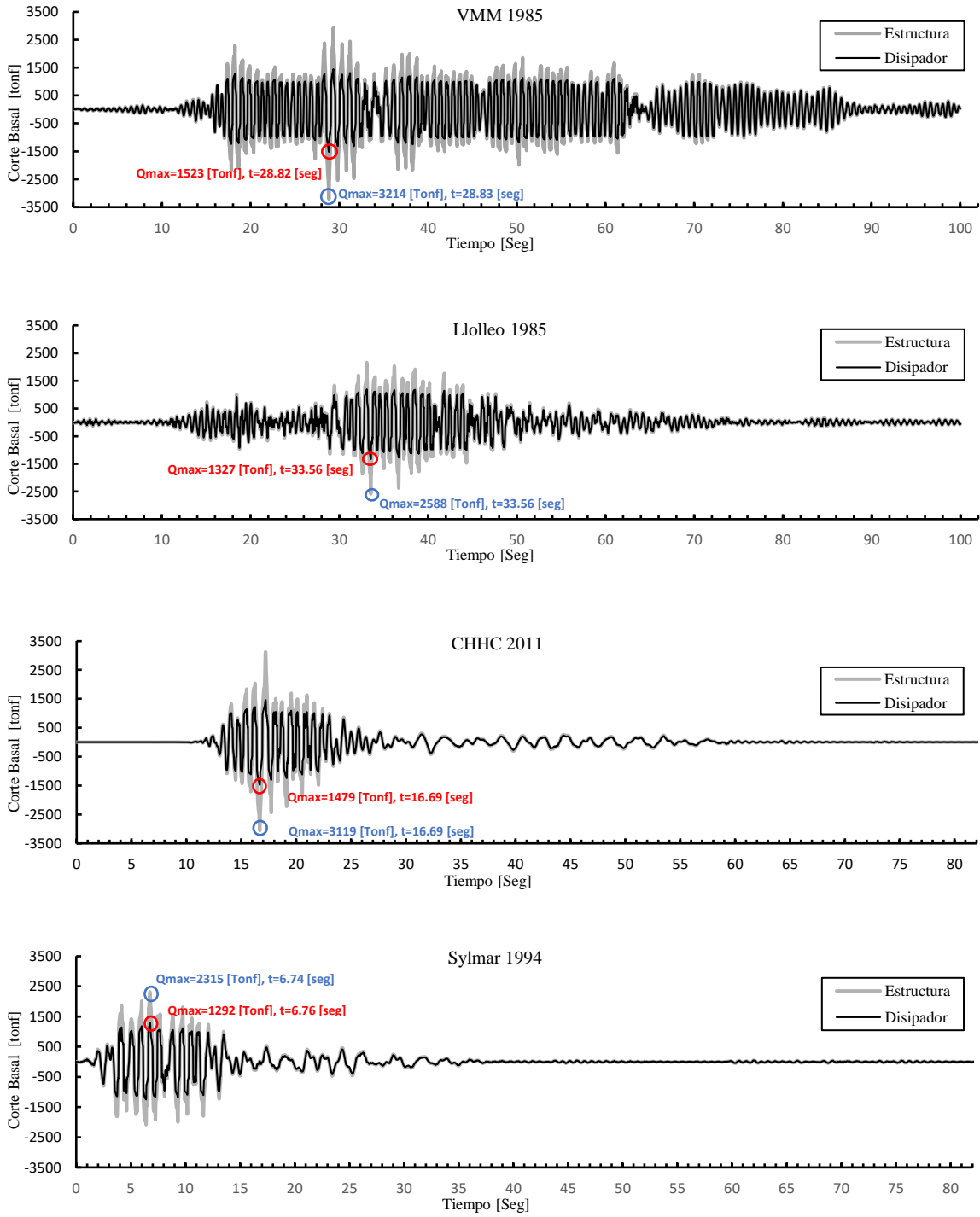


Figura 8.4 - Historia de corte basal del sistema sismorresistente y disipadores, MBRB



**Figura 8.5** - Historia de corte basal del sistema sismorresistente y disipadores, MSMA.

En las figuras anteriores se observa que cuando el corte de la estructura es menor que aproximadamente 1000 tonf, el corte basal de las riostras y de la estructura son prácticamente iguales. Esto se debe a que mientras las riostras se comportan elásticamente, estas resisten prácticamente todo el corte de la estructura. Sobrepasada su fluencia, los muros y columnas comienzan a aumentar el corte resistido. Esto es consistente con lo obtenido con el análisis incremental, donde se observó que la fuerza de fluencia que alcanza el sistema de riostras es aproximadamente un 40% del peso sísmico, equivalente a 1060 tonf (ver Capítulo VI).

Con los cuatro registros analizados y ambos tipos de riostra, los máximos cortes basales de la estructura y el sistema disipador se alcanzan prácticamente en los mismos instantes. Si ambos cortes máximos ocurrieran en diferentes instantes de tiempo, ¿tendría sentido calcular el cociente de cortes de la forma que se plantea en la norma?

En la tabla 8.2 y 8.3 se presenta el cociente de cortes calculado según la ecuación 8.1, donde se obtiene que esta relación es menor al 75%, por lo que la estructura no clasificaría en la categoría 1.

**Tabla 8.2** - Cociente de cortes para la estructura con BRB.

Parámetros	Unidad	Registros Ajustados			
		VMM	LLOL	CHHC	SYL
Corte Basal Máximo Sistema disipador	[tonf]	1083	1065	1082	1062
Corte Basal Máximo Estructura	[tonf]	2238	2020	2235	2026
$\Theta_i$	[-]	0.48	0.53	0.48	0.52
$\Theta$	[-]	0.48			

**Tabla 8.3** - Cociente de cortes para la estructura con SMA

Parámetros	Unidad	Registros Ajustados			
		VMM	LLOL	CHHC	SYL
Corte Basal Máximo Sistema disipador	[tonf]	1523	1327	1479	1292
Corte Basal Máximo de la Estructura	[tonf]	3214	2588	3119	2315
$\Theta_i$	[-]	0.47	0.51	0.47	0.56
$\Theta$	[-]	0.47			

Sin embargo, si se grafica el cociente de cortes en valor absoluto para cada instante, como se muestra en la Figura 8.6, se puede apreciar que, aunque existe cierta cantidad de puntos que están bajo el rango correspondiente, hay una mayor porción de instantes en que el sistema disipador recibe más del 75% del corte basal de la estructura. Si se calcula un promedio de las relaciones de corte para cada registro se obtienen valores superiores al 75%, sin embargo, en algunos casos existen valores extremos que se escapan del orden del gráfico, que pueden alterar los resultados del promedio, por ende, tampoco es una medida representativa. En el caso más desfavorable que es el del registro de VMM1985, de una cantidad de 10001 instantes medidos en 8126 instantes se cumple con que el cociente de cortes es mayor a un 75%, esto quiere decir que en un 81% del tiempo se cumple con el requisito para pertenecer a la categoría 1. En este sentido, la norma no deja en claro

por qué se establece un límite inferior de corte basal del sistema disipador de 75% respecto al corte basal total para establecer que los disipadores constituyen el sistema sismorresistente principal de la estructura.

Debido a que la estructura prototipo cumple con todos los demás requisitos para pertenecer a la categoría 1 y se considera que es el sistema sismorresistente principal de la estructura, se cuestiona el que no clasifique en la categoría 1 mediante los criterios propuestos por la norma NCh3411. Por esto, se propone que en futuras investigaciones se evalúe las diferencias que se pueden producir en el diseño dependiendo de la categoría en que se clasifique la estructura, y se evalúe su desempeño esperado con NLDA.

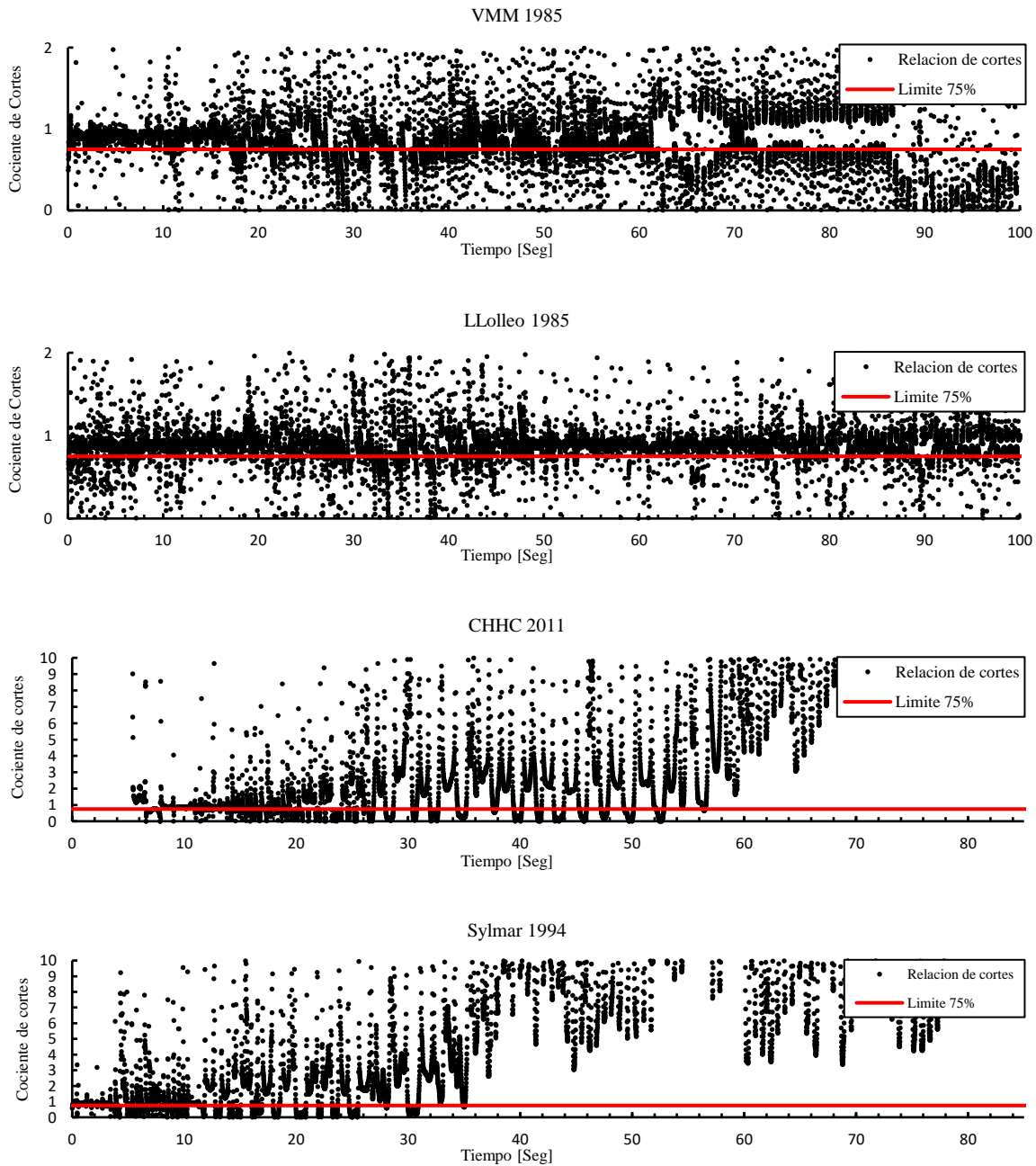


Figura 8.6 - Cociente de cortes en el tiempo para cada registro, MBRB.

