

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



**Análisis y Diseño Sísmico de un Edificio Estructurado  
con Paneles Livianos de Madera (LTF)**

Por:

**María Fernanda Cortés Páez**

**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**

*Dedicado a mi familia que fueron pilares fundamentales dentro de este camino y a mi ángel que me cuida de cielo, mi abuelo.*

## Agradecimiento

Agradecer a mis padres, Liliana y Vladimir, por apoyarme en cada desición tomada durante este largo período universitario, por brindarme seguridad y confianza cuando sentía que las cosas se tornaban difíciles.

A mis hermanas, Nicole y Liliana, que también formaron parte de este proceso, con sabios consejos, momentos de alegría, apoyo incondicional ante cualquier situación que se me presentaba y por estar presente en mi vida.

A mis amigos y compañeros que fui formando en los años de universidad, gracias por su compañía y los gratos momentos de alegría que compartimos. Gracias especialmente a Camila , Laura y Diego con quienes comencé en este proceso.

A mi profesor guía Patricio, por su confianza, dedicación, tiempo y constante apoyo desde el comienzo de este trabajo. Gracias por entregarme la seguridad para poder terminar con éxito esta memoria.

# Índice General

Capítulo I: Introducción y Objetivos .....	10
1.1. Introducción .....	10
1.2. Objetivo General .....	12
1.3. Objetivos Específicos .....	12
1.4. Metodología.....	12
Capítulo II: Antecedentes .....	14
2.1. Estructura de un muro LTF .....	14
2.1.1. Elementos de madera que forman el marco .....	15
2.1.2. Paneles Estructurales .....	16
2.1.3. Conectores marco-panel .....	17
2.1.4. Anclaje - Holdown .....	17
2.2. Comportamiento Estructural .....	18
2.2.1. Resistencia a Flexión .....	18
2.2.2. Resistencia al corte .....	18
2.3. Consideraciones para el diseño.....	21
2.3.1. Movimiento vertical [3] .....	21
2.3.2. Aumento de solicitaciones debido a la mayor altura del edificio [3] .....	22
2.3.3. Resistencia al fuego para edificios con más altura [3].....	23
2.3.4. Aislación acústica [3].....	24
2.4. Desempeño sísmico.....	24
Capítulo III: Revisión Bibliográfica .....	26
3.1. Investigaciones y metodologías sobre comportamiento sísmico de estructuras de LTF .....	26
3.2. Códigos y Normativas .....	37
3.3. Edificios construidos a lo largo del mundo.....	39
Capítulo IV: Descripción del caso en estudio .....	41
4.1. Sistema Estructural Propuesto.....	42
4.2. Configuración de cada muro .....	43
4.3. Envigado de piso.....	44
4.4. Materiales.....	47
4.4.1. Elementos de madera que forman el marco, pies derechos verticales y soleras horizontales. ....	47
4.4.2. Panel Estructural: Contrachapado .....	47
4.4.3. Madera Estructural: LVL .....	47
4.4.4. Conexiones .....	48

Capítulo V: Propiedades Equivalentes de los Muros LTF .....	50
5.1. Dimensiones equivalentes del panel LTF .....	50
5.1.1. Módulo de Elasticidad Equivalente, $E_{eq}$ .....	54
5.1.2. Módulo de Corte Equivalente, $G_{eq}$ .....	54
5.2. Propiedades equivalentes del envigado de piso.....	56
5.2.1. Módulo de Elasticidad Equivalente, $E_{eq}$ .....	56
5.2.2. Módulo de Corte Equivalente, $G_{eq}$ .....	56
Capítulo VI: Análisis Modal Espectral .....	58
6.1. Modelo de análisis .....	58
6.2. Modelo de análisis - normativa Chilena .....	59
6.2.1. Cargas gravitacionales y peso sísmico.....	59
6.2.2. Combinaciones de carga .....	59
6.3. Modelo de análisis – normativa Neozelandesa .....	60
6.3.1. Cargas gravitacionales y peso sísmico.....	60
6.3.2. Combinaciones de carga. ....	60
6.4. Dimensiones de los muros LTF .....	61
6.4.1. Configuración de los muros LTF .....	61
6.4.2. Propiedades equivalentes de los muros LTF y del envigado de piso.....	63
6.5. Análisis modal espectral – normativa Chilena .....	65
6.5.1. Espectro de diseño.....	65
6.5.2. Resultados del análisis .....	67
6.6. Análisis modal espectral – normativa Neozelandesa .....	71
6.6.1. Espectro elástico .....	71
6.6.2. Espectro de diseño para el estado límite último (ULS).....	72
6.6.3. Espectro de diseño para el estado límite de servicio (SLS) .....	74
6.6.4. Resultados del Análisis .....	74
Capítulo VII: Verificaciones de diseño de muros LTF .....	79
7.1. Demanda de carga axial de los muros LTF .....	79
7.2. Verificación de las conexiones.....	81
7.3. Verificación de los pies derechos extremos.....	87
7.4. Verificación del anclaje .....	92
7.5. Verificación debido a la sobre resistencia de las conexiones.....	94
7.5.1. Sobre resistencia del contrachapado.....	94
7.5.2. Sobre resistencia de los pies derechos extremos .....	95
7.5.3. Sobre resistencia del anclaje .....	97
7.6. Comentarios de diseño .....	97

Capítulo VIII: Análisis Dinámico No - Lineal (NDLA) .....	98
8.1. Modelo de análisis .....	98
8.1.1. Modelación de los muros LTF .....	99
8.2. Reglas de Histéresis .....	101
8.2.1. Resortes transversales: Wayne Stewart .....	101
8.2.2. Resortes longitudinales: Regla de histéresis bilineal con distinta rigidez positiva/ negativa .....	104
8.3. Análisis incremental o Pushover .....	106
8.4. Análisis dinámicos .....	107
8.4.1. Registros sísmicos .....	107
8.4.2. Demandas globales .....	109
8.5. Histéresis de los anclajes .....	117
Capítulo IX: Conclusiones y Comentarios .....	120
Bibliografía .....	122
Anexo A: Factor de forma espectral, $C_h(T)$ .....	125
Anexo B: Factores de modificación de resistencia .....	126
Anexo C: Factores de modificación de resistencia/contrachapado .....	130
Anexo D: Envoltentes de corte .....	131
Anexo E: Ciclos de histéresis .....	135

## Índice de Figuras

Figura 1.1 - Percepción del uso de madera en el sector de la construcción [7] .....	11
Figura 2.1 - Muro de LTF: (a) Componentes de un muro LTF [18]; (b) Foto de un panel construido [18].....	14
Figura 2.2 - (a) LVL [12]; (b) PSL [12]; (c) LSL [12]; (d) OSL [12] .....	15
Figura 2.3 - Anclajes [12] .....	17
Figura 2.4 - Elementos resistentes al volcamiento [12, 18] .....	18
Figura 2.5 - Deformación de corte [12] .....	19
Figura 2.6 - Deformación del panel y conexiones debido a una carga lateral V [18] .....	19
Figura 2.7 - Deformación lateral de la conexión [18] .....	20
Figura 2.8 - Relación fuerza - desplazamiento [18] .....	20
Figura 2.9 - Orientación del grano en la madera [12] .....	22
Figura 2.10 - Comportamiento de la madera ante el fuego: (a) Efectos según la temperatura [17]; (b) sección transversal de una pieza de madera expuesta al fuego [17].....	23
Figura 3.1 - Edificio de prueba [21] .....	29
Figura 3.2 - Características y protocolo de carga de los muros ensayados [23].....	30
Figura 3.3 - Modelo WALL2D predijo curvas monótonas para las diferentes configuraciones de clavado [23] .....	30
Figura 3.4 - Modelo de macroelementos: (a) Muro de corte de madera [24]; (b) Modelo modificado para evaluar la rotación [24].....	32
Figura 3.5 - Muro LTF: (a) Configuración y patrón de carga [25]; (b) Modelo simplificado UNITN [25] .....	33
Figura 3.6 - Fuerza - desplazamiento para las pruebas de F, S y D [26] .....	34
Figura 3.7 - Fuerza - desplazamiento para los especímenes DH y DHC [26].....	34
Figura 3.8 - Configuración de los muros: (a) LFTSW establecido [27]; (b) LFTSW estudiado en este proyecto [27].....	35
Figura 3.9 - Contribución a la deformación por corte considerando un desplazamiento lateral de 5 mm [27] .....	36
Figura 3.10 - Desplazamiento de los LFTSW investigados con un fuerte anclaje en comparación a los LFTSW establecidos [27] .....	36
Figura 3.11 - Library Square [33] .....	39
Figura 3.12 - Hillcrest Village [33] .....	40
Figura 3.13 – Edificios de Sewell [34].....	40
Figura 4.1 - Edificio en estudio: (a) Elevación arquitectónica; (b) planta arquitectónica [13] .....	41
Figura 4.2 - Muros LTF en ambas direcciones de análisis .....	42
Figura 4.3 - Componentes estructurales de los muros LTF.....	43
Figura 4.4 - Envigado de piso: (a) distribución de tableros y vigas [17]; (b) distribución de conexiones [17].....	46
Figura 4.5 - Geometría clavo [35] .....	48
Figura 4.6 - Anclaje de pies derechos extremos [37].....	49
Figura 5.1 - Sección - muro LTF y elemento equivalente .....	50
Figura 5.2 - Diagrama de cuerpo libre - compresión .....	51
Figura 5.3 - Diagrama de cuerpo libre - tensión .....	52
Figura 5.4 - Sección muro LTF - áreas transformadas .....	53
Figura 6.1 - Modelo de análisis 3D .....	58
Figura 6.2 - Espectros de diseño para ambas direcciones de análisis.....	68
Figura 6.3 - Máximos desplazamientos de entre piso en ambas direcciones .....	69
Figura 6.4 - Desplazamiento entre pisos en cualquier punto de la planta.....	70
Figura 6.5 - Espectro de diseño para ambas direcciones de análisis - SLS .....	73
Figura 6.6 - Espectro de diseño para ambas direcciones de análisis .....	74

Figura 6.7 - Desplazamiento entre pisos para ambas direcciones .....	76
Figura 6.8 - Desplazamiento entre piso para ambas direcciones.....	77
Figura 7.1 - (a) Configuración muro LTF; (b) pies derechos que resisten la carga axial .....	79
Figura 7.2 - Muros en Y - NCh433 .....	83
Figura 7.3 - Muros en X - NCh433 .....	84
Figura 7.4 - Muros en Y - NZS 1170.5.....	85
Figura 7.5 - Muros en X - NZS 1170.5.....	86
Figura 7.6 - (a) Acción del momento volcante sobre el muro LTF; (b) tracción de los pies derechos extremos; (c) compresión de los pies derechos extremos.....	88
Figura 8.1 - Planta del edificio - Modelo de análisis .....	98
Figura 8.2 - Modelo de cada muro LTF: (a) Modelación para cada elemento del muro [47]; (b) Modelo considerado en el análisis (H=altura del panel; L=largo del panel) .....	99
Figura 8.3 - Elemento tipo "Giberson Beam" [14] .....	99
Figura 8.4 - Elemento tipo "Spring" [14].....	100
Figura 8.5 - Regla de Histéresis Wayne Stewart: (a) Loop original [49]; (b) Loop modificado [49]	102
Figura 8.6 - Regla de Histéresis bilineal con rigidez positiva y negativa [49] .....	104
Figura 8.7 - Representación gráfica del modelo de análisis .....	105
Figura 8.8 - Resultados análisis incremental .....	106
Figura 8.9 - Registro aceleración: Llolleo - Chile .....	107
Figura 8.10 - Registro aceleración: Viña del Mar - Chile .....	108
Figura 8.11 - Registro aceleración: San Pedro - Chile .....	108
Figura 8.12 - Registro aceleración: Christchurch Hospital.....	108
Figura 8.13 - Registro aceleración: Christchurch Resthaven .....	109
Figura 8.14 - Historia desplazamiento de techo - LLO1985 .....	109
Figura 8.15 - Historia desplazamiento de techo - VMM1985.....	110
Figura 8.16 - Historia desplazamiento de techo - SPN2010.....	110
Figura 8.17 - Historia desplazamiento de techo - CHHC2011 .....	110
Figura 8.18 - Historia desplazamiento de techo - REHS2011 .....	111
Figura 8.19 - Drift de pisos - NCh433 .....	112
Figura 8.20 - Drift de pisos - NZS1170.5 .....	113
Figura 8.21 - Aceleraciones absolutas de pisos .....	114
Figura 8.22 - Envoltentes de corte: muro 2,7 [m] - NCh 433 .....	115
Figura 8.23 - Envoltentes de corte: muro 6,4 [m] – NCh 433 .....	115
Figura 8.24 - Envoltentes de corte: muro 2,7 [m] - NZS 1170.5 .....	116
Figura 8.25 - Envoltentes de corte: muro 6,4 [m] - NZS 1170.5 .....	116
Figura 8.26 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,7 [m] - Llolleo (1985) .....	117
Figura 8.27 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,0 [m] - Llolleo (1985) .....	118
Figura 8.28 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,7 [m] - CHHC (2011) .....	118
Figura 8.29 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,0 [m] - CHHC (2011) .....	119
Figuras A.1 - Factor de forma espectral $C_h(T)$ [8].....	125
Figura D.1 - Envoltentes de corte: muro 3,7 [m] - NCh 433.....	131
Figura D.2 - Envoltentes de corte: muro 4,0 [m] - NCh 433.....	132
Figura D.3 - Envoltentes de corte: muro 3,0 [m] - NCh 433.....	132
Figura D.4 - Envoltentes de corte: muro 3,7 [m] - NZS 1170.5.....	133
Figura D.5 - Envoltentes de corte: muro 4,0 [m] - NZS 1170.5.....	133
Figura D.6 - Envoltentes de corte: muro 3,0 [m] - NZS 1170.5.....	134
Figura E.1 - Histéresis elementos verticales de borde muro 2,7 [m] - Llolleo (1985) .....	135
Figura E.2 - Histéresis elementos verticales de borde muro 4,0 [m] - Llolleo (1985) .....	135
Figura E.3 - Histéresis elementos verticales de borde muro 6,4 [m] - Llolleo (1985) .....	136
Figura E.4 - Histéresis elementos verticales de borde muro 2,7 [m] - CHHC (2011) .....	136
Figura E.5 - Histéresis elementos verticales de borde muro 4,0 [m] - CHHC (2011) .....	137

## Índice de Tablas

Tabla 1.1 - Impacto medio ambiental según material de construcción.....	10
Tabla 2.1 - Equivalencias entre la dimensión nominal y la denominación comercial .....	16
Tabla 2.2 - Contenido de humedad para diferentes tipos de madera .....	21
Tabla 2.3 - Registros sísmicos usados experimentados con mesa vibradora.....	25
Tabla 3.1 - Resumen de estudios revisados.....	26
Tabla 3.2 - Fases de prueba y configuraciones del edificio .....	27
Tabla 3.3 - Movimientos de suelo utilizados para pruebas sísmicas.....	27
Tabla 3.4 - Resumen de los drifts máximos entre pisos .....	31
Tabla 3.5 - Descripción de los especímenes ensayados.....	33
Tabla 3.6 - Resultados de las pruebas experimentales (Rossi et al.) .....	35
Tabla 3.7 - Capítulos de la guía de diseño Mid- rise Wood- Frame .....	38
Tabla 3.8 - Edificios construidos a la fecha .....	39
Tabla 4.1 - Área de las plantas - altura entre piso .....	41
Tabla 4.2 - Muros LTF en dirección X.....	42
Tabla 4.3 - Muros LTF en dirección Y.....	43
Tabla 4.4 - Control de vibración en vigas de LVL – Largo máximo y según separaciones máximas de vigas .....	46
Tabla 4.5 - Propiedades: pino radiata (G1).....	47
Tabla 4.6 - Propiedades: paneles estructurales .....	47
Tabla 4.7 - Propiedades: LVL .....	48
Tabla 4.8 - Características mecánicas.....	48
Tabla 6.1 - Extracto tabla de sobrecarga de uso NCh1537Of.2009 .....	59
Tabla 6.2 - Combinaciones de carga según NCh3171Of.2010 .....	59
Tabla 6.3 - Combinaciones de carga según NZS - 1170.0.....	60
Tabla 6.4 - Factores para combinaciones de carga.....	60
Tabla 6.5 - Configuración muros dirección X.....	61
Tabla 6.6 - Configuración muros dirección Y .....	61
Tabla 6.7 - Configuración muros dirección X.....	62
Tabla 6.8 - Configuración muros dirección Y .....	62
Tabla 6.9 - N° de anclajes muros en X .....	63
Tabla 6.10 - N° de anclajes muros en Y .....	63
Tabla 6.11 - Propiedades equivalentes muros en dirección Y - pisos 1,2,3.....	63
Tabla 6.12 - Propiedades equivalentes muros en dirección X - pisos 1,2,3.....	64
Tabla 6.13 - Propiedades equivalentes muros en dirección Y - piso 4.....	64
Tabla 6.14 - Propiedades equivalentes muros en dirección Y - piso 4.....	64
Tabla 6.15 - Propiedades equivalentes - envigado de piso .....	65
Tabla 6.16 - Parámetros utilizados en el análisis modal espectral .....	66
Tabla 6.17 – Períodos fundamentales en la dirección X .....	67
Tabla 6.18 – Períodos fundamentales en la dirección Y .....	67
Tabla 6.19 - Períodos con mayor masa traslacional.....	67
Tabla 6.20 - Resultados del análisis .....	68
Tabla 6.21 - Drift en ambas direcciones de análisis .....	69
Tabla 6.22 - Drift en cualquier punto de la planta .....	70
Tabla 6.23 - Parámetros utilizados en el espectro elástico .....	72
Tabla 6.24 - Períodos con mayor masa traslacional.....	73
Tabla 6.25 - Parámetros utilizados en el espectro de diseño ULS .....	73