Respecto a si la estructura pertenece a la Categoría 2, se debe verificar que el cociente entre la energía disipada por la estructura sismorresistente, en los casos con y sin disipadores (E), sea menor o igual a 0.8. Sin embargo, la normativa no presenta un procedimiento para determinar la energía disipada por la estructura. Como este estudio no utiliza la norma NCh3411, se analiza sólo la relevancia de las categorías definidas en esta normativa para el diseño de la estructura.

### 8.4 Requisitos de Diseño

La estructura sismorresistente debe tener la resistencia requerida para soportar las fuerzas correspondientes al sismo de servicio (SDS), el cual es determinado según los requisitos de la norma NCh433 modificada por los parámetros  $B_1$  y  $S$ , que incorporan los efectos derivados de los dispositivos de disipación. Por lo tanto, la resistencia sísmica de la estructura es determinada con el siguiente espectro de pseudo-aceleraciones:

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^*/I) B_1} \quad (8.3)$$

Para estructuras de Categoría 1,  $B_1$  es considerado igual a 1.33 en cada dirección de análisis, mientras que para sistemas sismorresistentes de Categoría 2 o 3,  $B_1$  es igual al cociente entre los cortes basales del edificio sin y con disipadores de energía. Los cortes basales son calculados por medio de análisis dinámicos no-lineales. La normativa NCh3411 permite considerar  $S$  igual a 1 si el sistema sismorresistente en la dirección de análisis es categoría 1 o 2. Sin embargo, no se explica por qué.

En la Figura 8.7 se comparan los espectros de diseño según la norma NCh433 y la norma NCh3411. Para una estructura de categoría 1, estos espectros establecerían los límites de demanda para el diseño, considerando que el espectro de la norma NCh433 no aplica los factores de reducción asociados a la disipación de energía, por lo que sería la mayor demanda sísmica para considerar. La menor demanda se produciría si la estructura clasificara en la categoría 1. Si la estructura perteneciese a la categoría 2 o 3, en cambio, la demanda de diseño debería oscilar entre estos dos espectros.

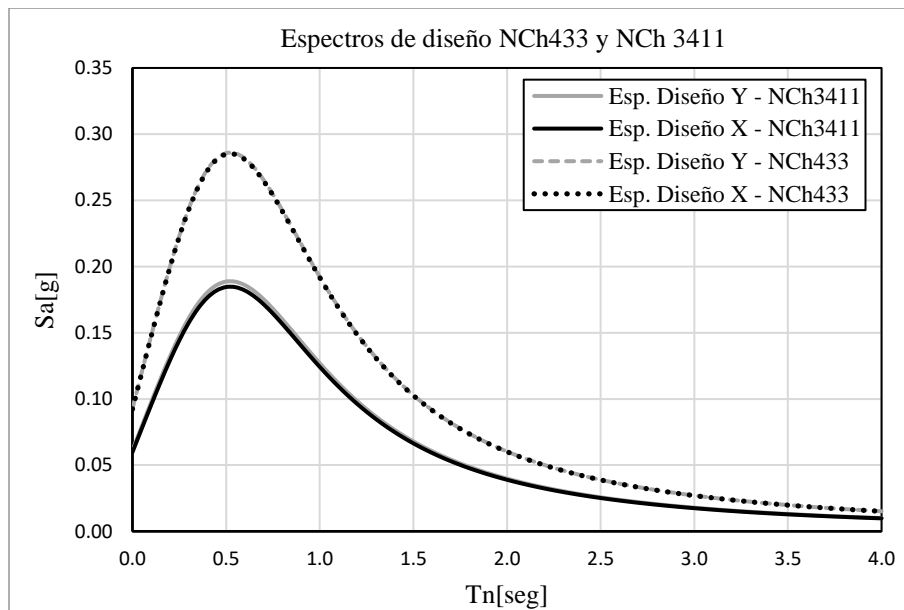


Figura 8.7 - Rango de oscilación de la demanda sísmica de diseño.

Debido a que la estructura prototipo se diseñó según la normativa NCh433, el diseño es conservador comparado con las demandas sísmicas que considera la norma NCh3411. Sin embargo, la estructura posee un comportamiento adecuado frente a los registros sísmicos analizados en el Capítulo 7. En futuras investigaciones, se podría comparar el comportamiento sísmico del sistema estructural al ser diseñado con las demandas de la norma NCh3411. Alternativamente, se podría escoger el valor  $R_0$  asignado a marcos de acero arriostrado, en lugar del valor asignado a estructuras tradicionales de madera, lo que disminuiría importantemente las demandas de diseño según la norma NCh433.

Para el diseño del sistema disipador, la norma NCh3411 estipula que los elementos que no correspondan a los disipadores (por ejemplo, conexiones, diagonales, insertos, entre otros) se deben diseñar para permanecer elásticos para las cargas no reducidas generadas por los disipadores durante el Sismo Máximo Probable (SMP). En este caso, al realizar un diseño por capacidad del marco y sus conexiones, se asegura que se cumpla este acápite ya que estos elementos estarán diseñados para soportar la máxima fuerza que se desarrolle en el sistema disipador.

## CAPITULO IX: CONCLUSIONES

Este documento presentó el diseño y análisis sísmico de una estructura prototipo que combina elementos de madera laminada, LVL, y contralaminada, CLT, con riostras de pandeo restringido, BRB, o equipadas con dispositivos con “Shape Memory Alloys”, SMA, capaces de incorporar disipación de energía al sistema. El diseño sísmico propuesto se rige por el análisis modal espectral estipulado por la norma NCh433, utilizando un factor de modificación de la respuesta igual a 7 ( $R_0$ ), asignado a estructuras de muros y sistemas arriostrados de madera. Considerando estos requisitos, se obtuvieron tamaños razonables para los elementos estructurales, a pesar de que las acciones de diseño requeridas corresponden a la máxima fuerza de corte basal estipulada por el código (aproximadamente un 20% del peso sísmico). Uno de los requisitos más restrictivos para el diseño fue la limitación de los drift de piso a 0.2%, debido a la gran flexibilidad que poseen los elementos de madera, y a que muchos de los marcos del edificio no fueron arriostrados.

Los resultados obtenidos de los análisis no-lineales, muestran que el desempeño general de la estructura es satisfactorio en términos de deformaciones, cumpliendo con las limitaciones máximas de drift de piso establecidas por normas extranjeras que incluyen este tipo de análisis (e.g. la normativa canadiense). El desempeño de las columnas de LVL y los muros de CLT postensado es adecuado según los resultados obtenidos con los registros de Viña del Mar 1985, Llole 1985 y Sylmar 1994. Sin embargo, para el registro de Christchurch, los resultados indicaron que el muro de mayor largo fallaría al corte. Las riostras BRB o con SMA, garantizan un comportamiento sísmico adecuado de la estructura, al funcionar como mecanismos exclusivos de disipación de energía de histéresis, mientras el resto de los elementos permanecen en el rango elástico.

Al comparar los resultados del sistema estructural con riostras BRB y riostras equipadas con SMA, se observó que las BRB aportan una mayor disipación de energía al sistema, lo que produce una reducción considerable en las aceleraciones de piso, por ejemplo, las cuales pese a no estar limitadas por la normativa chilena u otra de la que se tenga conocimiento, pueden causar incomodidades y daños a componentes no-estructurales. Además, al utilizar riostras BRB, se reducen las demandas de corte que resiste la estructura, así como también la amplitud de otros parámetros de la respuesta, como los desplazamientos de entrepiso. Sin embargo, pese a que las riostras dañadas pueden ser reemplazadas después de un evento sísmico debido a deformaciones residuales excesivas, el poder de autocentrado que poseen los dispositivos SMA evita que incluso este proceso sea requerido, disminuyendo los posibles costos por reparación asociados a este ítem.

Las riostras BRB alcanzan deformaciones axiales cercanas a un 46% de las deformaciones máximas para las que se diseñaron. Esto es un indicio de que la estructura está sobredimensionada. El motivo es el bajo valor del coeficiente de modificación de la respuesta,  $R_0 = 7$ , exigido por la norma NCh433 para una estructura como la que se diseñó. Por lo tanto, se propone que en futuras investigaciones se diseñe la misma estructura aplicando un factor de reducción mayor, o que derechamente que los resultados se ajusten de manera que se alcance el corte mínimo de la NCh433. De esta forma, se permitiría aprovechar aún más la capacidad de disipación de energía que pueden proporcionar las riostras al sistema, especialmente las BRB.

En conclusión, en este estudio se comprueba que el sistema híbrido basado en madera propuesto es factible en principio, al presentar un satisfactorio comportamiento sísmico en términos de ductilidad, resistencia y rigidez, y puede servir de prototipo para conducir investigaciones experimentales que corroboren o refuten sus aparentes virtudes.

## REFERENCIAS:

- [1] A.H. Buchanan, "How Will Timber Buildings Help New Zealand Meet Kyoto Protocol Commitments?," *NZ Timber Design Journal*, vol. 13, pp. 7–11, 2005.
- [2] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, "Estándares de Construcción Sustentable para Viviendas de Chile," Chile, 2018.
- [3] A.H. Buchanan and S. Levine, "Wood-Based Buildings Materials and Atmospheric Carbon Emissions," *Environmental Science & Policy*, vol. 2, pp. 427–437, 1999.
- [4] M. Moore, "Scotia Place – 12 Story Apartment Building. A Case Study of High-Rise Construction Using Wood and Steel," *NZ Timber Design Journal*, vol. 10, no. 1, pp. 5–12, 2000.
- [5] A. H. Buchanan, *Timber Design Guide*, 3rd. ed. New Zealand: New Zealand Timber Industry Federation Inc., 2007.
- [6] A. Ceccotti, C. Sandhass, M. Okabe, C. Yasumura, and N. Kawai, "SOFIE Project – 3D Shaking Table Test on a Seven-Storey Full-Scale Cross-Laminated Timber Building," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, no. 42, pp. 2003–2021, 2013.
- [7] I. Sakamoto, N. Kawai, H. Okada, H. Isoda. And S. Yusa, "Final report of a research and development project on timber-based hybrid building structures," *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*, Lahti, Finland, 2004.
- [8] H. Isoda, N. Kawai and M.Koshihara, "Case study of combination ways of timber and steel in Japanese buildings," *Proceeding of the 11th World Conference on Timber Engineering*, Trentino, Italy, 2010.
- [9] S. Tesfamariam, S.F. Stiemer, M. Bezabeh, C. Goertz, M. Popovski and K. Goda, "Force based design guideline for timber-steel hybrid structures: Steel moment resisting frames with CLT infill walls," Vancouver, Canada: University of British Columbia, 2015.
- [10] P. Quintana Gallo and D. Carradine, "State of the Art of Timber-Based Hybrid Seismic-Resistant Structures." BRANZ Research Report SR400, BRANZ, Judgeford, New Zealand, 2018.
- [11] P. Quintana Gallo, D.M. Carradine, and R. Bazaez, 'State of the Art and Practice of Seismic-Resistant Hybrid Timber Structures,' *European J. of Wood and Wood Prod.*, 2020 (aceptado para publicación).
- [12] Structurlam, "Structurlam Case Study Carbon 12," Portland, Oregon. Available: <https://www.carbon12pdx.com/>. [Accessed: 04-Jun-2019].
- [13] M. Timmers and A. Tsay Jacobs, "Concrete apartment tower in Los Angeles reimaged in mass timber," *Engineering Structures*, vol. 167, Elsevier, pp. 716–724, 2018.
- [14] 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, pp. 945–968, 2000.
- [15] Instituto Nacional de Normalización, *Diseño sísmico de edificios, Norma Chilena Oficial NCh433Of1996 Modificada en 2012*. Santiago, Chile, 1996.
- [16] Instituto Nacional de Normalización, *Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo, Norma Chilena NCh3411*. Santiago, Chile, 2017.
- [17] R. C. Moody, R. Hernandez, and J. Y. Liu, "Glued Structural Members," in *Wood Handbook – Wood as an Engineering Material*, Madison, Wisconsin: United States Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1999.
- [18] V. Perez, "Manual de Madera Laminada," INFOR, Santiago, Chile, 1992.
- [19] Instituto Nacional de Normalización, *Madera - Construcciones en madera - Cálculo, Norma Chilena NCh1198*. Santiago, Chile, 2014.

- [20] "INGELAM." [Online]. Available: <http://www.ingelam.cl/>. [Accessed: 27-May-2019].
- [21] C.B. Ong, "Glue-laminated timber (Glulam)," in *Wood Composites*, M. P. Ansell, Ed. Elsevier Ltd., 2015, pp. 123–140.
- [22] Standard New Zealand, *NZS 3603:1993 Timber Structures Standard*. New Zealand, 1993.
- [23] Standard Australian, *AS 1720.1-2010 Timber Structures*. Australian, 2010.
- [24] INFOR, "LVL: Desarrollo Tecnológico de un Producto de Ingeniería en Madera Orientado al Mercado de la Construcción, Proveniente de la Utilización de Trozas de Bajo Diámetro de Pino radiata y Eucalipto Nitens," Santiago, Chile, 2007.
- [25] Nelson Pine Industries Ltd, "Specific Engineering Design Guide," New Zealand, 2012.
- [26] Futurebuild LVL, "Specific Engineering Design Guide," New Zealand, 2018.
- [27] Standard New Zealand, *AS/NZS 4357.0:2005 Structural laminated veneer lumber*. New Zealand, 1993.
- [28] Australian/New Zealand Standard, *AS/NZS 4063.2:2010 Characterization of structural timber, Part 2: Determination of characteristic*, 2010.
- [29] Instituto Forestal, "Anuario Forestal 2018." Gobierno de Chile, Santiago, Chile, 2018.
- [30] S. Gagnon and C. Pirvu, *CLT: Handbook Cross Laminated Timber*. Canada: FPInnovations, 2011.
- [31] APA - The Engineered Wood Association, *Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber, ANSI/APA PRG 320*. Tacoma, Washington, U.S.A, 2017.
- [32] P. Mestek, N. Werther, and S. Winter, "Building with Cross Laminated Timber Load," Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V, Wuppertal, Alemania, 2010.
- [33] P. González, E. Saavedra, E. Perez, C. Burgos, F. Piña, and M. Wagner, *Sistema Constructivo en Madera Contralaminada para Edificios*. Santiago, Chile: CLT Chile, 2015.
- [34] C. Hein, "Developing hybrid timber construction for sustainable tall buildings," *Council on Tall Buildings and Urban Habitat Journal*, III, 40-45, 2014.
- [35] Structurlam, "CROSSLAM CLT, Technical Design Guide," Canada, 2018.
- [36] XLam NZ Ltd., "Designing with XLam Cross Laminated Timber," New Zealand.
- [37] R. Brandner, G. Flatscher, A. Ringhofer, G. Schickhofer, and A. Thiel, "Cross laminated timber (CLT): overview and development," *Eur. J. Wood Prod.*, vol. 74, no. 3, pp. 331–351, 2016.
- [38] C. Montanares and J. Marcus, "Caracterización Mecánica de Paneles Contralaminados para la Construcción de Edificios de Mediana Altura," Departamento de Ingeniería Civil, Universidad del Bío Bío, 2011.
- [39] C.M. Uang and M. Nakashima, "Steel Buckling-Restrained Braced Frames," in *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, no. 16, CRC Press, Ed. 2004.
- [40] P. W. Clark, I. D. Aiken, K. Kasai, and I. Kimura, "Large-Scale Testing of Steel Unbonded Braces for Energy Dissipation," *Adv. Technol. Struct. Eng.*, pp. 1–5, 2000.
- [41] G. Della Corte, M. D'Aniello, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, "Review of steel buckling-restrained braces," *Steel Constr.*, vol. 4, no. 2, pp. 85–93, 2011.
- [42] C. J. Black, N. Makris, and I. D. Aiken, "Component Testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 6, pp. 880–894, 2004.

- [43] American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - AISC 341*. Chicago, 2016.
- [44] L. Janke, C. Czaderski, M. Motavalli, and J. Ruth, "Applications of shape memory alloys in civil engineering structures - Overview, limits and new ideas," *Mater. Struct.*, vol. 38, pp. 578–592, 2005.
- [45] M. Dolce and D. Cardone, "Mechanical behaviour of shape memory alloys for seismic applications 2. Austenite NiTi wires subjected to tension," *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 43, pp. 2657–2677, 2001.
- [46] C. Gilbert, R. Gohlich, and J. Erochko, "Nonlinear Dynamic Analysis of Innovative High R-Factor Hybrid Timber-Steel Buildings," *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering.*, Victoria, Canada, 2015.
- [47] H. J. Blaß and P. Schädle, "Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints," *Eng. Struct.*, vol. 33, pp. 3018–3026, 2011.
- [48] A. Ceccotti, "New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: The XLAM case," *Struct. Eng. Int.*, vol. 18, no. 2, pp. 156–165, 2008.
- [49] A. Ceccotti and C. Sandhaas, "A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor  $q$  of timber buildings," *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*, Trentino, Italy, 2010.
- [50] European Committee for Standardization, Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance – Parte 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings.
- [51] A. Pürgstaller, P. Quintana Gallo, S. Pampanin, and K. Bergmeister, "Seismic demands on nonstructural components anchored to concrete accounting for structure-fastener-nonstructural interaction (SFNI)," *Earthquake Engng Struct Dyn*, pp. 1–18, 2020.
- [52] D. Rojas, Evaluación de la respuesta sísmica de elementos no-estructurales (NSC) anclados a edificios de hormigón armado incluyendo la histéresis de la conexión., Memoria de Titulación, Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile, 2020.
- [53] National Research Council of Canada (NRC), "National Building Code of Canada (NBCC)", 2010.
- [54] ETABS 16.2.1, Three-Dimensional Analysis Static and Dynamic Analysis of Structures, CSI, 2016.
- [55] C. Gilbert and J. Erochko, "Adaptation of Advanced High R-Factor Bracing Systems into Heavy Timber Frames," *Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria, August 22-25, 2016*.
- [56] H.-E. Blomgren, J.-P. Koppitz, A. D. Valdés, and E. Ko, "The Heavy Timber Buckling-Restrained Braced Frame as a Solution for Commercial Buildings in Regions of High Seismicity," *Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria, August 22-25, 2016*.
- [57] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings - AISC 360*. Chicago, 2016.
- [58] American Wood Council, *National Design Specification (NDS) for Wood Construction*. Washington D.C, Estados Unidos.
- [59] American Society of Civil Engineers (ASCE). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ANSI/SEI 7-10. Reston (Va): ASCE, 2010
- [60] M. C. Green and J. E. Karsh, *Tall wood: The case for tall wood buildings - how mass timber offers a safe, economical, and environmentally friendly alternative for tall building structures*. British Columbia, Canada: Creative Commons, 2012.
- [61] M. Fairhurst, X. Zhang, and T. Tannert, "Nonlinear Dynamic Analysis of a Novel Timber–Steel Hybrid System," *Proceeding of the 13th World Conference on Timber Engineering, Quebec City, Canada, 10-14 August, 2014*.

- [62] A.H. Buchanan and R.H Fairweather, "Seismic design of glulam structures," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 26, no. 4, pp. 415–436, 1993.
- [63] American Society of Civil Engineers. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 46-06.
- [64] M. Koshihara, H. Isoda, and S. Yusa, "The design and installation of a five-story new timber building in Japan," *Proceedings of the International Symposium on Timber Structures, Istanbul, Turkey, 25–27 June, 2009*.
- [65] M. Koshihara, "Timberize – metropolitan timber architecture – Japanische entwicklungen im urbanen Holzbau." Proceedings, *Internationales Holzbau-Forum*, 1-7, 2013.
- [66] P. Fast, B. Gafner, R. Jackson, and J. Li, "Case Study : an 18 storey tall mass timber hybrid student residence at the University of British Columbia, Vancouver.," *Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering , Vienna, Austria, 22–25 August*.
- [67] Autodesk Revit 2019, Autodesk, 2019
- [68] P. Mestek, H. Kreuzinger, and S. Winter, "Design of Cross Laminated Timber (CLT)," *Proc. 10th World Conf. Timber Eng.*, 2008.
- [69] H. J. Blaß and P. Fellmoser, "Design of solid wood panels with cross layers Influence of shear deformation," *In Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*, Finland, 2004.
- [70] H. Kreuzinger, "Platten, Scheiben und Schalen - ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme." *Bauen mit Holz* 1:34-39.
- [71] M. Follesa, I. P. Christovasilis, D. Vassallo, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, "Seismic design of multi-storey cross laminated timber buildings according to Eurocode 8," *Ing. Sismica*, vol. 30, no. 4, 2013.
- [72] Instituto Nacional de Normalización, *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas, Norma Chilena Oficial NCh3171.Of2010*. Santiago, Chile, 1996.
- [73] Australian/New Zealand Standard, *AS/NZS 1170.0:2002 Structural design actions, Part 0: General principles*, 2002.
- [74] S. Pampanin, M.J.N. Priestley, S. Sriharan, "Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections," *Journal of Earthquake Engineering*, 5:3, 329-367, 2001.
- [75] A. Palermo and S. Pampanin, "Analysis and simplified design of precast jointed ductile connections," *World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [76] M.P. Newcombe, S. Pampanin, A.H Buchanan, and A. Palermo, "Section Analysis and Cyclic Behavior of Post-Tensioned Jointed Ductile Connections for Multi-Story Timber Buildings," *Journal of Earthquake Engineering* 12(1), 83-110, 2008
- [77] F. Sarti, A. Palermo, and S. Pampanin, "Simplified Design Procedures for Post-Tensioned Seismic Resistant Timber Walls," *Proc. 15th World Conf. Earthq. Eng. Lisbon, Port. 24–28 Sept. 2012*.
- [78] F. Sarti, "Seismic Design of Low - Damage Post - Tensioned Timber Wall Systems," Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2015.
- [79] M. Newcombe. Seismic design of multistorey post-tensioned timber buildings. *Master of Engineering. Master thesis*, Università degli Studi di Pavia, Pavia, Italy.
- [80] CoreBrace, "Pinned Brace Design Guide," West Jordan, Utah, Estados Unidos, 2016.