Tabla 6.26 - Desplazamientos finales de los pisos .....	75
Tabla 6.27 - Factor de modificación de drift .....	75
Tabla 6.28 - Drifts de piso en ambas direcciones .....	76
Tabla 6.29 - Drift de piso para ambas direcciones de análisis, estado límite de servicio .....	77
Tabla 6.30 - Criterios para no considerar el efecto de los P-delta .....	78
Tabla 6.31 - Verificación del efecto de P-delta - dirección X .....	78
Tabla 6.32 - Verificación del efecto de P-delta - dirección Y .....	78
Tabla 7.1 - Parámetros de diseño .....	80
Tabla 7.2 - Verificación por carga axial - muros en Y .....	81
Tabla 7.3 - Verificación por carga axial - muros en X .....	81
Tabla 7.4 - Parámetros de diseño .....	82
Tabla 7.5 - Flujo de corte máximo .....	83
Tabla 7.6 - Flujo de corte máximo .....	84
Tabla 7.7 - Flujo de corte máximo .....	85
Tabla 7.8 - Flujo de corte máximo .....	86
Tabla 7.9 - Dimensiones de la madera propuesta .....	87
Tabla 7.10 - Propiedades del contrachapado propuesto .....	87
Tabla 7.11 - Parámetros de diseño .....	89
Tabla 7.12 - Verificación de pies derechos extremos en tracción - normativa Chilena .....	89
Tabla 7.13 - Verificación de pies derechos extremos en tracción (ULS) - normativa Neozelandesa .....	90
Tabla 7.14 - Parámetros de diseño .....	91
Tabla 7.15 - Verificación pies derechos extremos en compresión - normativa Chilena .....	91
Tabla 7.16 - Verificación de pies derechos extremos en compresión (ULS) - normativa Neozelandesa .....	92
Tabla 7.17 - Verificación de la capacidad de carga del anclaje .....	93
Tabla 7.18 - Capacidad de corte del contrachapado .....	94
Tabla 7.19 - Sobre resistencia de las conexiones en el panel .....	95
Tabla 7.20 – Sobre resistencia en los pies derechos extremos - NCh 433 .....	96
Tabla 7.21 – Sobre resistencia en los pies derechos extremos – NZS1170.5 .....	96
Tabla 7.22 – Sobre resistencia de la capacidad de carga del anclaje .....	97
Tabla 8.1 - Rigidez transversal - corte .....	100
Tabla 8.2 - Rigidez resorte longitudinales .....	101
Tabla 8.3 - Parámetros de control del modelo .....	103
Tabla 8.4 - Parámetros en base a la carga $V_y$ .....	103
Tabla 8.5 - Parámetros de control - regla de histéresis bi-lineal .....	105
Tabla 8.6 - Períodos fundamentales .....	105
Tabla 8.7 - Características de los registros .....	107
Tabla 8.8 - Valores máximos DR (%) .....	111
Tabla 8.9 - Aceleraciones máximas de piso .....	113
Tabla A.1 - Factor de forma espectral - suelo clase C .....	125
Tabla B.1 - Factor de duración de carga .....	126
Tabla B.2 - Factor de longitud efectiva ( $g_{13}$ ) para pies derechos .....	128
Tabla B.3 - Parámetros de diseño - coeficiente de esbeltez eje mayor ( $S_3$ ) .....	128
Tabla B.4 - Parámetros de diseño - coeficiente de esbeltez eje menor ( $S_4$ ) .....	129
Tabla B.5 - Parámetros para determinar el factor de estabilidad .....	129
Tabla C.1 - Factores de contenido de humedad para madera contrachapada - factor de resistencia $k_{19}$ .....	130
Tabla C.2 - Factores de montaje para el contrachapado ( $g_{19}$ ) .....	130

# Capítulo I: Introducción y Objetivos

## 1.1. Introducción

A lo largo de los años, el hormigón y el acero han sido ampliamente utilizados como materiales constructivos: su comportamiento a compresión y a tracción, respectivamente, los ha posicionado como la mejor opción a la hora de construir edificios de mediana y gran altura. Sin embargo, hoy surge una interrogante ante el uso de estos materiales ¿Qué impacto tiene su uso en el medio ambiente? [1].

En las últimas décadas la construcción de casas y edificios habitacionales de varios pisos utilizando madera ha ido en aumento en varios países. Parte de este incremento se debe a su positivo impacto en el medio ambiente, ya que, como material de construcción contribuye indirectamente a mitigar el cambio climático, debido a que los árboles consumen dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) al crecer, y parte de éste se conserva en la madera procesada [2], constituyendo un “almacén de carbono”. Al incorporar energía solar en su fabricación, reduce la quema de combustibles fósiles, disminuyendo de esta forma la huella de carbono [1]. Por otro lado, el proceso de fabricación tanto del hormigón armado como del acero estructural requiere un gran consumo energético, que va acompañado de altas emisiones de dióxido de carbono al medioambiente [1, 2].

La Tabla 1.1, resume la energía requerida para producir madera, acero y hormigón, y la cantidad de carbono liberado durante dicho proceso, por unidad de volumen y de peso.

Tabla 1.1 - Impacto medio ambiental según material de construcción

Material	Energy		Density	Carbon Released		Carbon stored	Net Carbon Emitted
	(GJ/t)	(GJ/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/t)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )
Treated wood	2.4	1.2	500	44	22	250	-228
Glue-laminated timber	9	4.5	500	164	82	250	-168
Reinforced concrete	3.1	7.3	2400	76	182	0	182
Structural steel	59	448	7600	1070	8132	15	8117
Aluminium	145	362	2500	2530	6325	0	6325

Fuente: Tomada de [1]

Pensar en madera como material de construcción es muchas veces sinónimo de debilidad. Sin embargo, en los últimos años se ha iniciado la construcción de edificios de madera de mediana altura, utilizando Paneles Livianos de Madera (Light Timber Framing, LTF), también llamados Paneles Marco-Plataforma, consistentes en marcos de madera revestidos con planchas de OSB o madera contrachapada. Pero ¿qué caracteriza este nuevo “modelo” constructivo?

Este nuevo modelo constructivo se conoce por su economía, versatilidad y velocidad de montaje, pero no necesariamente por su resistencia, exactitud y precisión [3]. No obstante, esta percepción ha ido cambiando con el paso de los años, debido a los avances e innovaciones en ingeniería, especialmente en lo que concierne a la construcción con elementos estructurales prefabricados. Lo anterior ha significado un aumento en la construcción con paneles livianos de madera, llegando a la convicción de que elementos de madera son capaces de proporcionar una estructura tan resistente y duradera como el hormigón armado y el acero estructural [1].

En Chile, el porcentaje de casas o edificios construidos utilizando madera como material de construcción es muy bajo, a excepción de la zona sur del país, donde la madera predomina en la construcción de casas (ver Figura 1.1). Actualmente, la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, define las regulaciones para las construcciones de madera en nuestro país. Dentro de sus artículos, señala que: “Las edificaciones con estructura de madera que no se sometan a cálculo estructural, podrán tener hasta dos pisos, incluida la cubierta o mansarda, si las hubiere, y con una altura máxima de 7 metros” [4]. Para mayor altura, se requiere un cálculo estructural según las consideraciones de diseño sísmico de edificios según la Norma Chilena NCh433 [5]. Pero ¿Qué tan restrictivo pueden ser los límites establecidos para un edificio estructurado con paneles LTF?

La madera, al ser un material ligero y resistente, posee una elevada razón resistencia/peso, que ayuda a reducir las solicitaciones sísmicas, que son proporcionales al peso. Dicha razón corresponde a 1,5 veces la del acero y 6 veces la del hormigón, aproximadamente [6]. Además, al poseer un bajo módulo de elasticidad en la dirección paralela a las fibras, los elementos resistentes están menos sujetos a sufrir pandeo [6]. Un posible impedimento para el desarrollo de sistemas estructurales hechos de madera en Chile para ser usados en edificios de mediana altura es la ausencia de una normativa que permita su ejecución. La Ordenanza General de Urbanismo y Construcción [4] limita la altura de los edificios de madera a siete metros. Además, la normativa sísmica chilena pareciera castigar en exceso las solicitaciones que se debe utilizar en su diseño, haciendo que las limitaciones de desplazamientos de entrepiso sean en muchos casos exageradamente restrictivas.

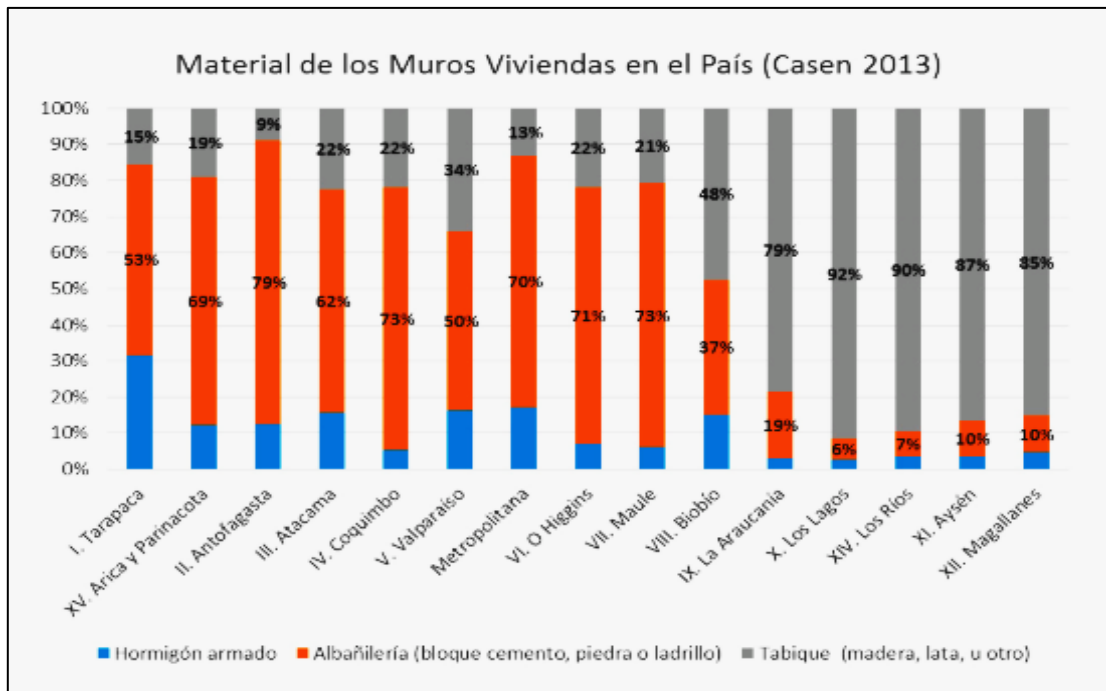


Figura 1.1 - Percepción del uso de madera en el sector de la construcción [7]

Con el fin de evaluar el comportamiento estructural de edificios de madera con una altura mayor a lo establecido en la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción [4], en este trabajo se diseña un edificio habitacional de cuatro pisos estructurado con paneles LTF, siguiendo los procedimientos de análisis estipulados en los códigos sísmicos: 1) Norma Chilena NCh433 [5] y 2) Norma Neozelandesa

NZS1170.5 [8], y las consideraciones de diseño para madera tanto de Chile [9] como de Nueva Zelanda [10,11]. Para poder construir un modelo de elementos finitos adecuado para los análisis sísmicos, se revisan, complementan y sintetizan las formulaciones disponibles a la fecha en la literatura [12, 13]. En particular, se propone una fórmula simple para calcular el espesor equivalente de un muro LTF sometido a flexión, según las áreas transformadas de los pies derechos extremos. Finalmente se presentan los resultados de análisis dinámicos no-lineales (NLDA) en una de sus direcciones principales, utilizando el software Ruaumoko2D [14].

## **1.2. Objetivo General**

Analizar y diseñar un edificio habitacional de cuatro pisos estructurado con paneles Livianos de Madera (Light Timber Framing, LTF) según las normativas sísmicas chilena y neozelandesa, proponiendo cambios de ser necesario.

## **1.3. Objetivos Específicos**

- Construir una revisión bibliográfica que sirva como referencia para identificar investigaciones sobre el comportamiento sísmico de estructuras de LTF, los códigos y metodologías que existen para diseñarlas, y los edificios más relevantes construidos en el mundo a la fecha.
- Obtener las propiedades elásticas equivalentes de elementos tipo Shell utilizando las propiedades físicas de los paneles LTF, para analizar un edificio con una configuración real. Proveer un procedimiento simple para el cálculo de dichas propiedades para ser implementado en oficinas de cálculo.
- Aplicar los requisitos de la norma NCh433 [5] y NZS1170.5 [8] al análisis elástico de edificios de LTF, identificando inconsistencias de la norma y sugerir modificaciones a ella, si es necesario.
- Realizar un análisis no-lineal plano de la estructura para comparar las demandas obtenidas con las calculadas según los códigos de diseño sísmico y los valores máximos nominales de esfuerzos y deformaciones definidos por dichas normas o disponibles en la literatura.
- Proveer una base para la conducción de futuras investigaciones relacionadas con el tema.

## **1.4. Metodología**

- Desarrollo de una revisión bibliográfica sobre el comportamiento estructural y sísmico de estructuras construidas con Paneles Livianos de Madera (LTF); revisión de normativas, códigos y metodologías de diseño existentes.
- Definir un edificio habitacional estructurado con Paneles Livianos de Madera (LTF), obteniendo las propiedades elásticas equivalentes de elementos tipo shell utilizando las propiedades físicas de los paneles LTF.

- Realizar un modelo tridimensional mediante un programa de elementos finitos, tomando las consideraciones de diseño tanto de la norma chilena como neozelandesa.
- Modelar el edificio en estudio para desarrollar un análisis modal espectral utilizando los códigos sísmicos: (a) NCh433Of.96mod2012 [5] y (b) NZS 1170.5-2004 [8].
- Realizar un análisis modal espectral, y obtener un diseño que cumpla con las limitaciones de desplazamientos de entrepiso máximos según dichas normativas, con los requisitos de diseño de las normas: (a) NCh 1198Of.2006 [9] y (b) AS1720.1:2010 [15].
- Construir un modelo plano de análisis representativo de una de las direcciones principales de la estructura, utilizando propiedades inelásticas de los elementos estructurales. Realizar análisis dinámicos no-lineales con el software Ruaumoko2D [14].

## Capítulo II: Antecedentes

Hoy en día, los marcos de madera contruidos con paneles livianos siguen siendo una de las soluciones constructivas más económicas para la edificación de estructuras de baja y mediana altura [16]. En la construcción de estos edificios, generalmente se ocupan marco plataforma, consistentes en un sistema de marcos arriostrados con planchas estructurales, en una o dos de sus caras, mediante clavos u otro tipo de sujetadores, y anclados a la fundación y a los muros aldaños mediante conectores tipo 'holdown' [16]. Su principal ventaja es que permite la construcción independiente de los tabiques soportantes y autosoportantes de cada piso, además de proveer una plataforma o superficie de trabajo sobre la cual se pueden armar y levantar material [17]. Los diferentes elementos de madera que forman parte de este sistema proporcionan resistencia a compresión, corte, y volcamiento, mientras que las conexiones metálicas proveen ductilidad, estabilidad, y capacidad de disipación de energía [12].

### 2.1. Estructura de un muro LTF

La Figura 2.1 presenta los elementos estructurales que conforman los paneles LTF, a saber:

- Elementos de madera que forman el marco, pies derechos verticales y soleras horizontales.
- Paneles o planchas estructurales de revestimiento.
- Conectores marco-panel.
- Anclaje.

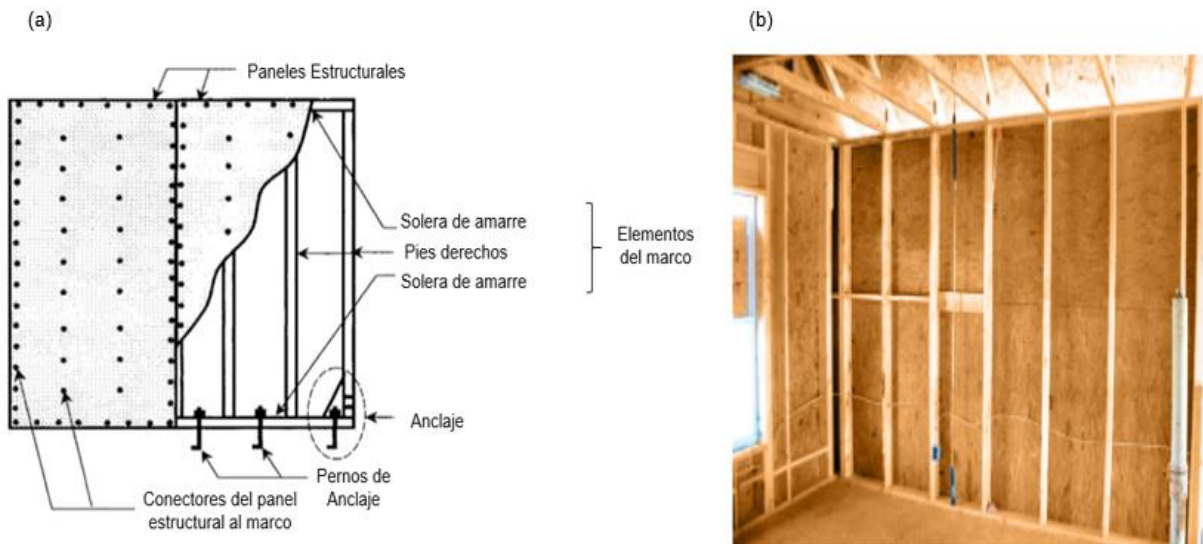


Figura 2.1 - Muro de LTF: (a) Componentes de un muro LTF [18]; (b) Foto de un panel construido [18]

### 2.1.1. Elementos de madera que forman el marco

Son piezas de madera estructural generalmente orientadas en forma horizontal y vertical, unidas con conectores que sólo cumplen con la misión de mantener la estructura unida [18]. Los tipos de madera más utilizados son los que se presentan en la Figura 2.2.

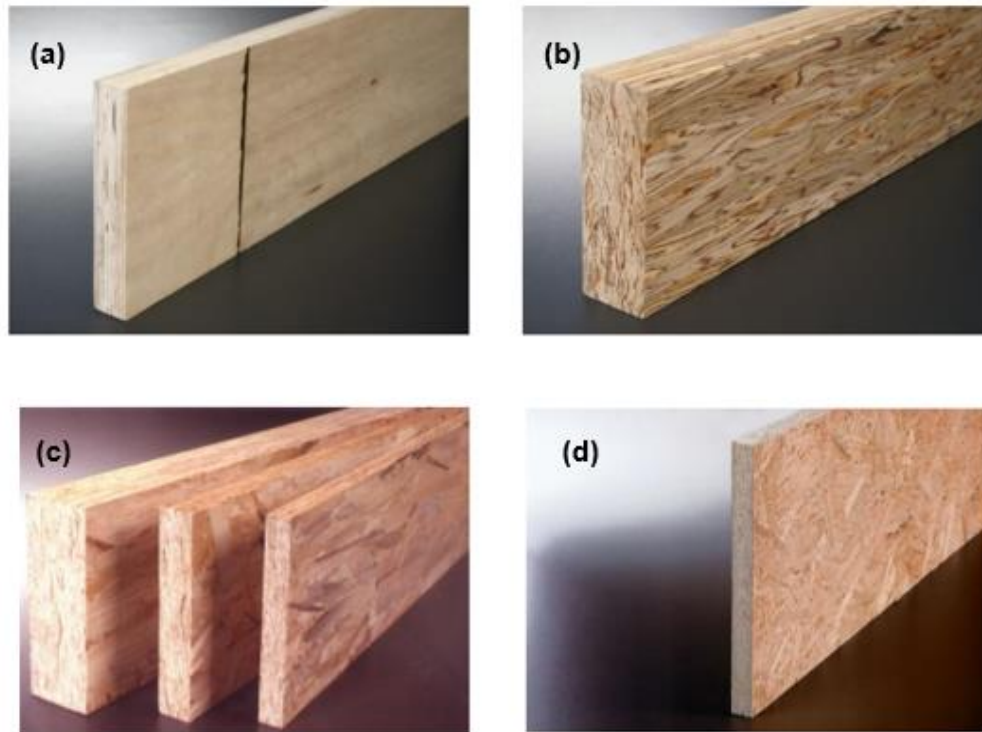


Figura 2.2 - (a) LVL [12]; (b) PSL [12]; (c) LSL [12]; (d) OSL [12]

Estos tipos de madera son los siguientes:

- Madera Microlaminada – LVL

El LVL consta de varias capas de chapas de madera pegadas de forma tal que todas tienen sus fibras alineadas en la misma dirección. El LVL tiene una resistencia superior a la de la mayoría de los otros tipos de madera procesada. Se utilizan normalmente en dinteles y vigas, y se puede incluir en los postes extremos de paneles LTF [12]. Generalmente, se comercializa en forma de elementos prismáticos de sección rectangular fabricados para uso estructural.

- Madera de hebras paralelas - PSL

Es un producto de madera compuesto por hilos de madera de gran longitud, pegados entre sí con un adhesivo estructural. Se utiliza para vigas, encabecados, columnas, y postes, entre otros. [12].

- Madera de hebra laminada (LSL) y madera de hebra orientada (OSL)

Ambos productos están compuestos por hilos de madera más cortos los de PSL, pegados entre sí con un adhesivo estructural. El proceso de fabricación permite la orientación de las hebras de madera en forma paralela a la longitud del elemento. Ambos tipos de madera se utilizan generalmente para vigas, encabezados, postes y Rimboard (Tabla de OSB de mayor espesor, usada principalmente para los empalmes) [12].

### 2.1.2. Paneles Estructurales

Estos paneles pueden ubicarse en una o ambas caras del marco de madera. En la instalación de ventanas o puertas se deben ajustar, por lo que se requiere de elementos estructurales adicionales para reforzar estas aberturas [18]. Los paneles estructurales más utilizados son:

- Tableros estructurales contrachapados

Es un panel fabricado con planchas delgadas hechas de fibras de madera, adheridas de tal forma que las direcciones de las fibras de dos capas adyacentes sean perpendiculares entre sí [12]. Se utiliza un número impar de capas para lograr mayor estabilidad y resistencia [19]. Son elaborados principalmente con chapas o folias de pino radiata. Dentro de sus aplicaciones más frecuentes se encuentran el arriostramiento y la estabilización de construcciones ligeras sirviendo de diafragmas en cubiertas y muros [19], y el revestimiento de techos, pisos y paredes [12]. Los principales grados de cara<sup>1</sup> de los tableros contrachapados de pino radiata se indican en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Equivalencias entre la dimensión nominal y la denominación comercial

Grado	Descripción
An	Cara sólida, libre de nudos mayores de 10 mm y lijada. Sin reparaciones sintéticas. Sólo se permiten reparaciones con pasta base de madera
B	Cara sólida con reparaciones menores. Se permiten nudos ocasionales firmes, de hasta 20 mm y defectos de lijado menores
C	Superficie sin lijar. Se permiten nudos formes e imperfectos hasta 40 mm. También acepta perforaciones hasya 25 mm
D	Superficie no reparada, permite nudos firmes y sueltos, agujeros de nudos hasta 65 mm. Se aceptan grietas y partiduras hasta 25 mm

Fuente: Adaptado de [17]

- Tableros estructurales de hebras orientadas (OSB)

Es un panel estructural a base de madera fabricado por hebras de madera rectangulares, adheridas con un adhesivo estructural [12]. Dichas hebras se disponen en tres capas orientadas perpendicularmente entre sí, son prensadas a alta temperatura y presión, son cortadas y, finalmente, selladas en los cantos [17].

<sup>1</sup> Dependiendo del uso requerido, sus caras pueden presentar grados de terminación variados, si son especificados para fines estructurales o en la confección de moldajes para hormigón [17].

Los paneles OSB se utilizan principalmente como revestimientos estructurales para aplicaciones de techos, pisos y paredes, y como arriostramiento y estabilizador en construcciones ligeras, diafragmas de piso, cubiertas y muros [19]. El tamaño más común de planchas de OSB es de 1220 mm por 2440 mm de área [12].

### 2.1.3. Conectores marco-panel

Los conectores que se utilicen para conectar los elementos del marco con los paneles deben asegurar una pérdida mínima de material, dar una seguridad suficiente para su uso, y ser de rápida ejecución. Los conectores más comunes, que permiten obtener una estructura segura, son: clavos, tornillos, pasadores y pernos [17].

Una característica de estas conexiones mecánicas es que, al quedar sometidas a fuerzas de corte, admiten desplazamientos relativos entre las piezas conectadas. La magnitud de dichos desplazamientos depende de la fuerza solicitante, la rigidez y la disposición de los sujetadores. La selección del medio de unión dependerá de la magnitud de las fuerzas a traspasar, las dimensiones de los pies derechos y planchas de madera, y de las necesidades y restricciones de montaje [17].

### 2.1.4. Anclaje - Holdown

Estos dispositivos se incluyen en el ensamblaje del panel LTF para para limitar el vuelco global del panel bajo una carga lateral, junto con proporcionar una conexión adicional entre los elementos del marco y las conexiones perimetrales [18]. Se utilizan para conectar los paneles LTF a la fundación, típicamente de hormigón armado, y para conectar paneles de pisos sucesivos (ver Figura 2.3).

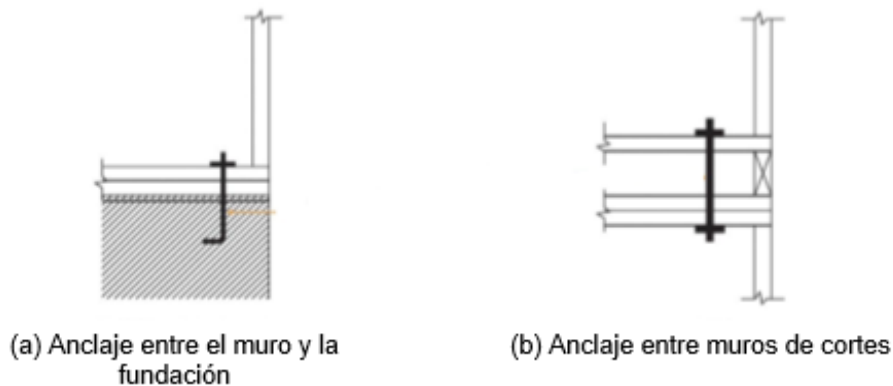


Figura 2.3 - Anclajes [12]

## 2.2. Comportamiento Estructural

El desempeño estructural de edificios estructurados con paneles livianos de madera dependerá del comportamiento de cada elemento de madera y sus conectores.

### 2.2.1. Resistencia a Flexión

Ante un momento volcante ( $M$ ) aplicado en la parte superior del muro (ver Figura 2.4), los anclajes entre el muro y la fundación (o entre pisos sucesivos), junto con los elementos del marco, son quienes resisten las solicitaciones de volcamiento. Dicho momento produce que una parte del muro se comprima y la otra se traccione. La tracción hace que el muro se levante, siendo los anclajes los encargados de restringir esta acción. La compresión, por su parte, es soportada mayormente por los pies derechos de los extremos, por lo que el muro debe contar con una mayor cantidad de elementos de madera en sus extremos [12, 18].

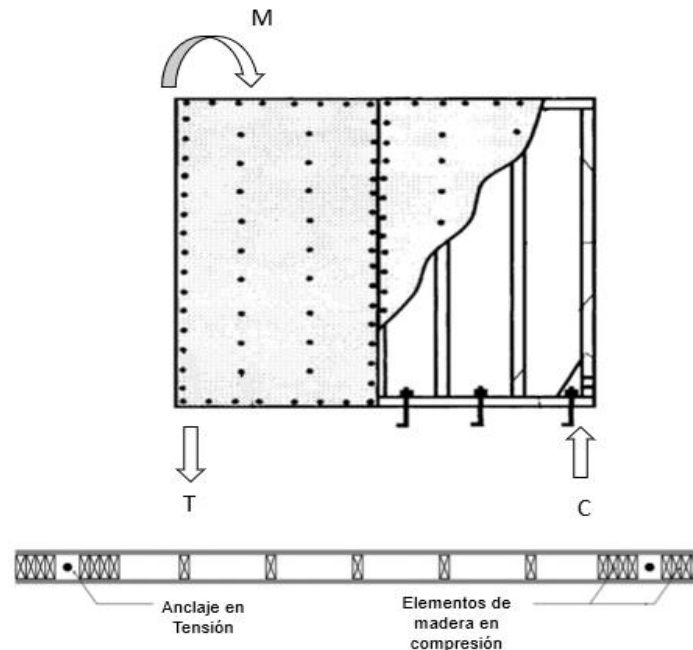
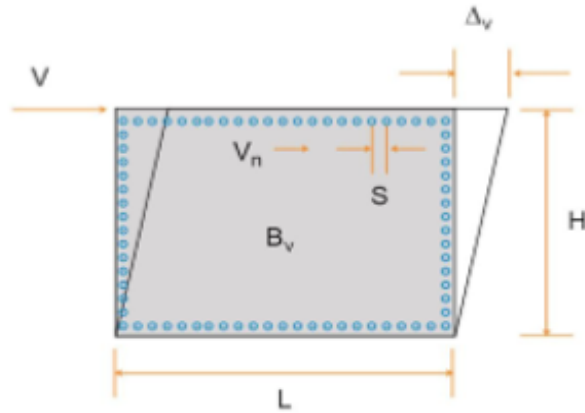


Figura 2.4 - Elementos resistentes al volcamiento [12, 18]

### 2.2.2. Resistencia al corte

Bajo la acción de una carga lateral ( $V$ ) ubicada en la parte superior del muro, es principalmente el tablero estructural quien resiste los esfuerzos cortantes. La deformación del muro (o panel) es similar a la de un paralelogramo, donde se distorsiona tanto la plancha estructural como el patrón de clavos perimetrales, tal como se muestra en la Figura 2.5 [18].



- $\Delta_v$ : Deformación lineal por corte del panel estructural
- $V_n$ : Fuerza de corte en el panel
- $B_v$ : Rigidez a corte del panel
- S: Espaciamiento de las conexiones

Figura 2.5 - Deformación de corte [12]

La deformación de las conexiones ante la carga lateral V se muestra en la Figura 2.6. En la configuración no deformada, la ubicación de la cabeza del clavo en el panel estructural (punto A), coincide con la ubicación del mismo vástago del clavo incrustado en el marco de madera (punto B). Durante la carga lateral, la cabeza del clavo se desplaza desde el punto A al punto A', y el vástago del clavo incrustado en el marco de madera se desplaza desde el punto B al punto B'. Esto se debe a que la deformación del panel estructural no necesariamente será la misma que la del marco de madera [18].