- [81] W. A. Lopez and R. Sabelli, "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", Steel Tips, California, United States, 2004.
- [82] A. Astaneh-Asl, "Seismic Behavior and Design of Gusset Plates," Steel Tips, California, United States, 1998.
- [83] Standard New Zealand, *NZS 3404: Part1:1997 Steel Structures Standard*, 1997.
- [84] R.E Whitmore, "Experimental investigation of stresses in gusset plate," *Bulletin No, 16, Engineering Experiment Station*, University of Tennessee.
- [85] A. J. Carr, *Ruamoko 2D - Dynamic Analysis of 2 - Dimensional In-Elastic Structures*, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, 2007.
- [86] S. Pampanin, C. Christopoulos and M.J.N. Priestley, "Performance – Based Seismic Response of Frame Structures Including Residual Deformations. Part II: Multi – Degree of Freedom System," *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press, 2003.
- [87] C. Christopoulos, S. Pampanin, and M.J.N. Priestley, "Performance – Based Seismic Response of Frame Structures Including Residual Deformations. Part I: Single – Degree of Freedom System," *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press, 2003.
- [88] R.D. Sharpe, *The Seismic Response of inelastic Structures*, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, 1974.
- [89] M.J.N Priestley, S. Sritharan, J.R. Coley and S. Pampanin, "Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building," *PCI Journal*, 44(6), 42-67, 1999.
- [90] A.J. Carr, "Ruamoko Manual Vol.5: Appendices, Strength and Stiffness Degradation," Christchurch, 2016.
- [91] R. Tremblay, "Testing and design of buckling restrained braces for Canadian application," *Proceedings of the 13Th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004*.
- [92] J. Stanton, W.C. Stone and G.S. Cheok, "A hybrid reinforced precast frame for seismic regions," *PCI Journal*, Vol.2, no.2, 20-32, 1997.
- [93] H. Krawinkler and G. D. P. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Journal of Engineering Structures*, 1998.
- [94] S. A. Freeman, "Review of the Development of the Capacity Spectrum Method," *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol.41, no.1, pp.1-13, 2004.
- [95] S. A. Freeman, "The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design" *Proceeding of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France, 1998.
- [96] Instituto Nacional de Normalización, *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, Norma Chilena NCh2745*. Santiago, Chile, 2003.
- [97] I. Gavric, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, "Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures," *Materials and Structures*, vol. 48, pp. 1841–1857, 2014.
- [98] M. Shanhnwaz, "Performance of Cross-Laminated Timber Shear Walls for Platform Construction Under Lateral Loading" Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 2018.

## ANEXO I: CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

A continuación, se presentan los detalles del control de desplazamiento establecido por la norma chilena NCh433. En primera instancia se verifica que los drift del centro de masas de coordenadas X=10.96 m; Y= 12.15 m sean menor que 0.002. Luego se verifica que la resta entre los drift máximos que ocurren en las esquinas de las estructuras y el drift del centro de masas sea menor que 0.001.

### 1. Drift del centro de masas

Piso	Drift CM X	Drift CM Y
12	0.0013	0.0013
11	0.0015	0.0015
10	0.0017	0.0016
9	0.0018	0.0017
8	0.0016	0.0015
7	0.0016	0.0015
6	0.0016	0.0015
5	0.0015	0.0014
4	0.0013	0.0012
3	0.0011	0.0010
2	0.0010	0.0009
1	0.0007	0.0006
0	0.0000	0.0000

### 2. Diferencia de drift máximos con drift de centro de masas.

Esquina Inferior Izquierda (Joint =115)

Piso	Sismo X		Sismo Y	
	Drift X	d c/r CM	Drift Y	d c/r CM
12	0.00143	0.00012	0.00144	0.00010
11	0.00165	0.00015	0.00161	0.00012
10	0.00184	0.00017	0.00176	0.00015
9	0.00195	0.00018	0.00182	0.00016
8	0.00177	0.00016	0.00166	0.00014
7	0.00174	0.00016	0.00161	0.00014
6	0.00175	0.00017	0.00161	0.00014
5	0.00164	0.00015	0.00148	0.00013
4	0.00148	0.00014	0.00134	0.00012
3	0.00123	0.00012	0.00110	0.00010
2	0.00110	0.00011	0.00098	0.00009
1	0.00075	0.00007	0.00064	0.00007
0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Esquina Inferior Derecha (Joint =112)

Piso	Sismo X		Sismo Y	
	Drift X	d c/r CM	Drift Y	d c/r CM
12	0.00143	0.00012	0.00142	0.00008
11	0.00165	0.00015	0.00158	0.00009
10	0.00184	0.00017	0.00171	0.00010
9	0.00195	0.00018	0.00177	0.00011
8	0.00177	0.00016	0.00162	0.00010
7	0.00174	0.00016	0.00157	0.00010
6	0.00175	0.00017	0.00157	0.00010
5	0.00164	0.00015	0.00144	0.00009
4	0.00148	0.00014	0.00131	0.00008
3	0.00123	0.00012	0.00106	0.00007
2	0.00110	0.00011	0.00094	0.00006
1	0.00075	0.00007	0.00061	0.00004
0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Esquina Superior Izquierda (Joint =97)

Piso	Sismo X		Sismo Y	
	Drift X	d c/r CM	Drift Y	d c/r CM
12	0.00143	0.0001	0.00144	0.0001
11	0.00165	0.0001	0.00161	0.0001
10	0.00184	0.0002	0.00176	0.0001
9	0.00195	0.0002	0.00182	0.0002
8	0.00177	0.0002	0.00166	0.0001
7	0.00174	0.0002	0.00161	0.0001
6	0.00175	0.0002	0.00161	0.0001
5	0.00164	0.0002	0.00150	0.0001
4	0.00148	0.0001	0.00134	0.0001
3	0.00123	0.0001	0.00110	0.0001
2	0.00110	0.0001	0.00098	0.0001
1	0.00075	0.0001	0.00064	0.0001
0	0.00000	0.0000	0.00000	0.0000

Esquina Superior Derecha (Joint =105)

Piso	Sismo X		Sismo Y	
	Drift X	d c/r CM	Drift Y	d c/r CM
12	0.00143	0.0001	0.00142	0.00008
11	0.00165	0.0001	0.00158	0.00009
10	0.00184	0.0002	0.00171	0.00010
9	0.00195	0.0002	0.00177	0.00011
8	0.00177	0.0002	0.00162	0.00010
7	0.00174	0.0002	0.00157	0.00010
6	0.00175	0.0002	0.00157	0.00010
5	0.00164	0.0002	0.00144	0.00009
4	0.00148	0.0001	0.00131	0.00008
3	0.00123	0.0001	0.00106	0.00007
2	0.00110	0.0001	0.00094	0.00006
1	0.00075	0.0001	0.00061	0.00004
0	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000

## ANEXO II: ALTERNATIVA DE CONECTORES PARA MUROS CLT

Pese a que la estructura en estudio se conforma por muros postensados de CLT, en un principio se evaluó la posibilidad de utilizar muros de CLT con conectores tipo “Hold-down” y “Brackets” como se muestra en la Figura A.2.1. Este tipo de conexión suelen ser utilizados en paneles de CLT, en donde los esfuerzos de corte en cada piso son resistidos por los muros y transferidos al nivel inferior por medio de las conexiones, sin embargo, la desventaja de concentrar todos los esfuerzos y desplazamientos en este tipo de conexiones es que se pueden generar fallas locales por lo que toda la energía disipada y capacidad de ductilidad queda controlada por los detalles de estas secciones [6, 48, 77].

En la Figura A.2.1(b) se muestra un diagrama de fuerzas de los conectores del muro CLT, en donde se desprecia la resistencia al corte de los “Hold-down” debido a que se ha demostrado que ésta es aproximadamente un quinto de su capacidad en tensión [97]. Respecto a los “Brackets” se realiza el supuesto de que poseen igual resistencia tanto al corte como a tracción.

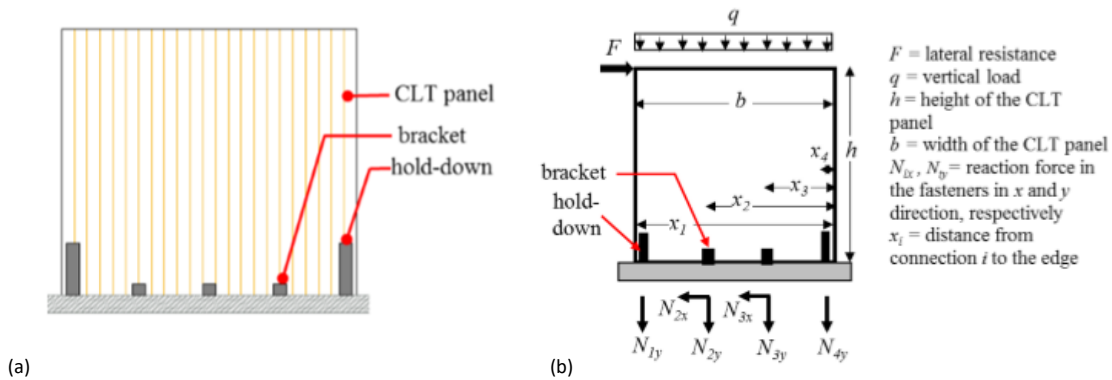


Figura A.2.1 - Conexiones paneles CLT [98].

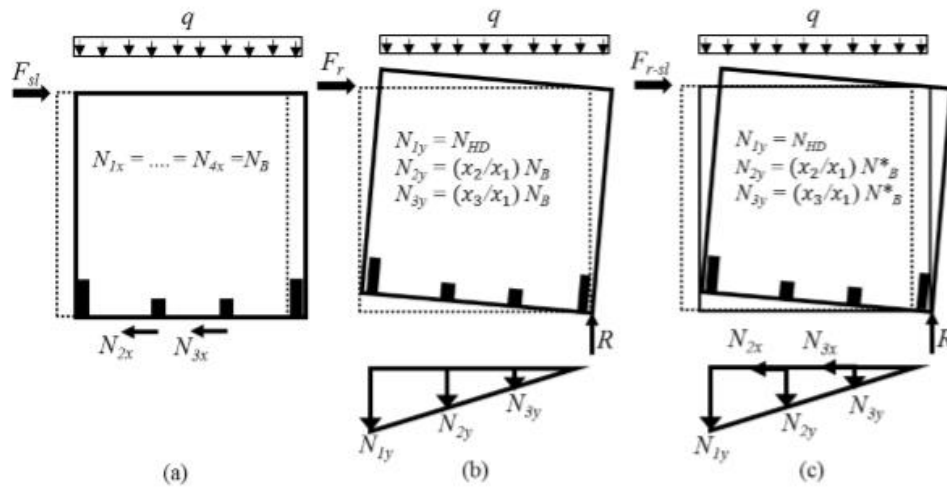
En la Figura A.2.2 se representa el comportamiento cinemático de los muros CLT con conexiones de corte y tracción, sometidos a la acción de deslizamiento ( $F_{sl}$ ), vuelco ( $F_r$ ) y combinación de ambos ( $F_{r-sl}$ ). Para calcular la fuerza de corte máxima en el muro que resisten las conexiones, se supuso que las deformaciones se producen por efecto de un movimiento rígido del panel debido a una combinación de deslizamiento y vuelco o sólo vuelco.

La resistencia al vuelco del panel se calcula realizando una sumatoria de momentos en la esquina inferior de este. Cuando el “Hold-down” haya alcanzado su resistencia máxima ( $N_{HD}$ ), la reacción por vuelco de las demás conexiones seguirá una distribución triangular como se muestra en la Figura A.2.2(b). De esta forma la fuerza resistente al volcamiento queda determinada por la ecuación A.2.1, en donde se desprecia el efecto del último “Hold-down”, ubicado en la esquina inferior debido a que, al encontrarse cercano al borde, el momento que genera respecto a ese punto es menor.

$$F_r = \frac{N_{HD}x_1}{h} + \frac{N_B}{x_1h} \left( \sum_{i=1}^{nb} x_i^2 \right) + q \frac{b^2}{2h} \quad (A.2.1)$$

Donde

- $N_{HD}$  : Resistencia máxima de los “Hold-down”.
- $x_i$  : Distancia desde el borde del muro al conector  $i$ .
- $h$  : Altura del muro.
- $N_B$  : Resistencia máxima de cada “brackets”.
- $nb$  : Numero de brackets en el muro.
- $b$  : Ancho del muro.
- $q$  : Carga distribuida sobre el muro.