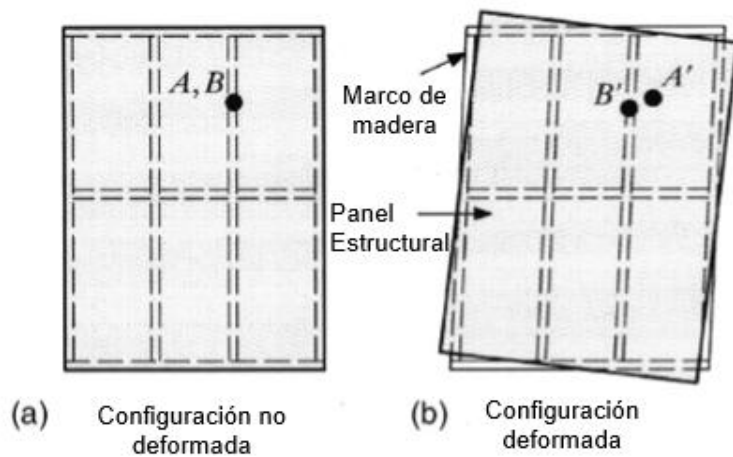


Figura 2.6 - Deformación del panel y conexiones debido a una carga lateral V [18]

La Figura 2.7, muestra la deformación lateral que experimenta la conexión entre el panel estructural y el marco de madera. La fuerza lateral transferida a la conexión desplaza la cabeza del clavo con respecto al vástago del clavo en una cantidad  $\Delta$  [18].

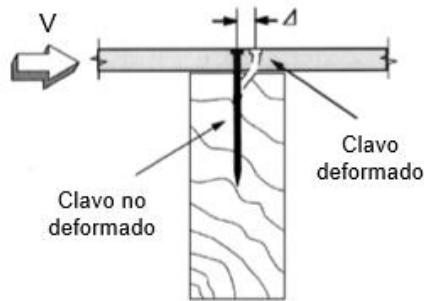


Figura 2.7 - Deformación lateral de la conexión [18]

Cuando el muro comienza a tomar carga lateral, la cabeza del clavo se desplaza y el vástago del clavo se deforma de tal forma que a bajas deformaciones la relación fuerza-desplazamiento es lineal. A medida que aumenta la carga, el desplazamiento de la conexión se incrementa, las fibras de madera se aplastan y los clavos pueden fluir. Si la carga se invierte, el clavo se mueve a través del espacio formado por las fibras de madera triturada, y la conexión presenta una reducción en la rigidez y la resistencia hasta que el clavo entra nuevamente en contacto con la madera. En la Figura 2.8, se muestra la relación fuerza-desplazamiento para una conexión entre el panel estructural y el marco de madera, sometida a una carga lateral cíclica. Los ciclos de histéresis están caracterizados por: (1) una alta degradación en la rigidez en la recarga, que conlleva a una reducción de la resistencia a niveles de desplazamiento en los que anteriormente se obtuvo una resistencia mucho mayor (es decir, el llamado efecto "pinching"), y (2) una disminución de la resistencia máxima para grandes desplazamientos [18].

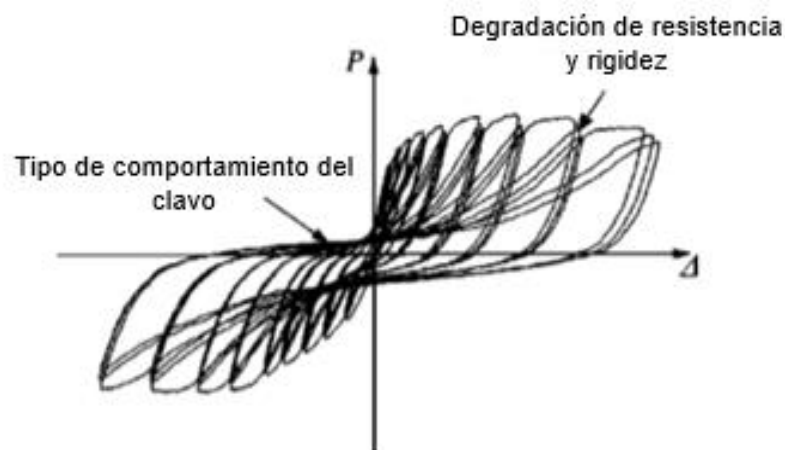


Figura 2.8 - Relación fuerza - desplazamiento [18]

Cabe mencionar que la madera se contrae debido al cambio en su contenido de humedad, lo que puede generar huecos en el sistema de anclaje que pueden llevar al muro a experimentar deflexiones adicionales. Por lo tanto, si no se usan compensadores de contracción, el espacio creado en el sistema de anclaje hará que el muro de corte gire antes de que el muro pueda resistir las cargas laterales. En este caso, el desplazamiento de techo del edificio (drift de techo) deberá ser igual a la desviación causada por la carga lateral más las desviaciones por la contracción [12].

### 2.3. Consideraciones para el diseño

En esta nueva generación de edificios de madera de mediana altura, varios aspectos del diseño toman una mayor relevancia. Estos se discuten a continuación.

#### 2.3.1. Movimiento vertical [3]

Debido al método constructivo empleado en la construcción los edificios estructurados con muros LTF, el movimiento diferencial vertical suele ser una preocupación, sobre todo entre los marcos de madera y los componentes rígidos del edificio como lo son los ejes de los ascensores de hormigón, servicios mecánicos y plomería, y el revestimiento de mampostería [12].

El movimiento vertical se produce por los siguientes factores: (a) cambios de humedad, (b) deformaciones elásticas, (c) deformaciones de fluencia, y (d) asentamientos por imperfecciones. Estos factores se revisan a continuación.

- Cambios de Humedad

El movimiento diferencial vertical causado por el cambio de humedad de la madera se debe a que la madera se encoge o dilata cuando pierde o gana humedad, respectivamente. El nivel de contracción varía entre los distintos tipos de madera procesada (ver Tabla 2.2). Al ser un material no-isotrópico, la madera se encoge o hincha considerablemente más en la dirección perpendicular a la dirección de las fibras que en la dirección de las mismas (ver Figura 2.9) [12].

Tabla 2.2 - Contenido de humedad para diferentes tipos de madera

Wood materials	MC range (%)
"S-Dry" lumber, including "KD" lumber	15-19
Wood-based composites such as plywood, oriented strand board (OSB), parallel strand lumber (PSL), laminated strand lumber (LSL), laminated veneer lumber (LVL), oriented strand lumber (OSL)	6-12
Glued-laminated timber (glulam), cross-laminated timber (CLT)	11-15

Fuente: Tomada de [12]

La contracción vertical total de un edificio de marcos de madera puede variar con cada piso adicional [3], ya que los elementos de madera que forman parte de los marcos de pueden poseer diferentes contenidos de humedad dependiendo de la especie de árbol que se utilizó para su fabricación.

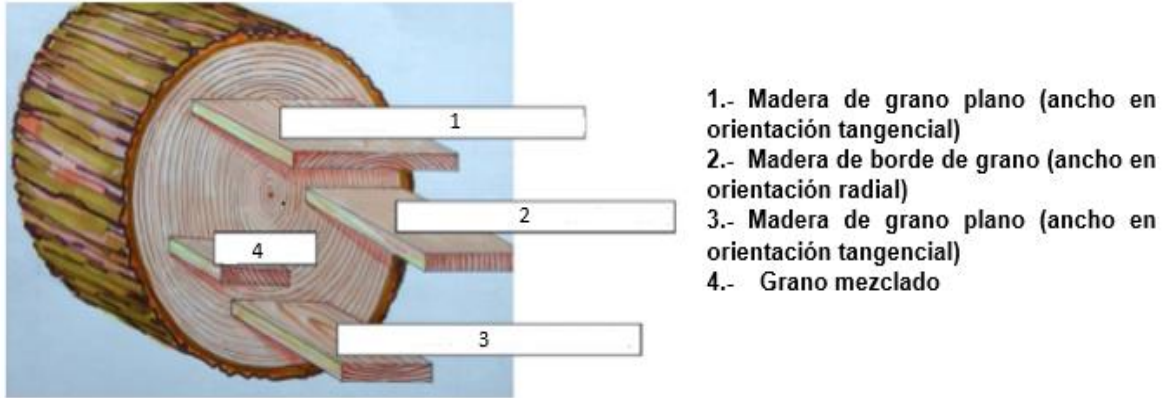


Figura 2.9 - Orientación del grano en la madera [12]

- Asentamientos por imperfecciones

Existen desplazamientos relativos entre los elementos de la estructura producidos por imperfecciones inherentes a la construcción de los paneles LTF (imperfecciones en la construcción de los marcos o en las conexiones). Sin embargo, estos tienden a acomodarse y disolverse a medida que la estructura resiste las cargas gravitacionales. Por lo general, la mayoría de las brechas (gaps) se encuentran cerradas cuando se instalan componentes no – estructurales adicionales, por lo que no se consideran críticos durante la vida útil del edificio.

- Deformación elástica y de fluencia

La madera al ser un material anisotrópico, su comportamiento dependerá de la dirección de análisis, en base a esto, los elementos de madera en compresión perpendicular al grano tenderán a sufrir deformaciones recuperables (elásticas) que ocurren cuando la madera se carga, y deformaciones permanentes (inelásticas) que son mayores cuando los elementos de la estructura están sujetos a altos niveles de carga, a viento, a sismos, y a grandes variaciones de humedad [12].

### 2.3.2. Aumento de solicitaciones debido a la mayor altura del edificio [3]

Los edificios más altos de paneles livianos de madera están sujetos a mayores cargas laterales tanto por viento como por eventos sísmicos. El aumento en las solicitaciones de viento se debe al aumento de la superficie de contacto con el mismo, mientras que las solicitaciones sísmicas aumentan debido al incremento de la altura (demandas de desplazamiento) y de la masa (corte basal) del edificio. A consecuencia de esto, los muros de los pisos inferiores del edificio deben ser más resistentes en comparación con los muros de casas de un piso, ya que tanto las cargas laterales como las de gravedad se acumulan desde la parte superior del edificio hasta la fundación [3].

### 2.3.3. Resistencia al fuego para edificios con más altura [3]

A menudo se percibe que las estructuras construidas con madera poseen una baja resistencia al fuego. Sin embargo, un edificio construido con madera puede tener un buen comportamiento al fuego si se consideran tanto las características de reacción de los materiales utilizados como las de resistencia de los elementos constructivos. La pérdida de capacidad resistente de un elemento estructural de madera se debe, principalmente, a la reducción de su sección y no tanto al deterioro de las propiedades del material, esto debido a que la combustión no es rápida, sino que comienza lentamente por la superficie (ver Figura 2.10) [19].

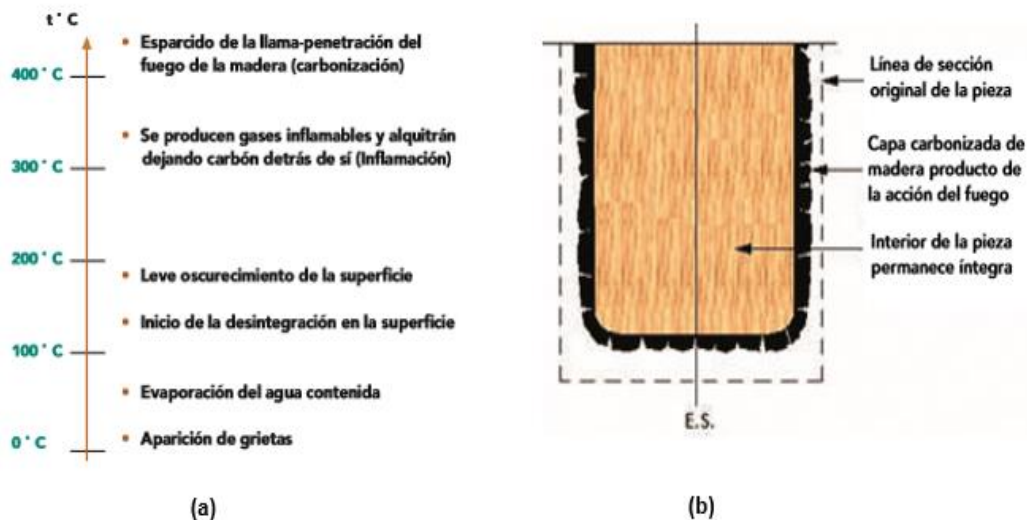


Figura 2.10 - Comportamiento de la madera ante el fuego: (a) Efectos según la temperatura [17]; (b) sección transversal de una pieza de madera expuesta al fuego [17]

En el diseño contra el fuego de edificios de madera, se debe tomar en consideración al menos dos métodos de protección:

- **Protección pasiva**

Consiste en reducir el riesgo de incendio mediante la utilización de componentes, materiales y elementos de construcción que, por sus características y propiedades, reducen la generación de gases y limitan la propagación del fuego. Esta protección debe cumplir con los siguientes objetivos: (1) permitir el rápido escape y resguardo de los ocupantes de la edificación, (2) evitar que las llamas se propaguen con facilidad a recintos aledaños, y (3) facilitar la extinción del incendio [17].

- **Protección activa**

Consiste en utilizar sistemas que, conectados a sensores o dispositivos de detección de determinados rangos de partículas y temperatura de aire, entran en funcionamiento en forma automática. Estos sistemas se proyectan normalmente en edificios públicos, comerciales y de oficinas [17].

#### **2.3.4. Aislación acústica [3]**

Las transmisiones de ruido ha sido uno de los principales problemas asociados al rendimiento de los edificios de madera [3]. Esto se debe a que su construcción es un conjunto de elementos, de partes y piezas, cuya discontinuidad genera una mayor transmisión de energía acústica [20]. La principal diferencia en la transmisión de ruidos entre edificios de marcos de madera se debe al diseño de sus muros. Dado que los muros de un edificio de mediana altura estarán sujetos a mayores cargas axiales y laterales en comparación con los de baja altura, dichos muros serán más fuertes y rígidos, haciendo que el rendimiento acústico mejore [12].

A continuación, se presentan algunas alternativas disponibles para mejorar el rendimiento acústico de edificios construidos con paneles LTF, según la referencia [20]:

En el caso de muros:

- Fijar cada cara a estructuras independientes
- Utilizar revestimientos que combinen de manera eficaz sus propiedades acústicas (masa, rigidez y amortiguamiento)
- Usar bandas elásticas que atenúen el traspaso de vibraciones, es decir, disminuyan o extingan los puentes acústicos que se producen por el contacto entre materiales rígidos

En el caso de los pisos:

- Separar la superficie del pavimento por el que se transita del resto de los elementos
- Procurar que la sobrelosa donde descansan las cargas útiles y las cargas de tránsito quede absolutamente aislada de los elementos estructurales.

#### **2.4. Desempeño sísmico**

En el año 2009, en el laboratorio “E- Defense”, ubicado en Japón, se ensayó un edificio de seis pisos construidos con marcos livianos de madera, utilizando una mesa vibradora con movimiento triaxial. Dicho edificio fue sometido a cinco registros sísmicos con diferentes intensidades (ver Tabla 2.3). El objetivo de este ensayo fue evaluar la respuesta sísmica y los daños experimentados por un edificio prototipo, con dimensiones realistas, construido con LTF [21].

El programa de pruebas sísmicas consistió en dos fases. La fase I fue la prueba de un edificio de siete pisos, cuyo primer piso fue construido con marcos especiales resistentes a momento de acero (SMF), y el resto con marcos livianos de madera. En la fase II, el SMF se rigidizó para que actuara como la parte superior de la mesa vibradora, convirtiendo al edificio en uno de seis pisos de paneles LTF [21].

Tabla 2.3 - Registros sísmicos usados experimentados con mesa vibradora

Seismic test	Test date	Structure	Hazard level (%)	Scaling factor	PGA (g)		
					X	Y	Z
1	June 30, 2009	Hybrid	50/50 years	0.53	0.19	0.22	0.26
2			7/50 years	1.40	0.50	0.58	0.69
3	July 6, 2009	Wood only	50/50 years	0.53	0.19	0.22	0.26
4			10/50 years	1.20	0.43	0.50	0.59
5	July 14, 2009		2/50 years	1.80	0.65	0.75	0.88

Fuente: Tomada de [21]

Los resultados de los cinco ensayos mostraron que es posible que edificios de este tipo resistan movimientos sísmicos manteniendo un nivel de daño manejable. Dicho daño, se concentró en elementos no estructurales, incluyendo grietas cerca de las aberturas de ventanas y puertas. No se registraron daños en los componentes de madera del edificio, no hubo eyección de los clavos que conectan los paneles de revestimiento al marco, y no se rasgó el borde del revestimiento [21].

## Capítulo III: Revisión Bibliográfica

En los años recientes, tanto ingenieros practicantes como investigadores han construido y realizado distintas investigaciones numéricas y ensayos que permiten comprender el comportamiento sísmico de estructuras con paneles livianos de madera LTF (Light Timber Framing).

En este capítulo se revisan algunas de las más relevantes investigaciones y metodologías sobre el comportamiento sísmico de estructuras de LTF, códigos y normativas que existen para diseñarlas, y edificios construidos en el mundo a la fecha.

### 3.1. Investigaciones y metodologías sobre comportamiento sísmico de estructuras de LTF

La Tabla 5, presenta un resumen con los estudios revisados. A continuación, se describen los aspectos más relevantes de dichas contribuciones.

Tabla 3.1 - Resumen de estudios revisados

Autor	Contribución
van de Lindt et al. (2010) [22]	Contribución a la respuesta global del edificio considerando revestimiento con paneles de yeso en paredes interiores y, estuco en paredes exterior
Li et al. (2011) [23]	Análisis del efecto de la distribución de los clavos perimetrales de los paneles en la respuesta de paneles LTF
Chen et al. (2014) [24]	Metodología para el cálculo de la deformación por corte de paneles LTF
Rossi et al. (2016) [25]	Metodología para el cálculo de la deformación por corte de paneles LTF
Branco et al. (2017) [26]	Importancia del revestimiento y fijaciones de los paneles sobre la respuesta global del edificio.
Sadeghi Marzaleh et al. (2018) [27]	Análisis de paneles revestido con OSB sometidos a cargas verticales, momentos de flexión y carga lateral monotónica

- **van de Lindt et al. (2010) [22]**

Evaluaron el desempeño global de un edificio de madera el efecto que tienen en la respuesta sísmica de un edificio de prueba, las terminaciones interiores (paneles de yeso) y exteriores (estuco) adheridas a las superficies de muros LTF y a tabiques y techos interiores. El edificio estudiado representa una casa de dos pisos con un garaje para dos autos, de 7 m por 18 m en planta, altura de 5,3 m, y peso total 32 (Ton). Usando análisis incrementales tipo pushover, la resistencia de corte basal del edificio, considerando las contribuciones de los paneles de yeso y las paredes de estuco, se estimó en 220 kN 7 y 185 kN, en las direcciones longitudinal (E-O) y transversal (N-S), respectivamente [22].

Se realizaron múltiples experimentos sísmicos en mesa vibradora, para varias configuraciones del edificio (ver Tabla 3.2). Todas las fases de prueba se realizaron para una masa constante y, luego de cada fase de prueba el edificio fue reparado. Las fases de prueba 1,3,4 y 5 se diseñaron para evaluar el efecto que tienen de las terminaciones de las paredes interiores y exteriores en la respuesta sísmica del edificio.

Tabla 3.2 - Fases de prueba y configuraciones del edificio

Fase de prueba	Configuración del edificio
1	Solo elementos estructurales de madera sin acabados de pared
2	Fase de prueba 1, estructura de prueba con amortiguadores incorporados en paredes revestidas de madera
3	Se aplico un tablero de yeso de 12 mm de espesor a las superficies interiores de los muros perimetrales y a ambos lados de los dos muros de corte estructurales interiores, ubicados en el primero piso
4	Se aplico un tablero de yeso de 12 mm de espesor a todos los tabiques y techos interiores
5	Se aplico un estuco de 3 capas y 22 mm de espesor a las paredes exteriores

Fuente: Adaptado de [22]

Se usaron dos tipos de movimientos de suelo triaxiales, el primero representaba un terremoto de diseño con una probabilidad de sobrepasar el 10% en 50 años y el segundo un terremoto con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.

Tabla 3.3 - Movimientos de suelo utilizados para pruebas sísmicas

Seismic test level	Ground motions	Hazard level %/50 years	Scaled PGA (g)		
			East-west	North-south	Vertical
1	1994 Northridge Canoga Park	99.99	0.04	0.05	0.06
2	1994 Northridge Canoga Park	50	0.19	0.22	0.26
3	1994 Northridge Canoga Park	20	0.31	0.36	0.42
4	1994 Northridge Canoga Park	10 (DE)	0.43	0.50	0.59
5	1994 Northridge Rinaldi	2 (MCE)	0.47	0.84	0.85

Fuente: Tomada de [22]

Los resultados de las pruebas sísmicas dieron a conocer que la incorporación de los paneles de yeso en las paredes estructurales en la fase 3 y la aplicación de estuco en las paredes exteriores del edificio en la fase 5, provocaron una reducción en el periodo fundamental entre el 5 - 9 % y el 3 - 9%, respectivamente, a lo largo de las direcciones transversal y longitudinal. Esta reducción se debe principalmente al incremento de la rigidez lateral del edificio de prueba [22].

En ambas direcciones, las deformaciones se concentraron en el primer piso del edificio, lo que indica un potencial mecanismo de colapso en dicho piso. En cuanto al deterioro de la rigidez lateral, fue

más pronunciado para la configuración de la fase de prueba 1 ya que la rigidez se redujo al menos en un 60% de la rigidez inicial. Para las fases de pruebas 3 y 4 fue superior al 80% de su rigidez inicial mientras que para la fase de prueba 5 fue superior al 90% [22].

La aplicación de paneles de yeso en los tabiques interiores y los techos generaron una reducción del 29% en los desplazamientos del techo en la dirección transversal. Sin embargo, la respuesta sísmica del edificio de prueba en esta dirección se vio significativamente influenciada por la respuesta de las paredes del garaje en el primer nivel, las cuales experimentaron en la fase de prueba 1 un desplazamiento máximo relativo de 42 mm que corresponde al 65 % del drift total del edificio desarrollado en dicha dirección [22].

La incorporación de los paneles de yeso en las paredes estructurales en la fase de prueba 3 causó una reducción en los drifts máximos experimentados por la pared del garaje, dicha reducción fue de un 42% en comparación con el edificio de madera de la fase de prueba 1. En cuanto a la incorporación de estuco en las paredes exteriores, también provocó una reducción de los drifts máximos, dicha reducción fue de un 66% en comparación con el edificio de madera de la fase de prueba 1 y un 42% en comparación con el edificio de prueba de la fase 3 [22].

Los daños experimentados tanto en los paneles de yeso como en el estuco de las paredes exteriores resultaron en grietas que se originaron principalmente en las esquinas de las ventanas y las aberturas de las puertas, las que se propagaron al aumentar el nivel del movimiento [22]. De acuerdo con los resultados obtenidos en este estudio, se puede señalar que la incorporación de paneles de yeso en las paredes interiores y aplicación de estuco en las paredes exteriores mejora considerablemente la respuesta sísmica del edificio de prueba. De esta manera, queda en evidencia que los acabados de pared afectan el comportamiento sísmico de los sistemas estructurales de marcos livianos de madera por lo que se deben considerar como parte del sistema de resistencia ante solicitaciones sísmicas.

- **Li et al. (2011) [23]**

Mediante el proyecto NEESWood investigaron el rendimiento sísmico de los edificios de estructuras de madera de mediana altura y desarrollaron procedimientos de diseño probabilísticos para la construcción de estructuras de madera. Lo que se destaca de este proyecto son las pruebas finales en la mesa triaxial de E-Defense en Miki, Japón [21]. El edificio de prueba (ver Figura 3.1), se ensayó utilizando el registro sísmico del terremoto de 1994 en Northridge, el cual tuvo un buen rendimiento bajo una aceleración de 0,88g, correspondiente a un nivel de riesgo sísmico de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años [21].

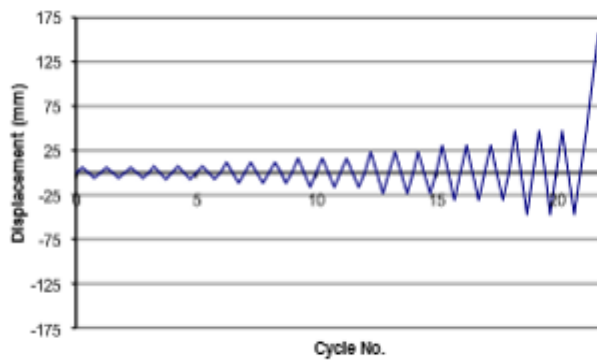


Figura 3.1 - Edificio de prueba [21]

En este trabajo se presenta un modelo computacional para simular la respuesta sísmica de un edificio de estructura de madera de mediana altura bajo un terremoto japonés. Para aumentar la capacidad sísmica del edificio, el sistema de resistencia lateral consistió en paredes con doble revestimiento de OSB y con un programa de clavado intensivo. El modelo computacional ocupado fue "PB3D" y el registro sísmico fue el terremoto de Kobe de 1995 [23]; las predicciones del modelo dieron a conocer que la máxima deformación no causaría daños estructurales significativos.

El modelo "PB3D" está diseñado para obtener la respuesta sísmica global de los edificios de madera, simplificando el edificio en subconjuntos estructurales, como diafragmas de techo/piso, así como sistemas de muro cortante. Dicho modelo considera que la histéresis de los muros de corte está representada por resortes de corte no lineales. La histéresis de los drift de carga de estos resortes se calcula mediante el modelo "pseudo-clavo" [28,29].

El edificio estudiado fue un edificio de 6 pisos, con una planta de 18 m por 12 m, una altura de 16,7 m y un sistema de resistencia sísmica que consistió en paredes de madera revestidas con paneles de OSB, cuyo revestimiento podría instalarse por ambos lados para mejorar la capacidad de corte de la pared. Sin embargo, para entender el comportamiento sísmico del edificio, se debe comprender el comportamiento de los muros de corte, razón por la cual se analizaron una serie de muros de corte de madera de 1,82 m de longitud construidos con paneles de OSB y clavos JIS CN65 (65 mm de longitud y 33,3 mm de diámetro) [23].



**Características de paredes ensayadas**

Paneles de 1820 mm x 2440 mm x 9,5 mm

Separación de clavos:

- 75 mm del borde del panel.

- 150 mm en el área del panel.

Carga cíclica inversa mediante el Protocolo de Organizaciones de Evaluación de Desempeño.

Figura 3.2 - Características y protocolo de carga de los muros ensayados [23]

El protocolo de carga consistió en 7 grupos cíclicos más un empuje final, el cual no puede exceder 1/15 la altura de la pared y la carga debe caer hasta al menos 80% de la carga máxima para estimar la ductilidad de la pared. La velocidad de carga cíclica fue de 1 (mm/s) y la carga máxima promedio de las paredes fue de 33 kN y la rigidez inicial fue de 1,89 kN/mm [23].

Para este estudio el espacio entre clavos de las paredes de corte se redujo a 50 mm en el borde del panel y 100 mm en el área del panel, para mejorar la resistencia de la pared al corte. Para analizar esta nueva configuración se utilizó el modelo llamado "WALL2D" [23].

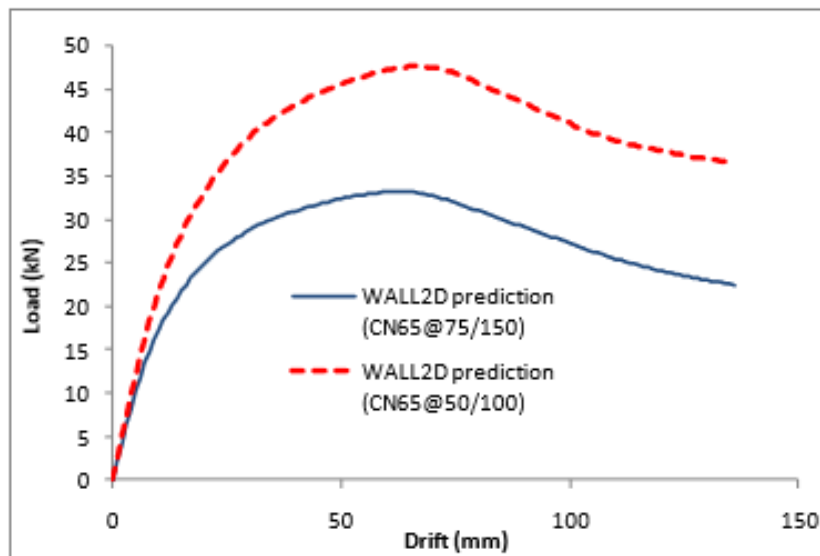


Figura 3.3 - Modelo WALL2D predijo curvas monótonas para las diferentes configuraciones de clavado [23]

En la Figura 3.3, se aprecia que, al reducir la separación entre clavos, la carga máxima aumenta de 33 kN a 47,6 kN. Cabe mencionar que, para evitar el vuelco del edificio ante cargas laterales se

utilizó un sistema de anclaje, que también, proporciona restricciones verticales al edificio. Las barras de acero usadas para dicho anclaje fueron de 2" de diámetro.

Los registros sísmicos utilizados fueron dos componentes horizontales de los registros de Kobe con PGA de 0,83g a lo largo de la dirección y (dirección corta del edificio). La tabla 3.4 presenta la respuesta máxima de los drift entre pisos [23].

Tabla 3.4 - Resumen de los drifts máximos entre pisos

Story	X direction		Y direction	
	Inter-story drift (mm)	Inter-story drift ratio(%)	Inter-story drift (mm)	Inter-story drift ratio(%)
1	8.0	0.33	14.2	0.58
2	10.3	0.42	12.8	0.52
3	12.3	0.50	14.9	0.61
4	12.0	0.49	16.6	0.68
5	11.9	0.49	28.0	1.14
6	9.7	0.40	31.9	1.31

Fuente: Tomada de [23]

El edificio bajo el movimiento de tierra de Kobe, funciono bastante bien, ya que el drift máximo y entre pisos fue de 31,9 [mm], aproximadamente 1,31% de la relación del drift, por lo que las deformaciones no causarían daños estructurales importantes [23].

Los resultados del ensayo demostraron que, para lograr una mayor resistencia al corte de los muros, estos deben ser diseñados con doble revestimiento de OSB, además de una separación entre clavos reducida, tanto del clavo al borde del panel como entre los clavos en el área del panel.

- **Z. Chen et al. (2014) [24]**

Propusieron un modelo de macroelementos, que permite obtener tanto el desplazamiento lateral como el vertical de un muro LTF, realizando modificaciones al propuesto por Folz y Filtrault [18], y Dolan [30]. El modelo permite representar la respuesta carga-desplazamiento del panel completo, cuando es sometido a una carga cíclica cuasi-estática, pero no puede predecir las deformaciones rotacionales (ver Figura 3.4 (a)) [24].

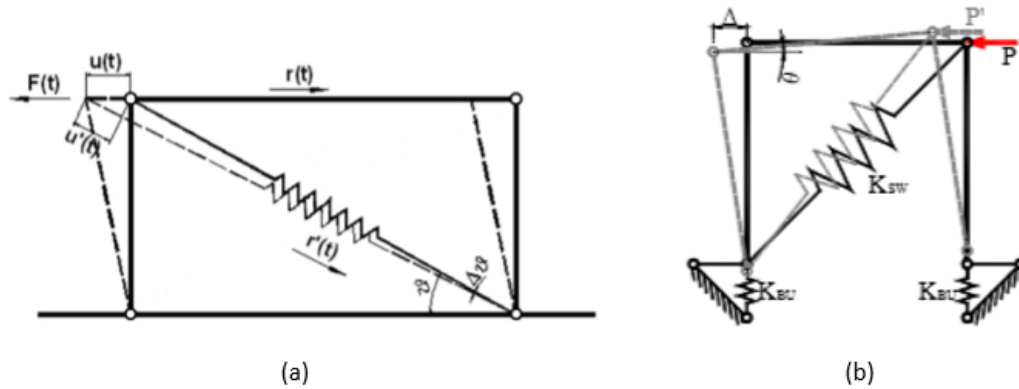


Figura 3.4 - Modelo de macroelementos: (a) Muro de corte de madera [24]; (b) Modelo modificado para evaluar la rotación [24]

Para incluir la rotación, se desarrolló un modelo como el que se presenta en la Figura 3.4 (a), compuesto por 3 resortes (ver Figura 3.4 (b)). Dos de estos resortes están asociados a la rotación inducida por flexión y el anclaje ( $k_{BU}$ ), y uno está asociado a la deformación por corte ( $k_{sw}$ ) [24].