$F_{sl}$ ,  $F_r$ ,  $F_{r-sl}$  = sliding, rocking, and sliding-rocking resistance, respectively  
 $N_{ix}$ ,  $N_{iy}$  = reaction force in the fasteners in x and y direction, respectively  
 $N_B$  = bracket's resistance  
 $N_{HD}$  = hold-down's resistance  
 $N_B^*$  = modified bracket's resistance  
 $x_i$  = distance from connection  $i$  to the edge  
 $q$  = vertical load  
 $h$  = height of the CLT panel  
 $b$  = width of the CLT panel

**Figura A.2.2** - Comportamiento cinemático de muros CLT sujetos a (a) deslizamiento; (b) vuelco; (c) deslizamiento y vuelco [98].

Sin embargo, la situación más desfavorable es cuando el muro está sometido a un comportamiento combinado de deslizamiento y volcamiento, debido a que, ante esta acción combinada, los “brackets” experimentan fuerzas de corte y tracción, por lo que su resistencia combinada disminuye en relación con su resistencia máxima uniaxial. La reacción combinada de los “brackets” al volcamiento y deslizamiento se puede calcular mediante la siguiente fórmula de interacción lineal:

$$\frac{N_{B,sl}}{N_B} + \frac{N_{B,r}}{N_B} < 1 \quad (\text{A.2.2})$$

Además, se asume que la reacción de los “brackets” a corte y tracción son proporcionales a las deformaciones del panel por deslizamiento y por volcamiento. Por lo que se deduce la relación presentada en la ecuación A.2.3.

$$\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}} = \frac{\delta_{sl}}{\delta_r} = \frac{\frac{F}{n_B k_B}}{\left(\frac{F h^2}{b^2} - \frac{q h}{2}\right) \frac{1}{k_{HD}}} \quad (\text{A.2.3})$$

Donde

- $N_{B,sl}$  : Resistencia máxima al deslizamiento del bracket sometido a la acción combinada
- $N_{B,r}$  : Resistencia máxima al volcamiento del bracket sometido a la acción combinada
- $\delta_{sl}$  : Deformación del muro debido al deslizamiento
- $\delta_r$  : Deformación del muro debido al vuelco
- $k_B$  : Rigidez de los “brackets”
- $k_{HD}$  : Rigidez de los “hold-down”
- $F$  : Fuerza que es menor o igual a la Fuerza de volcamiento ( $F_r$ )

Una vez obtenida la Fuerza de volcamiento del panel, se puede determinar mediante las ecuaciones A.2.2 y A.2.3 la resistencia del bracket al deslizamiento ( $N_{B,sl}$ ) y volcamiento ( $N_{B,r}$ ). Estos valores son necesarios para determinar mediante la ecuación A.2.4 la fuerza máxima de deslizamiento combinado con volcamiento que es capaz de resistir el muro.

$$F_{r-sl} = \frac{N_{HD}x_1}{h} + \frac{N_B - N_{B,sl}}{x_1 h} \left( \sum_{i=1}^{ns} x_1^2 \right) + q \frac{b^2}{2h} \quad (A.2.4)$$

En cada panel por cada lado se utilizarán cuatro “Hold-down” modelo WHT XXL de la marca Rothoblass, diseñados especialmente para soportar altas fuerzas de tracción, ideal para proyectos en zonas de alta sismicidad. Estos se ubican en los extremos de cada muro, tanto en la parte inferior como superior.

Este tipo de “Hold-down” posee una fijación total al muro CLT con tornillos LBS de 5 milímetros de diámetro y un largo de 50 mm, proporcionando una resistencia característica de 144.8 kN. En el caso del primer piso, los “Hold-down” se conectan directamente a la fundación de hormigón, para esto se inyecta un anclaje químico en un agujero de 32 mm, donde se incrusta una barra roscada, sobre la cual se coloca el “Hold-down” y una arandela de tipo WHTBS 130, para finalizar se coloca una tuerca con un par de apriete especificado de 180 N-m, proporcionando una resistencia característica al hormigón no agrietado de 184 kN. Mientras que la arandela de acero posee una resistencia característica de 158.6 kN [98].

Estos valores característicos son obtenidos de las especificaciones proporcionadas por Rothoblass, las cuales se basan en el Eurocódigo EN 1995:2008. Como se muestra en la siguiente ecuación la resistencia de diseño de la conexión es la resistencia mínima entre los diferentes sistemas que componen la unión.

$$R_{d-tracción} = \min \left[ \frac{R_{1,k\ madera} k_{mod}}{\gamma_m}; \frac{R_{1,k\ acero}}{\gamma_{acero}}; \frac{R_{1,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \right] \quad (A.2.5)$$

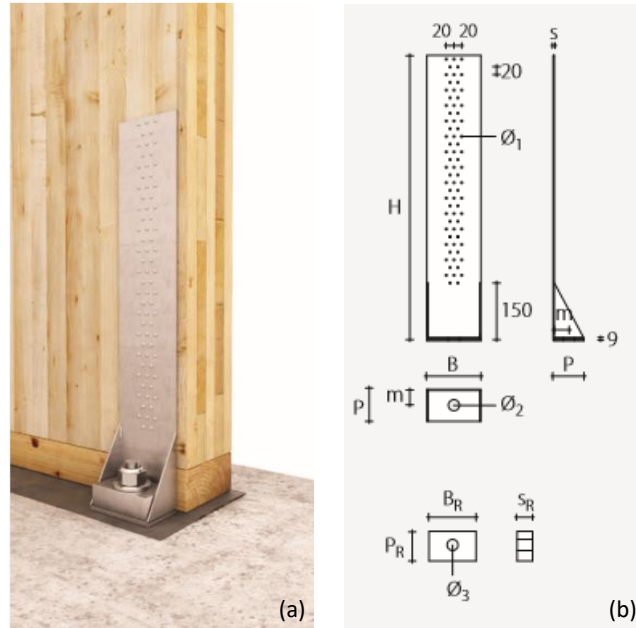
Donde:

- $R_{1,k\ madera}$  : Resistencia característica conexión hold-down a la madera.
- $R_{1,k\ acero}$  : Resistencia característica de la arandela.
- $R_{1,k\ cls}$  : Resistencia característica del anclaje al hormigón no agrietado.
- $\gamma_m$  : Factor de propiedad de la madera.
- $\gamma_{acero}$  : Factor de propiedad del acero.
- $\gamma_{cls}$  : Factor de propiedad del anclaje al hormigón.
- $k_{mod}$  : Factor de modificación que toma en cuenta la duración de la carga y contenido de humedad.

Según el Eurocódigo, el factor de modificación toma un valor de 1.1 para maderas procesadas que poseen una clase de servicio de 1 o 2. En este caso la estructura se encuentra en una categoría de servicio 2 ya que esta categoría considera un contenido promedio de humedad que no exceda el 20%.

Respecto al factor de propiedades de cada material, el Eurocódigo considera un valor de 1.25 para conexiones con placas de acero ( $\gamma_{acero}$ ) y un valor de 1.3 para la madera maciza ( $\gamma_m$ ), mientras que para el anclaje al hormigón el proveedor recomienda un factor de propiedad de 2.1 ( $\gamma_{cls}$ ).

Reemplazando estos valores en la ecuación A.2.5, se calcula una resistencia de cada “hold-down” de 122 kN ( $N_{HD}$ ). La rigidez o módulo de deslizamiento de este tipo de “hold-down” no es especificado por el fabricante, sin embargo, disponen de ensayos realizados al hold-down tipo WHT620, el cual es más pequeño al utilizado y se conecta con clavos LBA, de donde se obtuvo una rigidez de 13247 N/mm.



**Figura A.2.3** - Hold-down WHT XXL: (a) conexión; (b) detalle.

Además, cada panel por lado se compone por “brackets” en la parte inferior y superior (ver Tabla A.2.1). En el caso del primer piso se utilizan brackets tipo Titan N – TCN240 de la marca Rothoblaas, especiales para ser conectados al hormigón, su instalación se realiza mediante anclaje químico logrando una resistencia característica al corte de 52.7 kN. Por otra parte, la conexión del bracket al panel de CLT, se realiza con 36 tornillos tipo LBS de 5 mm de diámetro con 50 mm de largo, que logran una resistencia característica al corte de 36.6 kN.

Reemplazando los valores respectivos en la ecuación A.2.6 y considerando que para este caso los proveedores recomiendan un factor de propiedad del anclaje de 1.25 ( $\gamma_{cls}$ ) se obtiene una resistencia al corte de 30.7 kN de cada “Bracket”.

$$R_{d-corte} = \min \left[ \frac{R_{2/3,k\ madera} k_{mod}}{\gamma_m}; \frac{R_{2/3,k\ cls}}{\gamma_{cls}} \right] \quad (A.2.6)$$

Además, a los brackets del primer piso, se les añade una arandela tipo “Titan Washer TCW240” para que la conexión resista también a fuerzas de tracción. Estas son placas tridimensionales de acero al carbono con zincado galvanizado, de 12 mm de espesor con un diámetro de 18 mm. La fijación del bracket con la arandela en hormigón debe realizarse con 2 anclajes colocados en sus agujeros internos (In), mediante un anclaje químico VINYPRO inyectado en un agujero de 18 mm de diámetro. Los pernos de 16 mm de diámetro poseen un largo de 230 cm y se les aplica un par de apriete de 80 N-m proporcionando una resistencia característica a tracción de 67 kN. Mientras que la resistencia característica a tracción de la conexión de la placa al panel es de 83.5 kN y 69.8 kN para la arandela.

Considerando un factor de propiedad del anclaje de 1.8 ( $\gamma_{cls}$ ) y reemplazando los valores ya detallados en la ecuación A.2.6 se obtiene una resistencia a tracción de los “brackets” de 37 kN. Sin embargo, para simplificación del cálculo se realiza el supuesto de que poseen igual resistencia tanto al corte como a tracción, considerando la menor como se muestra en la siguiente ecuación:

$$N_B = R_{d-corte} = \min[R_{d-corte}; R_{d-tracción}] \quad (A.2.7)$$

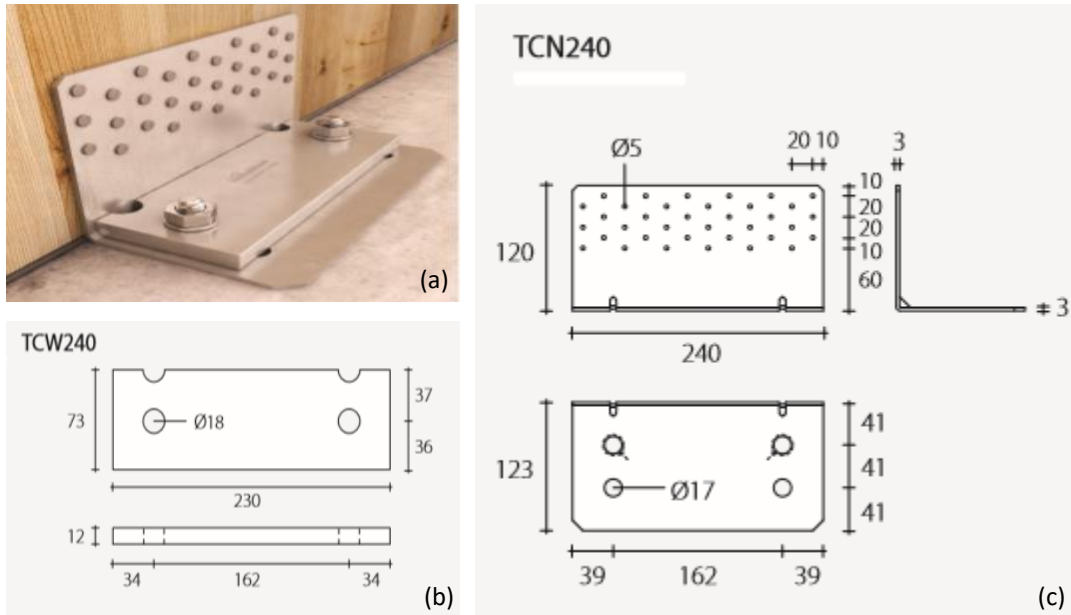


Figura A.2.4 - (a) conexión Bracket; (b) arandela TCW 240; (c) bracket TCN240

En los pisos superiores se utilizarán la misma clase de hold-down WHT XXL, los cuales están adaptados para conectarse de madera a madera. En el caso de los “brackets” se utiliza el modelo “Titan V” de “Rothoblaas” especiales para ser conectados de madera a madera. La conexión de la placa al panel vertical se realiza mediante 36 tornillos LBS de 5 mm de diámetro y 50 mm de largo, mientras que de la placa a la losa se realiza con 30 de estos mismos tornillos LBS, además de 5 tornillos VGS de 11 mm de diámetro y 150 mm de largo. Esta conexión logra brindar una resistencia característica a tracción de 101 kN y a corte de 59.7 kN.

Reemplazando los datos asociados a la madera maciza en la ecuación A.2.6 y A.2.7 se obtiene una resistencia a tracción de 85 kN y a corte de 50.5 kN. De forma conservadora se realiza el supuesto que la resistencia tanto a corte como a tracción es la más baja calculada ( $N_B = 50.5$  kN). Además, los fabricantes indican que la conexión posee una rigidez al corte de 6600 N/mm.

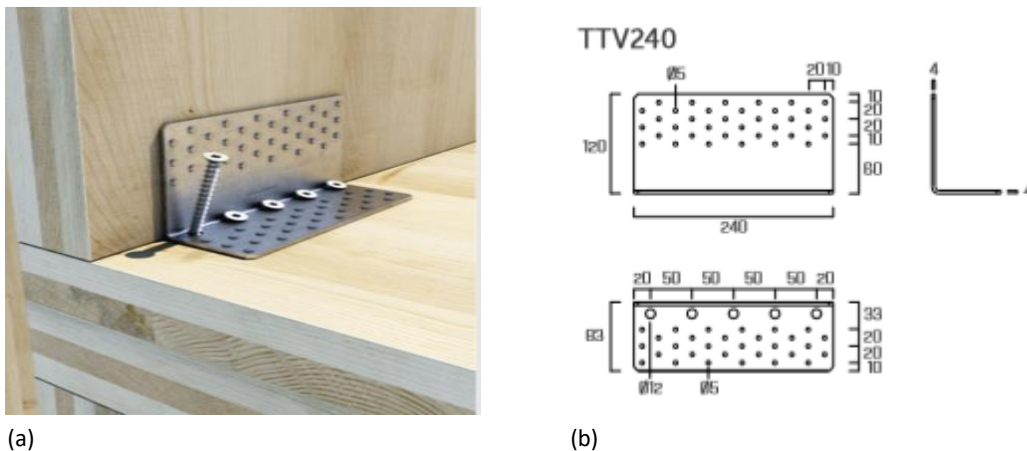


Figura A.2.5 - Brackets Titan V: (a) conexión madera a madera (b) detalle del Brackets.

Cada muro por una cara posee dos “Hold-down” en sus extremos y la cantidad de “Brackets” especificados en la Tabla A.2.1. Por cada muro se determina la fuerza que logran resistir los conectores por una cara del panel ( $F_{R-sl}$ ), sin embargo, esta fuerza se duplica al considerar que los

conectores también son dispuestos por el lado opuesto del panel, llamado le a esta fuerza  $F_{R-sd\ TOTAL}$ , la cual es comparada con el corte máximo que se genera en los muros de CLT.

Además, la resistencia a la fricción que generan las cargas verticales en el muro de corte también proporciona resistencia lateral, sin embargo, esta contribución de la resistencia a la fricción se ignora porque puede ser anulada por la componente vertical del movimiento del suelo.

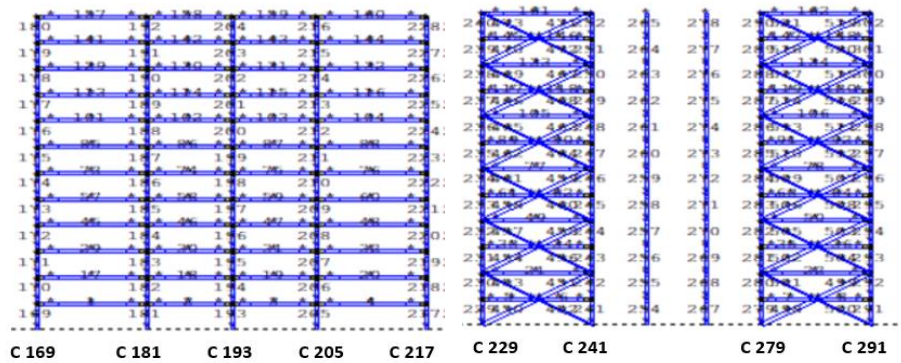
**Tabla A.2.1** - Verificación de conexiones muros CLT

<b>Muro</b>	<b>N° Brackets</b>	<b><math>F_r</math> [tonf]</b>	<b><math>N_{b,sd}</math> [tonf]</b>	<b><math>N_{b,r}</math> [tonf]</b>	<b><math>F_{R-sd}</math> [tonf]</b>	<b><math>F_{R-sd\ TOTAL}</math> [tonf]</b>	<b><math>V_u\ Max</math> [tonf]</b>	<b>Verificación</b>
B3-B4-F3-F4	4	14	8	23	13	27	24	CUMPLE
M3 - M4	6	21	9.7	21	18	37	32	CUMPLE
MC- ME	4	13	8	23	12	24	14	CUMPLE
M9	9	54	17	13	36	73	67	CUMPLE

# ANEXO III: ANALISIS NO LINEAL

## A.3.1 Nomenclatura Columnas

Dirección de Análisis Y



Dirección de Análisis X

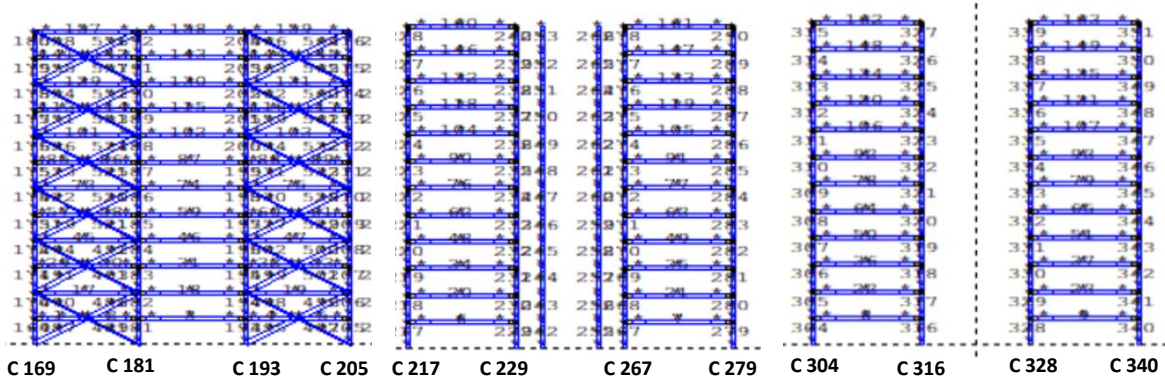


Figura A.3.1 - Nomenclatura columnas

### A.3.2 Desplazamiento de techo en el Tiempo, Dirección de Análisis Y

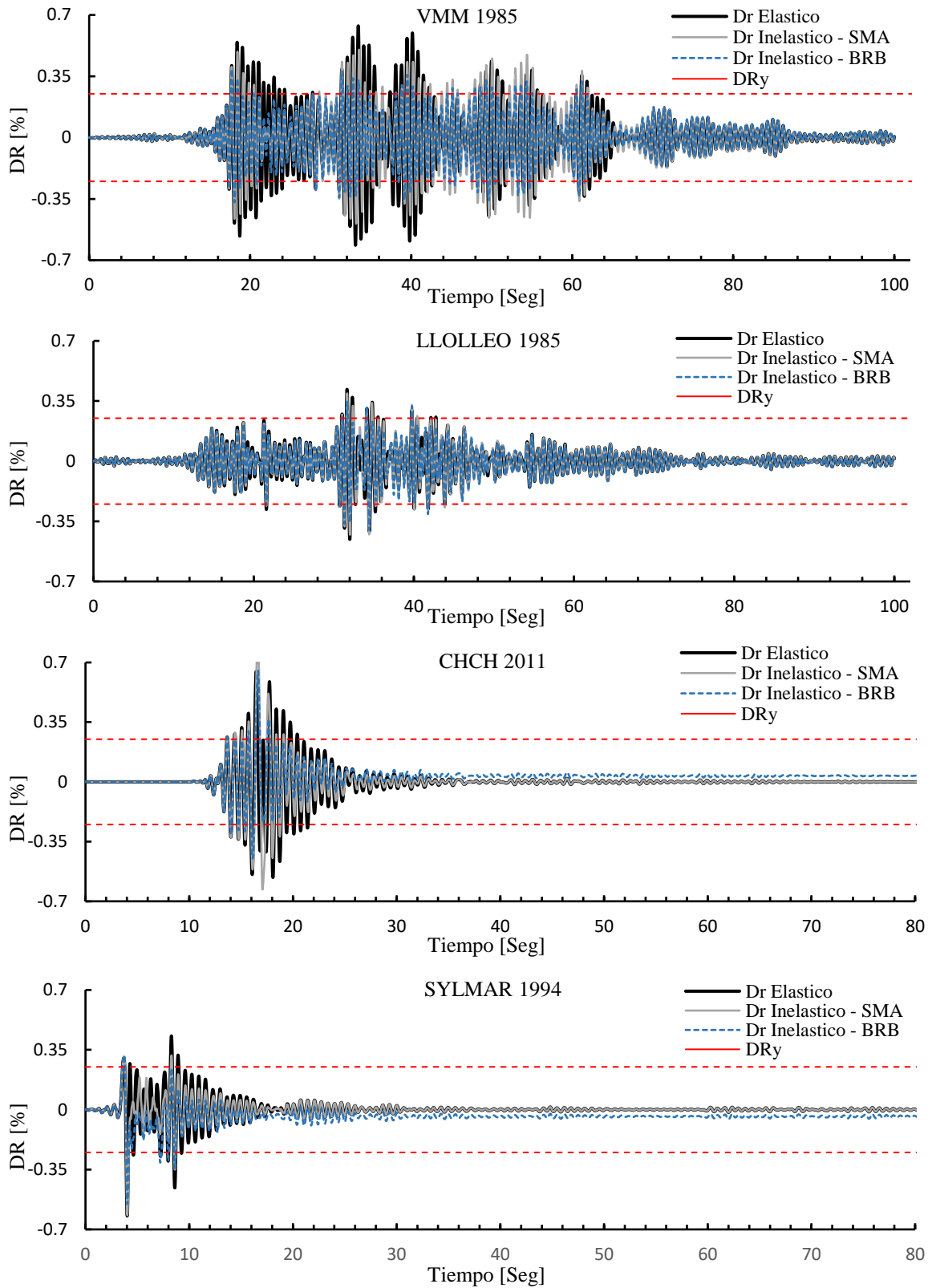
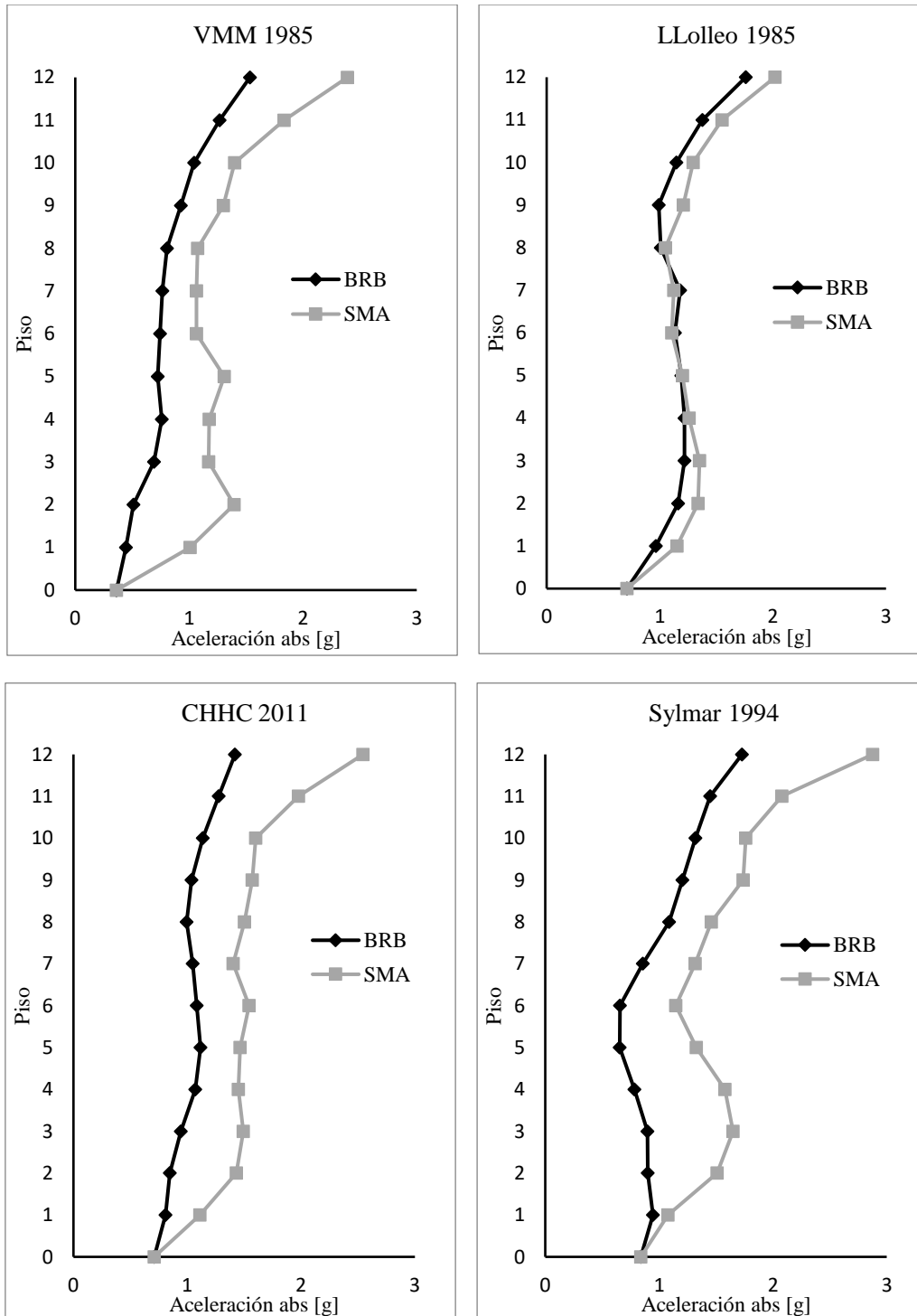