- **Rossi et al. (2016) [25]**

Propusieron un modelo numérico simplificado (denominado UNITN), para evaluar el comportamiento elástico y dinámico de un edificio de muros LTF. El estudio se divide en dos partes. La primera parte consistió en evaluar la deformación horizontal de un panel, mientras que la segunda se centró en el análisis modal de un edificio diseñado con las propiedades de dichos paneles.

El modelo simplificado de esta investigación consta de tres resortes elásticos lineales ubicados en serie [25]. Cada resorte posee una rigidez asociada a un mecanismo resistente distinto del panel:

- Rigidez asociada a los conectores entre los paneles y el marco de madera ( $K_{sp}$ ), que considera la rigidez de las planchas (OSB) y del patrón de su conexión al marco.
- Rigidez asociada al vuelco del muro de madera ( $K_H$ ), considerando los anclajes.
- Rigidez asociada al desplazamiento lateral del muro de madera ( $K_A$ ), que considera la acción de los pernos de anclaje.

De esta manera, la rigidez lateral total del panel se calcule como [25]:

$$K_{total} = \left( \frac{1}{k_{sp}} + \frac{1}{k_A} + \frac{1}{k_H} \right)^{-1}$$

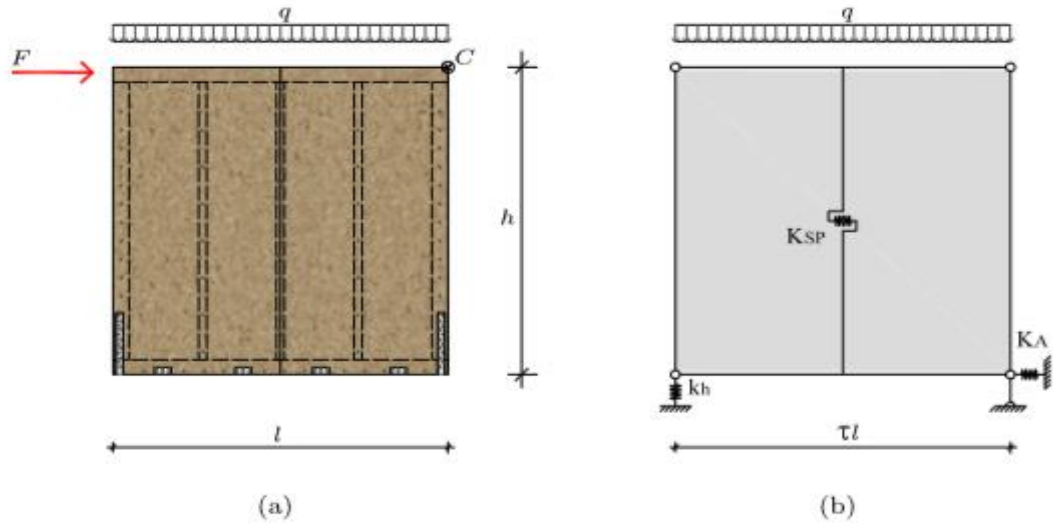


Figura 3.5 - Muro LTF: (a) Configuración y patrón de carga [25]; (b) Modelo simplificado UNITN [25]

▪ **J.Branco et al. (2017) [26]**

Analizaron el comportamiento en el plano de muros de paneles livianos de madera a través de una serie de pruebas monótonas y cíclicas, con el fin de evaluar cómo el comportamiento de las planchas estructurales (OSB) y las fijaciones a la base, influyen en la respuesta global del muro. Para ello, se realizaron cinco pruebas experimentales en muros LTF. Cuatro de ellas se realizaron bajo una carga monótona y una bajo una carga cíclica (ver Tabla 3.5 para la descripción de los especímenes). Con los resultados de la prueba monótona es posible evaluar la fuerza máxima, la rigidez inicial, y los desplazamientos de fluencia, último, y por ende la ductilidad. Con las pruebas cíclicas es posible obtener una idea de la capacidad del muro para disipar energía, así como de la degradación de la resistencia debido a los ciclos. El protocolo de carga se aplicó a los especímenes a través de una viga de madera fijada en su parte superior, que tiene el fin de asegurar una distribución uniforme de las cargas laterales originadas por los desplazamientos impuestos [26].

Tabla 3.5 - Descripción de los especímenes ensayados

Nombre	Descripción	Fijación a la base	Carga
F	<b>Estructura de madera</b>		
S	Estructura de madera y revestimiento de OSB de 11 mm por un solo lado	Barra de acero (base de hormigón)	<b>Monotónica</b>
D	Estructura de madera y revestimiento de OSB de 11 mm por un ambos lados		
DH	Estructura de madera y revestimiento de OSB de 11 mm por un solo lado	Anclaje (base de madera)	
DHC	Estructura de madera y revestimiento de OSB de 11 mm por un ambos lados	Anclaje (base de madera)	<b>Cíclica</b>

Fuente: Adaptado de [26]

El espécimen F, incluyó sólo el marco de madera. Los especímenes D y S, en cambio, incluyeron marcos de madera revestidos con planchas de OSB en uno y ambos lados, respectivamente. Los resultados de las pruebas con carga monotónica se presentan en la Figura 3.6. Estos evidencian cómo la presencia de las planchas aumenta la rigidez y la resistencia laterales del panel. La falla de los 3 especímenes se alcanzó cuando los tornillos conectores fueron eyectados fuera del panel.

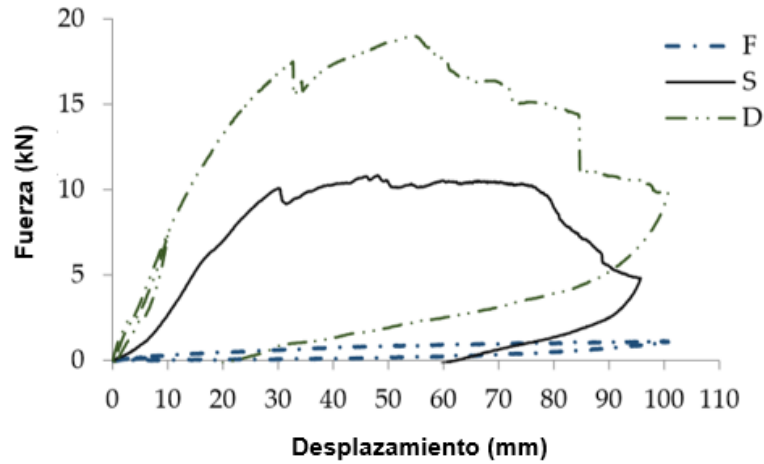


Figura 3.6 - Fuerza - desplazamiento para las pruebas de F, S y D [26]

Los ensayos cíclicos de los especímenes DH y DHC mostraron una disminución del orden del 15% en la resistencia lateral máxima, y de un 50% en la ductilidad [26], en comparación con los especímenes D y S, sometidos a una carga monotónica (ver Figura 3.7).

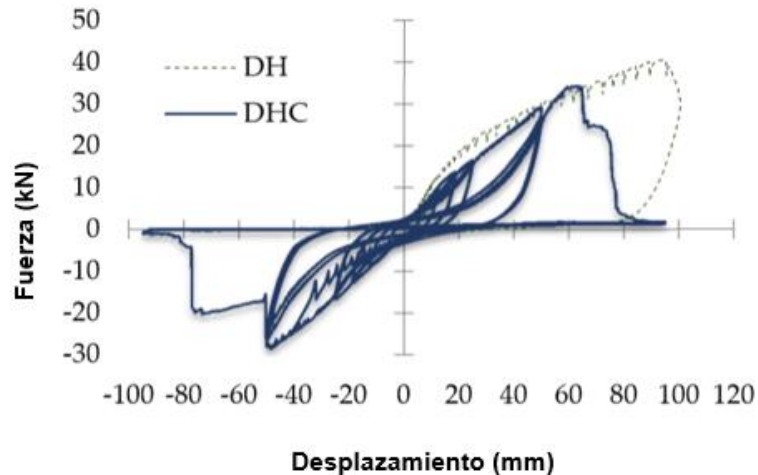


Figura 3.7 - Fuerza - desplazamiento para los especímenes DH y DHC [26]

La Tabla 3.6 presenta los resultados de los ensayos ejecutados por los autores. Estos reflejan el incremento de la rigidez en el plano entregada por las planchas de revestimiento (OSB), proporcional al número de paneles que se ocupa. El tipo de fijación a la base es también influyente en el comportamiento, ya que usando anclajes (DH), la capacidad de carga del panel se duplica (aumenta de 19,03 kN a 40,50 kN) y la rigidez en el plano aumenta en aproximadamente un 23% [26]. Los autores concluyeron además que la histéresis de los muros LTF está influenciada principalmente por las características de las conexiones.

Tabla 3.6 - Resultados de las pruebas experimentales (Rossi et al.)

Especimen	F <sub>máx</sub> (kN)	Rigidez (N/mm)				Desplazamiento Elástico (mm)	Desplazamiento Último (mm)	Ductilidad
		$k_{ISO}$	$k_m$	$k_0$	$k_I$	$V_y$	$V_u$	
F	1.14	22.71	25.80	22.70	3.80	37.56	96.51	2.22
S	10.83	445.07	439.40	445.10	74.200	23.86	80.6	3.38
D	19.03	722.66	761.80	722.70	120.40	20.07	72.59	3.62
DH	40.50	949.96	974.60	950.00	158.30	32.16	99.89	3.11
DHC	34.26	686.55	689.10	686.50	114.40	45.57	65.45	1.44

Fuente: Adaptado de [26]

▪ **A. Sadeghi Marzaleh et al. (2018) [27]**

Evaluaron un sistema de muros de LTF con revestimiento de OSB grapados al marco de madera y anclajes de alta resistencia (ver Figura 3.8 tomada de [27]). En este estudio se diseñó un setup con el que se aplicó una combinación de carga vertical, momento de flexión y carga lateral a los paneles [27], simulando las condiciones de carga a las que estaría sometido un panel del primer piso de un edificio de varios niveles.

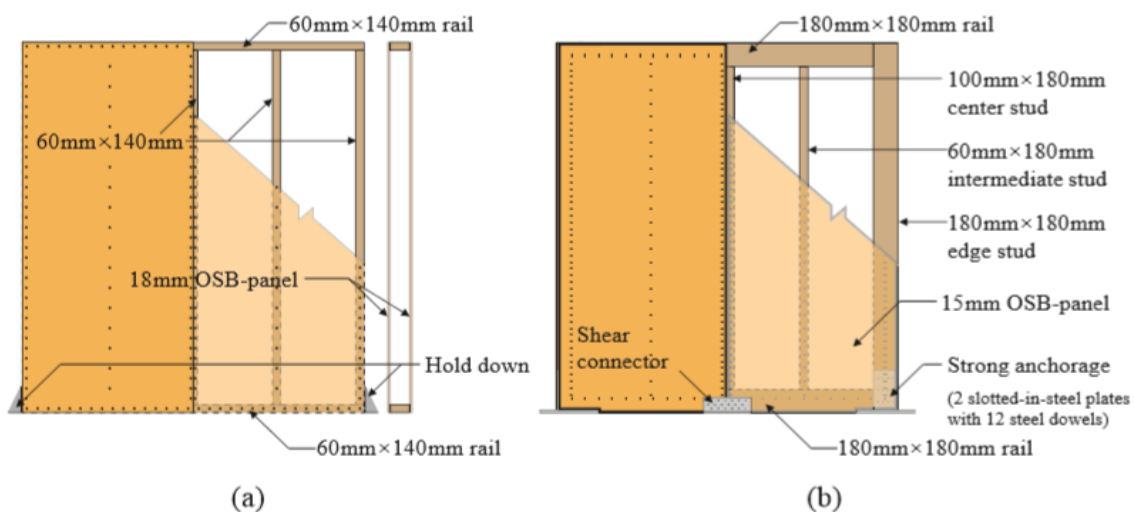


Figura 3.8 - Configuración de los muros: (a) LFTSW establecido [27]; (b) LFTSW estudiado en este proyecto [27]

Para obtener una estimación de la resistencia al corte de los muros LFT investigados, se consideraron las siguientes deformaciones: (1) por deslizamiento de los clavos que conectan el revestimiento al marco, (2) la deformación por corte de los paneles de revestimiento, y (3) la deformación axial de los elementos del marco (superiores y de borde). Al utilizar las propiedades geométricas y materiales de la pared investigada, se estimó la contribución de cada deformación. Como resultado se obtuvo que la deformación aportada por los clavos es considerablemente mayor que la aportada por el resto de los elementos del panel [27] (ver Figura 3.9).

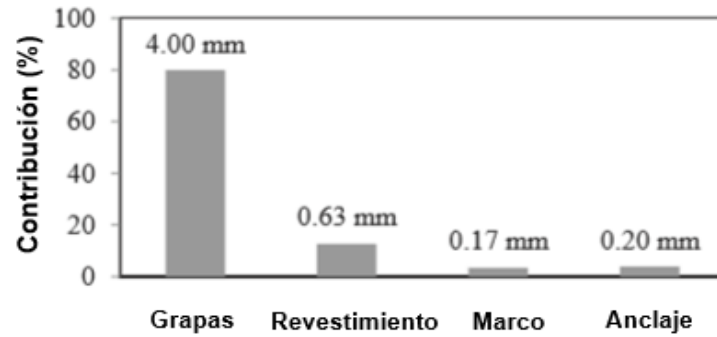


Figura 3.9 - Contribución a la deformación por corte considerando un desplazamiento lateral de 5 mm [27]

Se supone que el centro de rotación de los paneles se encuentra en su centroide. Sin embargo, esto no es válido para los muros investigados en este caso, debido a la restricción del conector de corte, que restringe la traslación de las esquinas. Esto produce que se modifique el centro de rotación de los paneles. Como resultado, cambian el desplazamiento relativo entre el panel de revestimiento y los miembros del marco. Se desarrolló un modelo de elementos finitos de muros con diferentes configuraciones. En un caso, los pernos del borde se conectaron rígidamente a la fundación, y en el otro, el conector de corte restringe el movimiento de los paneles de OSB [27].

De acuerdo con los análisis, los paneles que incluyen los anclajes reforzados proveen un 37% más de resistencia lateral que los muros con anclajes tradicionales más flexibles. La capacidad de desplazamiento, no obstante, se vio disminuida.

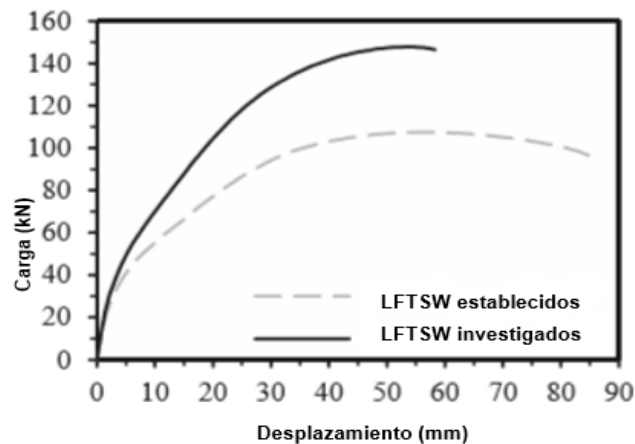


Figura 3.10 - Desplazamiento de los LFTSW investigados con un fuerte anclaje en comparación a los LFTSW establecidos [27]

### 3.2. Códigos y Normativas

- **“Construcción en Madera – Cálculo” NCh 1198**

Esta norma establece que “los métodos y procedimientos de diseño estructural que determinan las condiciones mínimas que deben cumplir los elementos y las uniones en las construcciones de madera aserrada, elaborada, laminada-encolada y postes de madera. No tiene como propósito excluir el uso de materiales, uniones, ensambles, estructuras o diseños que difieran de sus criterios, cuando sea posible una demostración por medio de análisis avanzados” [9].