Figura A.3.2 - Historia de desplazamiento de techo, dirección de análisis Y.

**A.3.3 Aceleraciones y Desplazamientos Relativos de entrepiso, en la Dirección de Análisis Y.**



**Figura A.3.3 - Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis Y.**

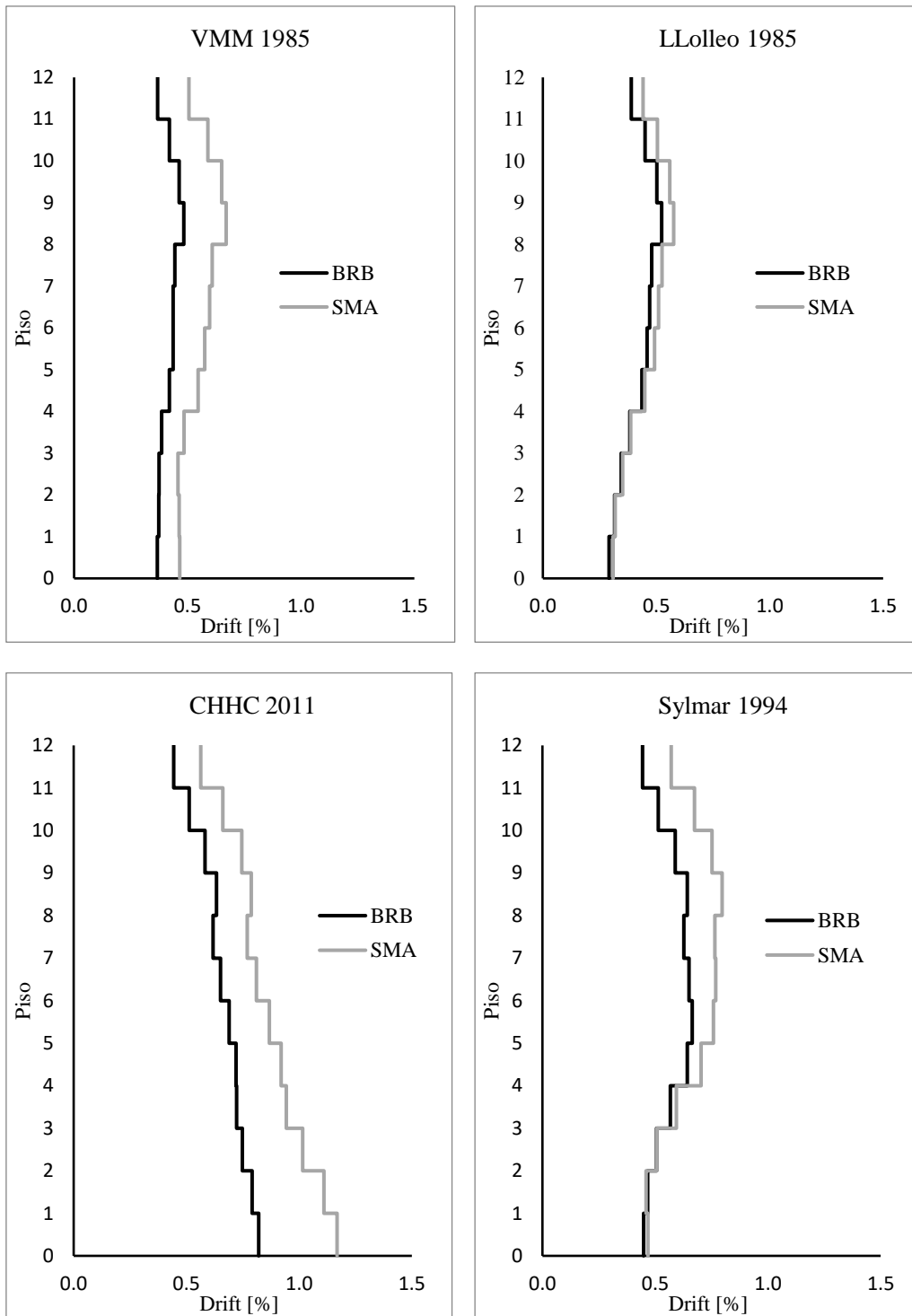


Figura A.3.4 - Drifts máximos por piso, dirección de análisis Y.

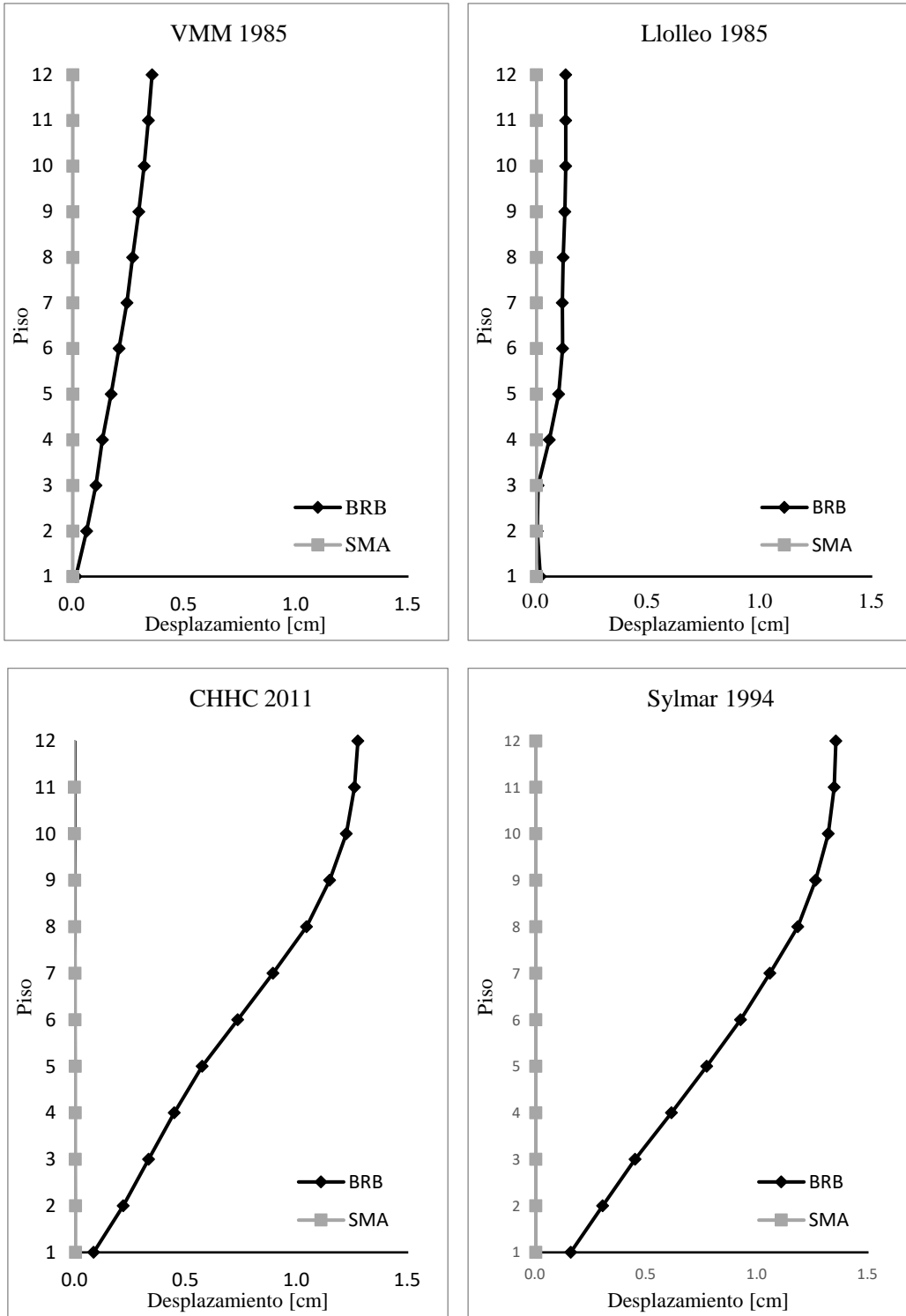


Figura A.3.5 - Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis Y.