Además, la norma estipula que “todas las piezas estructurales, ensambles o estructuras de un edificio deben ser capaces de soportar, con adecuada estabilidad y rigidez, la totalidad de las cargas y otras sollicitaciones que pueden ser razonablemente esperadas durante su montaje, construcción y uso, sin exceder las tensiones de diseño y deformaciones admisibles que se establecen en esta Norma.”

Por ende, tanto los pies derechos concentrados en los extremos, como los intermedios que forman parte del marco planas LTF, pueden ser diseñados bajo esta norma. Sin embargo, la NCh 1198 no describe una metodología que permita calcular la deformación de los muros formados por paneles LTF, y tampoco establece consideraciones de diseño para paneles de OSB clavados al marco de madera. Por esta razón, para tener un diseño integral de los muros LTF, es necesario recurrir a normas extranjeras [9].

- **Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS), AWC**

La edición 2008 de las “Disposiciones Especiales de Diseño para Viento y Sismo” (SDPWS) de la American Wood Council (AWC) contiene disposiciones para el diseño y construcción de elementos de madera, conexiones y ensamblajes, usados para resistir sollicitaciones de viento y sismos. Además, entrega requisitos para el detallamiento y el cálculo de las deformaciones máximas que pueden experimentar los muros LTF sometidos a cargas laterales [31].

Dentro de los contenidos más novedosos del documento SDPWS se encuentran [31]:

- Diafragmas de alta resistencia utilizando paneles estructurales de madera.
- Muros que utilizan paneles de revestimiento de yeso, o de madera recubiertos con yeso.
- La expresión para la reducción de la resistencia al corte para muros perforados.
- Límites para paneles revestidos por ambos lados.
- Combinación de la resistencia al levantamiento y de corte de paneles diseñados para resistir cargas del viento.

- **Engineering Design in Wood (CSA O86)**

El código canadiense CSA O86 - 2014 proporciona criterios para el diseño estructural y evaluación de estructuras de madera o elementos estructurales. Presenta enfoques racionales para las verificaciones de diseño relacionadas con los estados límite últimos, como la flexión, el corte y el vuelco, así como los estados límite de servicio, como la deformación y la vibración. El CSA O86 también contiene factores de modificación de la fuerza para el comportamiento relacionado con la duración de la carga, los efectos de tamaño, la condición de servicio, la estabilidad lateral, los efectos del sistema, el tratamiento con conservante y retardante al fuego, y la esbeltez [32].

Está escrita en el formato de diseño de estados límite (LSD) y proporciona ecuaciones de resistencia y valores de resistencia específicos para productos de madera estructural, que incluyen: madera

graduada, madera laminada encolada, madera laminada contralaminada (CLT), madera contrachapada no laminada, paneles de madera orientada (OSB), muros de corte de marcos livianos, productos de madera compuesta estructural (SCL), y sus conexiones estructurales [32].

La metodología que ocupan las normas CSA O86 y SDPWS es similar. Sin embargo, cada una posee sus propias tablas de diseño y hacen referencia a los códigos de sus respectivos países [32].

- **Mid- rise Wood-Frame – Construction Handbook, FP Innovations**

Esta guía de diseño ha sido preparada para comprender el diseño y la construcción de edificios de madera de mediana altura en Canadá. Está diseñada para usarse junto con lo dispuesto en la edición 2015 de NBCC, códigos provinciales, CSA Estándar sobre diseño de ingeniería en madera (CSA O86,2014) y complementa las ayudas de diseños existentes, como el Manual de diseño de Madera (CWC,2010) [12].

Esta guía consta de diez capítulos relacionados con el diseño y la construcción de edificios de estructura de madera de mediana altura, los cuales se organizan como se presenta en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 - Capítulos de la guía de diseño Mid- rise Wood- Frame

Capítulo	Resumen
1	Contexto para el diseño, proporcionando una breve historia de la construcción de marcos de madera y el cumplimiento del código
2	Proporciona una breve descripción de los productos, componentes y ensamblajes de madera estructural utilizados en la construcción de marcos de madera
3	Resume las disposiciones adicionales para la construcción de marcos de madera 5 y 6 pisos, además, de proporcionar las vías para el análisis y diseño de la construcción de madera de altura media
4	Presenta los motivos por lo que las vibraciones pueden ser molestas y las consideraciones de diseño para mitigar la respuesta excesiva de la vibración
5	Proporciona orientación para predecir el movimiento vertical en la construcción de marcos de madera
6	Proporciona pautas para el diseño y el detalle de edificios de construcción con estructura de madera de acuerdo con las disposiciones contra incendios incorporadas en el NBCC 2015
7	Proporciona una descripción general del control de ruido
8	Proporciona orientación en el diseño de cerramientos de edificios de construcción de estructura de madera de mediana altura para mayores cargas ambientales
9	Documenta los requisitos de códigos relevantes para los huecos y escaleras de los ascensores, e identifica la elección del material para su construcción
10	Prefabricación

Fuente: Adaptado de [12]

### 3.3. Edificios construidos a lo largo del mundo

En la Tabla 3.8 se resumen los edificios más relevantes construidos a la fecha en el mundo, utilizando estructuras de LTF. Las Figura 3.11 a 3.13 presentan fotos de algunas de dichas construcciones.

Tabla 3.8 - Edificios construidos a la fecha

Nombre	Año de Construcción	N° de Pisos	País
Library Square	2013	6	Canadá
District 03 Condominium	2013	6	Canadá
Vela, Vancouver	2013-2014	4	Canadá
Ardea and Herons Landing	2014	Fase I: 4 pisos Fase II: 5 pisos	Canadá
Hillcrest Village	2015	6	Canadá
La Cité Verte, Bloc C	2015	4	Canadá
Stella Apartments	-	6	Estados Unidos
Edificios de Sewell	1910	4-6	Chile



Figura 3.11 - Library Square [33]



Figura 3.12 - Hillcrest Village [33]



Figura 3.13 – Edificios de Sewell [34]

## Capítulo IV: Descripción del caso en estudio

En este capítulo se presenta el diseño y análisis sísmico de un edificio habitacional de cuatro pisos, cuyo sistema sismorresistente está formado por muros LTF. La altura de los primeros tres pisos es de 3,0 [m], mientras que la del cuarto es de 4,5 [m], resultando en una altura total de 13,5 [m]. Los códigos sísmicos que se utilizaron en el análisis son: NCh 433 [5] y NZS 1170.5 [8], en sus versiones con última modificación en 2012 y 2004, respectivamente.

La altura de entrepiso y el área de las plantas se presentan en la Tabla 4.1. La Figura 4.1 presenta la elevación arquitectónica del edificio junto con la planta arquitectónica original, propuesta en Carradine et al. (2019) [13]. Esta planta fue posteriormente modificada para cumplir con los requisitos estructurales, principalmente determinados por el límite de desplazamientos máximos de entrepiso permitidos por la normativa chilena [5].



Figura 4.1 - Edificio en estudio: (a) Elevación arquitectónica; (b) planta arquitectónica [13]

Tabla 4.1 - Área de las plantas - altura entre piso

Piso	Altura entre piso [m]	Área planta [m <sup>2</sup> ]
4	4,5	176,82
1-3	3,0	176,82

#### 4.1. Sistema Estructural Propuesto

El sistema estructural sismorresistente está conformado por muros estructurados con paneles livianos de madera (LTF), distribuidos en la planta como se muestra en la Figura 4.2.

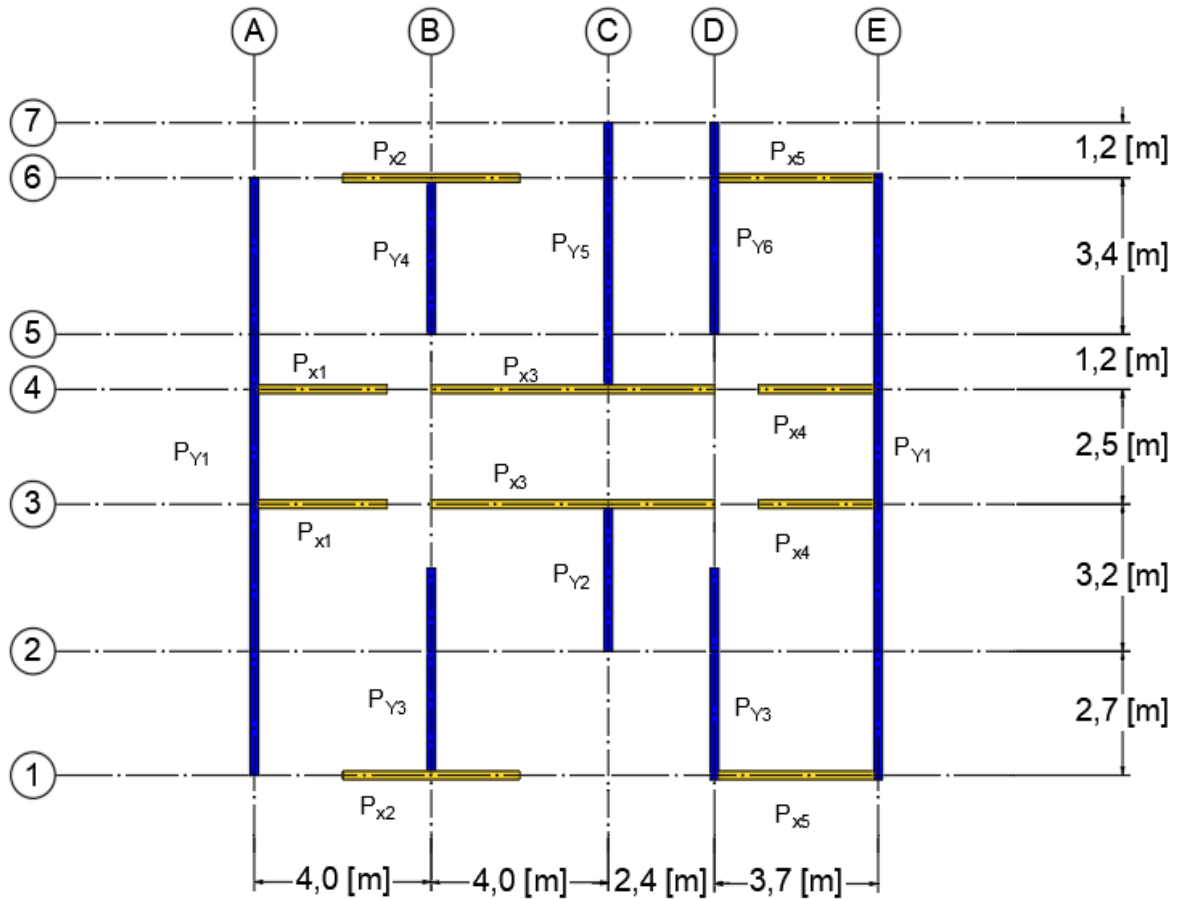


Figura 4.2 - Muros LTF en ambas direcciones de análisis

La Tabla 4.2 y la Tabla 4.3 presentan la longitud de los muros propuestos para ambas direcciones de análisis.

Tabla 4.2 - Muros LTF en dirección X

Muro	Longitud [m]
PX <sub>1</sub>	3,0
PX <sub>2</sub>	4,0
PX <sub>3</sub>	6,4
PX <sub>4</sub>	2,7
PX <sub>5</sub>	3,7

Tabla 4.3 - Muros LTF en dirección Y

Muro	Longitud [m]
Py <sub>1</sub>	13
Py <sub>2</sub>	3,2
Py <sub>3</sub>	4,5
Py <sub>4</sub>	3,4
Py <sub>5</sub>	5,8
Py <sub>6</sub>	4,6

#### 4.2. Configuración de cada muro

La Figura 4.3 muestra los elementos estructurales que forman cada panel. Para cada muro, el largo del muro LTF, varía para cumplir con los requerimientos de estabilidad y deformaciones.

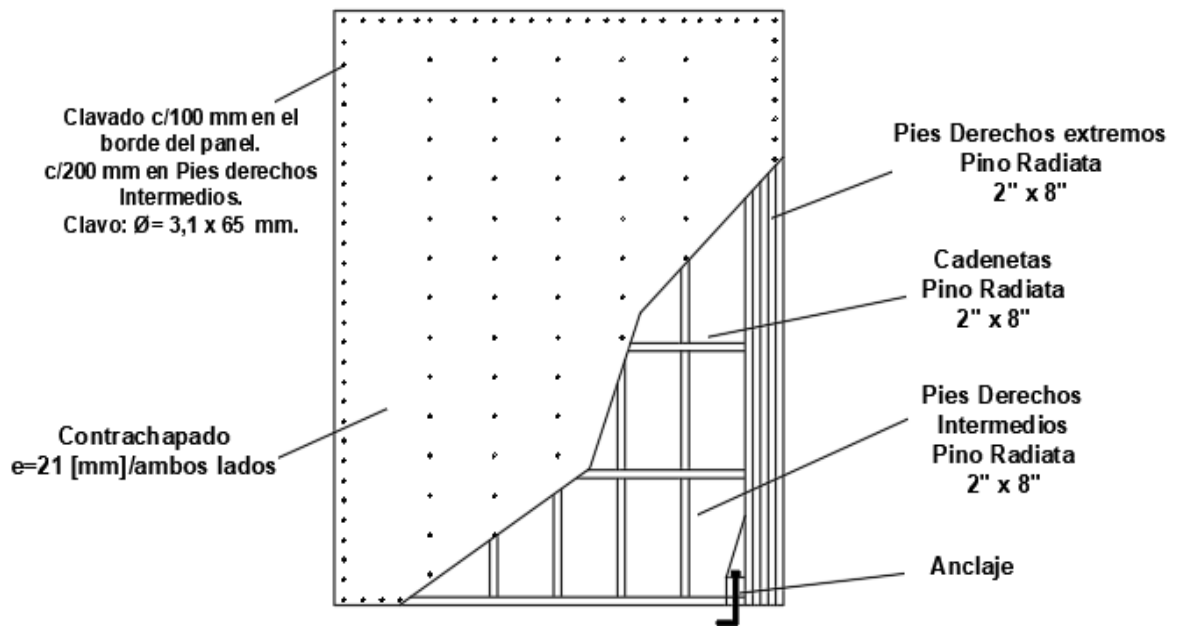


Figura 4.3 - Componentes estructurales de los muros LTF

### 4.3. Envidado de piso

Un fenómeno frecuente en pisos de madera es la vibración que producen las cargas de uso, estas vibraciones son difíciles de describir y de cuantificar debido a que existen diferentes niveles de tolerancia. Las vibraciones son un estado límite de servicio gobernado por pequeños desplazamientos y numerosos factores entre los que se encuentran condiciones de soporte, amortiguamiento, entre otros [12, 13]. El método empleado para determinar el largo de las vigas de piso controladas por vibración fue desarrollado en Canadá. Este procedimiento se presenta para vigas de madera y pisos hechos de paneles de revestimiento de madera contrachapada o similares [12, 13]. De esta manera, la ecuación 1 se puede ocupar para determinar el máximo largo de la viga donde el desempeño de la vibración se puede considerar aceptable.

$$l_v = \frac{(EI_{eff})^{0,284}}{8,22 g_{41}^{0,41} m_L^{0,15}} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

- $l_v$  : Largo de la viga controlado por vibración, m.
- $EI_{eff}$  : Rigidez efectiva del sistema de pisos de vigas en  $\text{Nm}^2$ .
- $m_L$  : Masa por metro lineal del largo de la viga en  $\text{Kg/m}^2$ .
- $g_{41}$  : Factor de modificación de cargas concentradas.