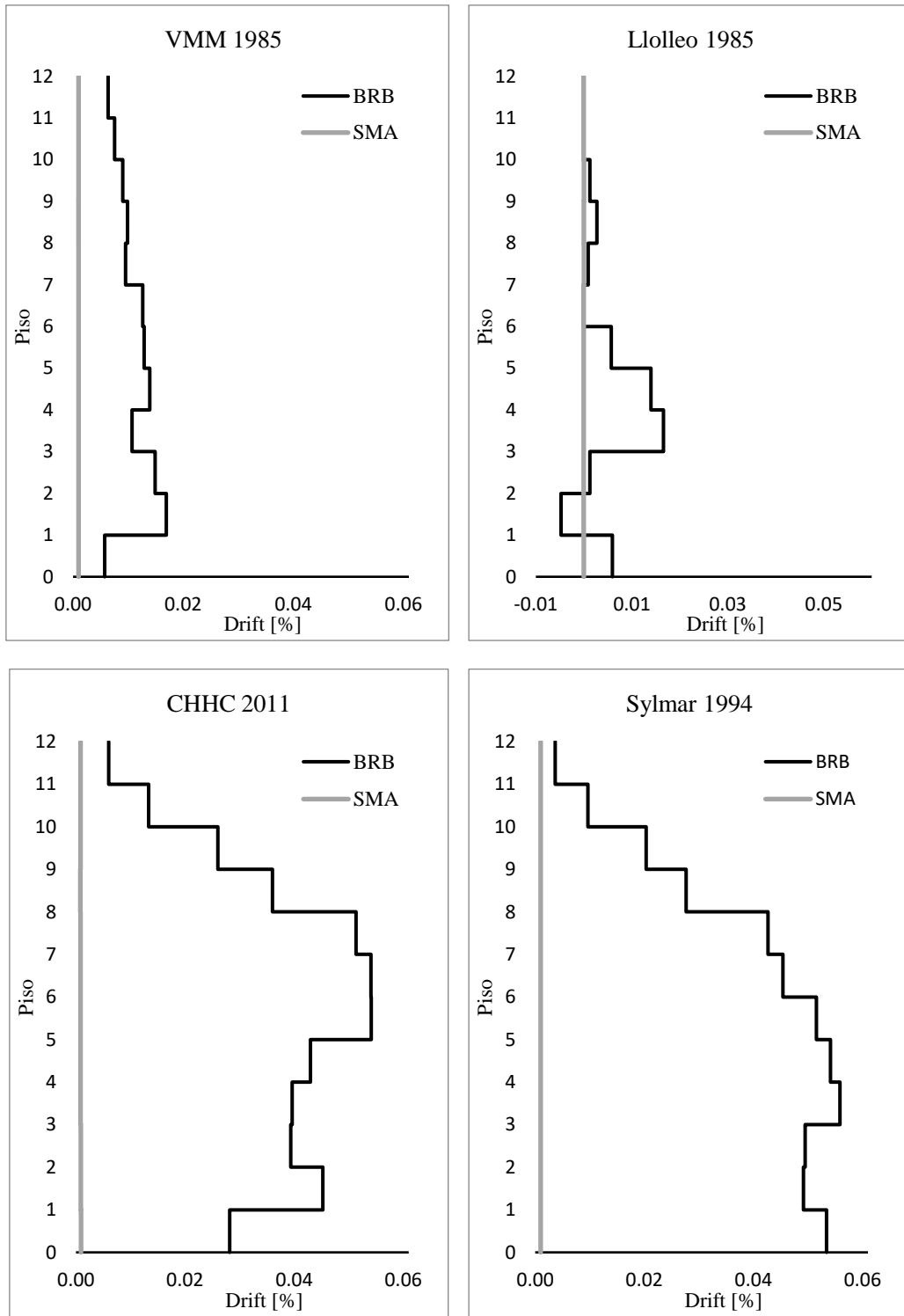


Figura A.3.6 - Drift Residuales, dirección de análisis Y.

### A.3.4 Fuerza – Deformación Axial en Arriostramientos BRB y SMA, Dirección de Análisis Y.

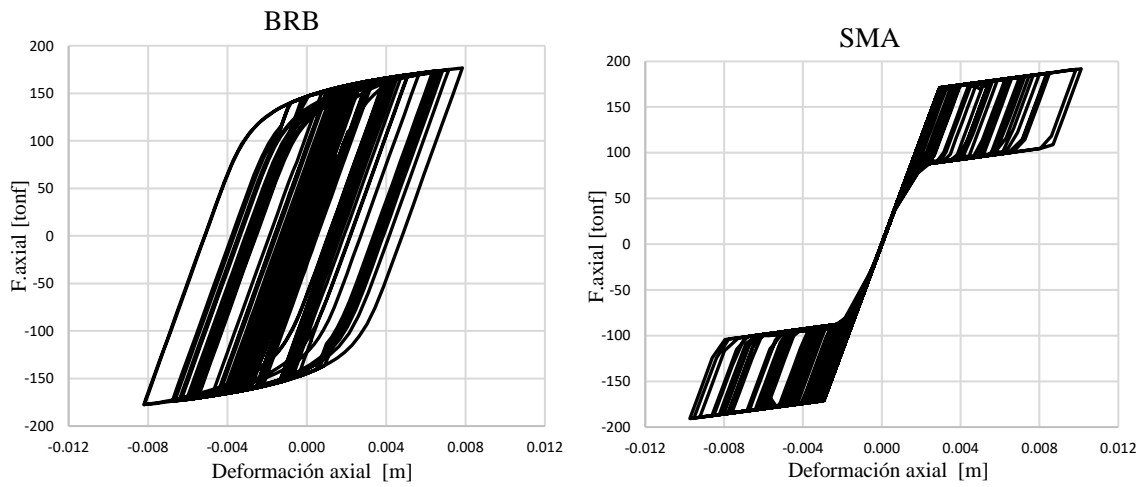


Figura A.3.7 - Ciclo de histéresis, registro Viña del Mar 1985, Dirección de análisis Y.

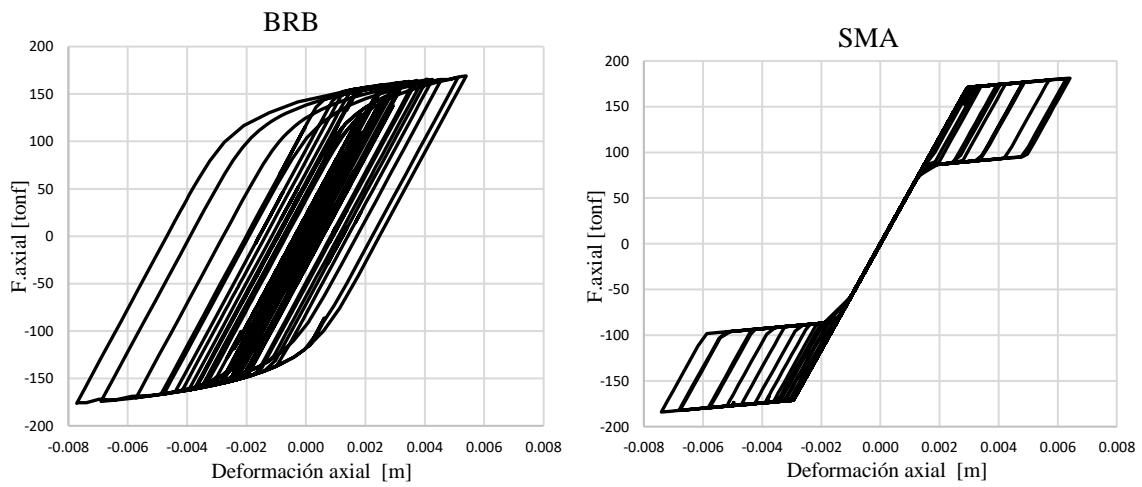
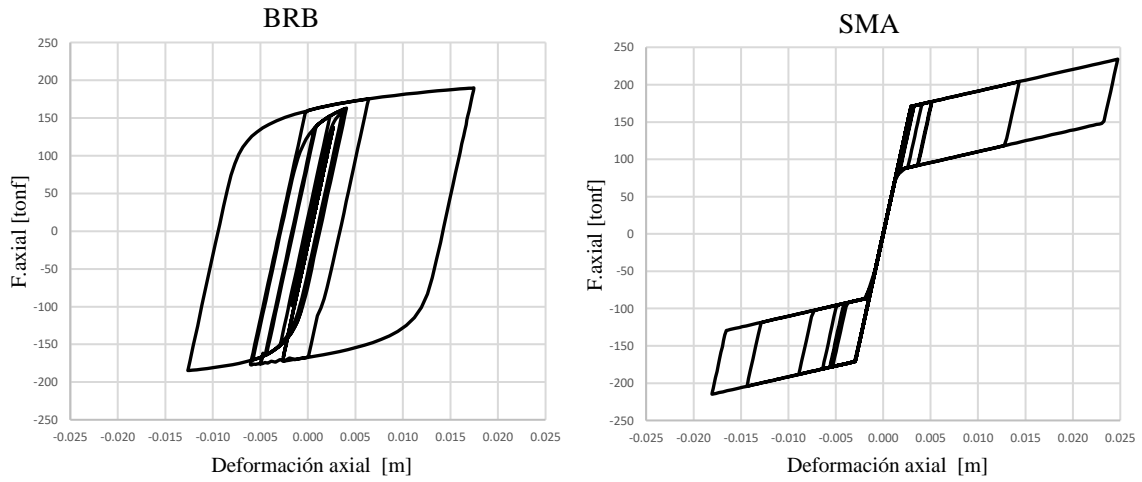
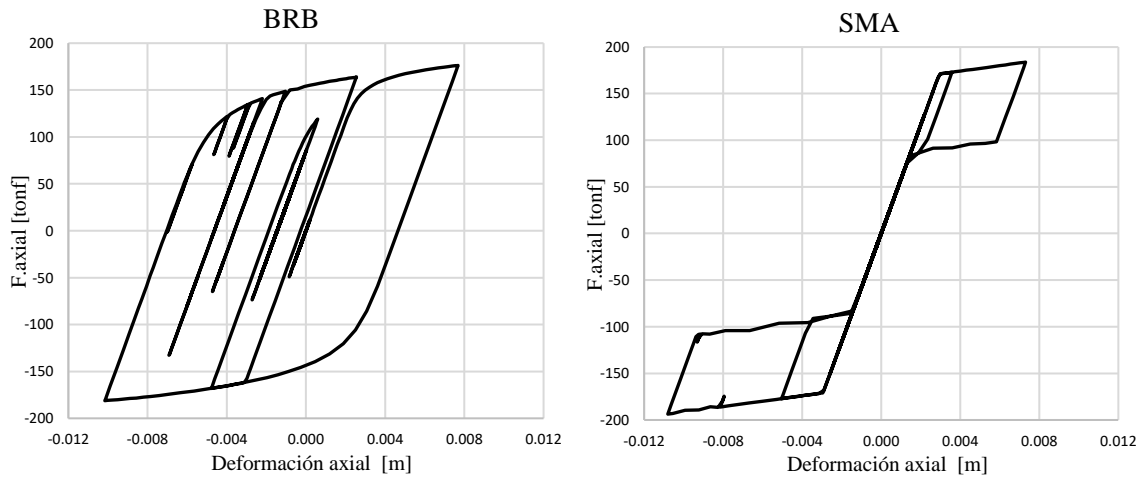


Figura A.3.8 - Ciclo de histéresis, registro Lolleo 1985, dirección de análisis Y.



**Figura A.3.9** - Ciclo de histéresis, registro Christchurch 2011, dirección de análisis Y.



**Figura A.3.10** - Ciclo de histéresis, registro Sylmar 1994, dirección de análisis Y.