La verificación de la deformación estática considera una carga concentrada ubicada en la mitad del tramo de una viga. Sin embargo, la porción de piso que se extiende en forma perpendicular a las vigas genera una redistribución de cargas hacia las vigas adyacentes. Este efecto se considera en el cálculo del factor  $g_{41}$ , que se estima según la ecuación 2:

$$g_{41} = 0,883 - 0,34 \log \left( \frac{EI_{f,90} l^3}{EI_{vigueta} i^3} + 0,44 \right) \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

- $EI_{viga}$  : Rigidez a flexión de la viga en  $\text{Nm}^2$ .
- $EI_{f,90}$  : Rigidez a flexión del piso perpendicular al tramo de la viga calculado sobre el tramo de la viga completa en  $\text{Nm}^2$ .
- $l$  : Largo de la viga en m.
- $i$  : Espaciamiento de las vigas en m.

La rigidez efectiva del sistema de piso es calculada como:

$$EI_{eff} = EI'_{viga} + EI_f + EA_{viga} a_{viga} + \gamma EA_f a_f \quad (\text{Ec. 3})$$

---

<sup>2</sup> Consiste en el peso propio de la viga y el piso basado en una sección de viga con un ancho,  $s$ , igual al espacio de la viga.

Donde:

- $EI'_{viga}$  : Rigidez a flexión aparente de la viga, incluida la rigidez al corte.
- $EI_f$  : Rigidez a flexión del piso paralela al tramo de la viga en  $Nm^2$ .
- $EA_f$  : Rigidez axial del piso paralela al tramo de la viga en N.
- $EA_{viga}$  : Rigidez axial de la viga en N.
- $\Gamma$  : Coeficiente que toma en cuenta la acción compuesta de las vigas.
- $a_f$  : Distancia entre el centroide del piso y el centroide del sistema de piso en m.
- $a_{viga}$  : Distancia entre el centroide de la viga y el centroide del sistema de piso en m.

La rigidez a flexión descontada la viga puede ser calculada como:

$$EI'_{viga} = \left[ \frac{1}{EI_{viga}} \left( 1 + \frac{48f_s EI_{viga}}{5GA l^2} \right) \right]^{-1} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

- $G$  : Rigidez al corte de la viga en  $N/m^2$ .
- $A$  : Área de la sección transversal de la viga en  $m^2$ .
- $f_s$  : Factor de forma de corte.

El coeficiente  $\gamma$ , que representa la flexibilidad entre el piso y la viga, se calcula como:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EA_f s}{K l_f^2}} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

- $s$  : Espaciamiento de las conexiones del piso en m.
- $K$  : Módulo de deslizamiento de las conexiones del piso.
- $l_f$  : Distancia entre empalmes de madera contrachapada paralela a la dirección de la viga en m.

El procedimiento descrito anteriormente ha sido aplicado a los siguientes tramos de viga de LVL en condiciones secas. Para este trabajo se escoge una sección de LVL de 300 x 45 mm espaciada a 600 mm, ya que se ajusta al largo máximo de viga requerido en el trabajo. La Tabla 4.4 muestra los largos máximos dependiendo de la sección de LVL a utilizar.

Tabla 4.4 - Control de vibración en vigas de LVL – Largo máximo y según separaciones máximas de vigas

Vigas [mm]	Largos máximos [m]		
	Separación 400 [mm]	Separación 450 [mm]	Separación 600 [mm]
150 x 45	2,65	2,55	2,40
170 x 45	2,90	2,85	2,65
200 x 45	3,35	3,25	3,05
240 x 45	3,85	3,75	3,55
300 x 45	4,60	4,45	4,25
360 x 45	5,30	5,15	4,90
400 x 45	5,75	5,60	5,30

Fuente: Tomado de [13]

En la Figura 4.4 se presenta la geometría y distribución de los componentes que conforman el envigado de piso.

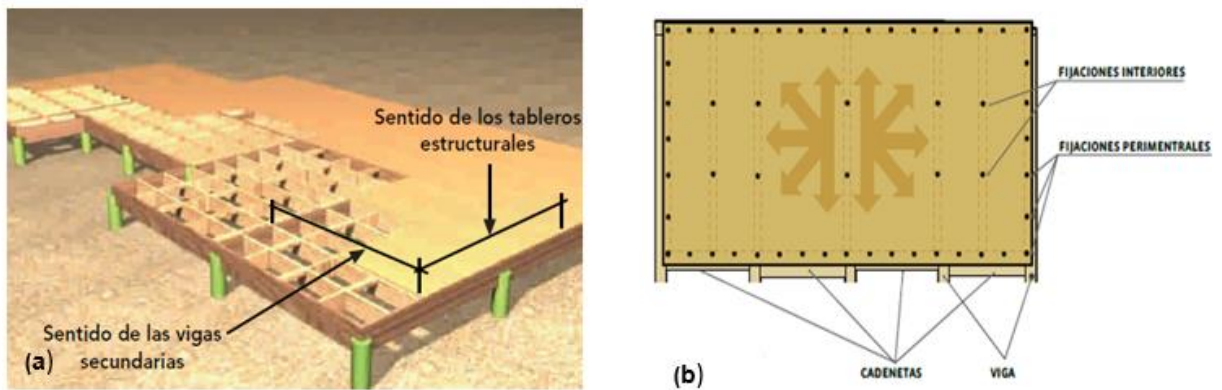


Figura 4.4 - Envigado de piso: (a) distribución de tableros y vigas [17]; (b) distribución de conexiones [17]

#### 4.4. Materiales

##### 4.4.1. Elementos de madera que forman el marco, pies derechos verticales y soleras horizontales.

En el presente trabajo se utilizará pino radiata de Grado G1 como madera estructural para formar la estructura de los muros LTF. La Tabla 4.5 muestra las propiedades de pino radiata considerado.

Tabla 4.5 - Propiedades: pino radiata (G1)

Densidad Característica ( $\rho'$ ) [kg/m <sup>3</sup> ]	Flexión ( $f_b'$ ) [MPa]	Compresión paralela al grano ( $f_c'$ ) [MPa]	Compresión normal al grano ( $f_{cn}$ ) [MPa]	Módulo de Elasticidad promedio ( $E'$ ) [MPa]
550	7,5	5,0	2,5	10000

Fuente: Adaptado de [9]

##### 4.4.2. Panel Estructural: Contrachapado

La plancha estructural utilizada para revestir los muros LTF es un contrachapado de Grado estructural F8<sup>3</sup>, ubicada en ambas caras del muro. Para el revestimiento de piso, se ocupó un contrachapado de Grado estructural F11. Las propiedades de ambos contrachapados se presentan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 - Propiedades: paneles estructurales

Grado Estructural	Espesor [mm]	Densidad Característica [kg/m <sup>3</sup> ]	Flexión ( $f_b'$ ) [MPa]	Tensión ( $f_t'$ ) [MPa]	Corte ( $f_s'$ ) [MPa]	Módulo de Elasticidad ( $E'$ ) [MPa]	Módulo de Rigidez ( $G'$ ) [MPa]
F8	21	500	25	15	4,2	9100	455
F11	18	500	31	18	4,5	10500	525

Fuente: Adaptado de [15]

##### 4.4.3. Madera Estructural: LVL

Para el envigado de piso se utilizará madera LVL, cuyas propiedades se presentan en la Tabla 4.7.

<sup>3</sup> Se utiliza el grado estructural F8 y F11, los cuales corresponden a una clasificación según la normativa extranjera NZS1720.1 [15], ya que esta proporciona las tensiones de trabajo requeridas para el análisis del edificio de estudio.

Tabla 4.7 - Propiedades: LVL

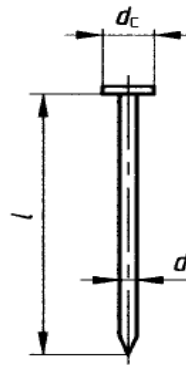
Densidad de diseño [kg/m <sup>3</sup> ]	Compresión paralela al grano ( $f_c'$ ) [MPa]	Tensión paralela al grano ( $f_t'$ ) [MPa]	Módulo de Elasticidad promedio ( $E'$ ) [MPa]
600	38	25	13200

Fuente: Adoptado de [15]

#### 4.4.4. Conexiones

##### 4.4.4.1. Clavos

En la conexión entre los pies derechos y el contrachapado se utilizaron clavos de 3,15 mm de diámetro y 65 mm de largo ( $\phi$  3,15 x 65 mm) [35]. Sus características se presentan en la Tabla 4.8. El parámetro que determinó la elección del clavo fue el diámetro de cabeza, ya que esta determina la capacidad de diseño a corte que posee el conector dentro de los paneles. El clavo pertenece al grupo de clasificación JD5 [15], según la Norma NZS 1720.1 [15].



**Tipo A**  
Cabeza plana  
circular

Figura 4.5 - Geometría clavo [35]

Tabla 4.8 - Características mecánicas

Designación l x d [mm]	Largo l [mm]	Diámetro d [mm]	Resistencia al corte [Tonf]
65 x 3,10	65 ± 3,1	3,1 ± 0,05	0,06936

Fuente: Adoptado de [35]

#### 4.4.4.2. Anclaje

Las propiedades del anclaje utilizado para este trabajo se obtuvieron de la referencia [36], donde se evalúan cinco mecanismos de falla de muros de madera hechos de madera contrachapada (CLT), con su respectivo anclaje. El objetivo de dichas pruebas fue obtener el momento último resistente provisto por el muro, junto con establecer las propiedades mecánicas del anclaje. A pesar de que las pruebas fueron realizadas en muros de CLT, dada los escasos de información sobre anclajes de la envergadura requerida para los muros LTF considerados en este trabajo, dicho anclaje se considera apropiado y útil para ser utilizado en su diseño. De hecho, dado que el número de pies derechos concentrados en los extremos de los paneles es alto, esta porción del panel puede ser asimilada al extremo de un muro de CLT. Las pruebas experimentales indicaron una rigidez del anclaje  $k_{ser} = 4280$  [kN/m], y una fuerza de fluencia  $F_y = 40,31$  [kN]. El prototipo de anclaje utilizado se presenta en la Figura 4.6.

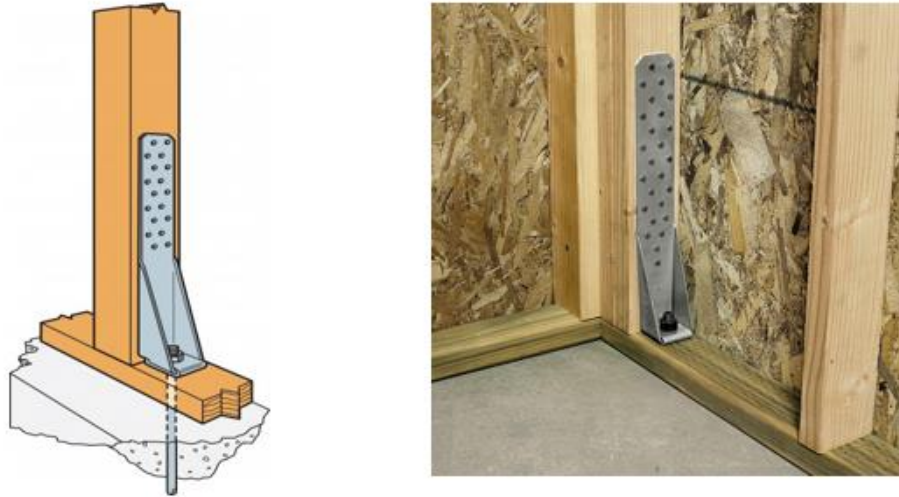


Figura 4.6 - Anclaje de pies derechos extremos [37]

Cabe mencionar que la flexibilidad que proporcionan los anclajes debe ser incluido dentro de la rigidez a flexión equivalente de los muros LTF. Además, dicho aporte se hace fundamental para cumplir con los desplazamientos máximos permitidos por la normativa chilena [5], como se verá más adelante.

## Capítulo V: Propiedades Equivalentes de los Muros LTF

Para realizar el análisis sísmico del edificio utilizando un programa de elementos finitos, es necesario obtener las propiedades equivalentes de los muros LTF y del envidado de piso. Para obtener dichas propiedades se hace fundamental la configuración que adopta cada panel, es decir, cantidad de: (1) pies derechos; (2) planchas de contrachapado y (3) anclaje (ver Figura 4.3).

Las propiedades equivalentes de los muros LTF definidas a continuación se basan en lo propuesto por Newfield et al. [38] y Carradine et al. [13].

### 5.1. Dimensiones equivalentes del panel LTF

Actualmente, sólo Newfield et al. (2013) [38] y Carradine et al. (2019) [13] proporcionan una guía sobre cómo obtener las propiedades elásticas de los paneles. Ambas metodologías obtienen las propiedades elásticas de un panel con un espesor equivalente,  $t_{eq}$ , longitud,  $l_{eq}$  y propiedades mecánicas equivalente,  $G_{eq}$  y  $E_{eq}$ , a partir de las características del área de los postes extremos, el espesor de los paneles de revestimiento, la configuración y rigidez de las conexiones y la deformación perpendicular a las fibras de la viga inferior que soporta los postes extremos (solera). Tomando en cuenta los aspectos de ambas metodologías, en este trabajo se presenta una formulación mucho más simple y directa de las propiedades equivalentes de los muros LTF.

Se relaciona la inercia de la sección equivalente del panel LTF con las áreas transformadas que, utilizando el módulo de elasticidad de la madera  $E_0$ , provean rigidez en compresión y tracción en los extremos, incluyendo los siguientes efectos:

1. Flexión de los pies derechos extremos tanto en tensión como en compresión.
2. Flexibilidad del anclaje.
3. Flexibilidad perpendicular a la fibra de la solera de amarre que soporta los pies derechos extremos.

A continuación, se presenta la formulación del  $t_{eq}$  propuesto. La Figura 5.1, presenta la sección de un muro LTF, cuya inercia equivalente ( $I_{eq}$ ) está dada por:

$$I_{eq} = \frac{t_{eq} l_t^3}{12} \quad (\text{Ec. 6})$$

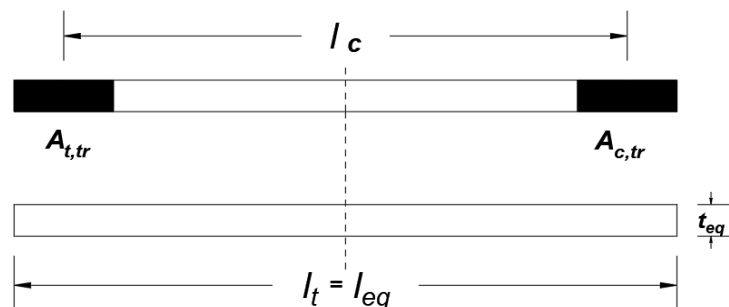


Figura 5.1 - Sección - muro LTF y elemento equivalente

El cálculo de las áreas transformadas se presenta a continuación:

- **Acortamiento total de los pies derechos extremos en compresión ( $\Delta_c$ ):**

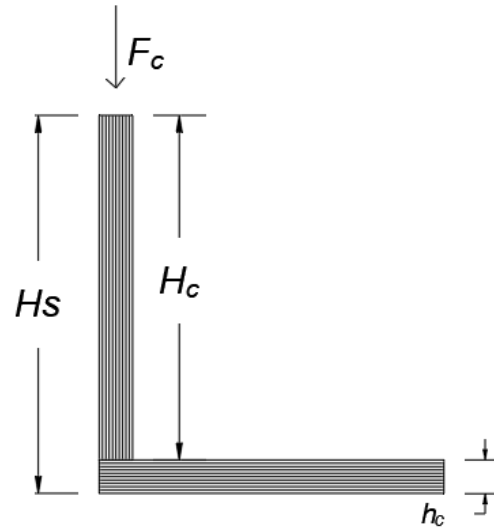


Figura 5.2 - Diagrama de cuerpo libre - compresión

Según la Figura 5.2, el acortamiento total de los pies derechos extremos viene dado por:

$$\Delta_c = \frac{F_c H_c}{E_0 A_c} + \frac{F_c h_c}{E_{90} A_c} \quad (\text{Ec. 7})$$

Según Newfield [38], por definición se tiene:

$$\Delta_c = \frac{F_c H_s}{E_0 A_{c,tr}} \quad (\text{Ec. 8})$$

Igualando las ecuaciones (7) y (8), se obtiene el área a compresión transformada ( $A_{c,tr}$ ):

$$A_{c,tr} = \frac{H_s E_{90} A_c}{(H_c E_{90} + h_c E_0)} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

- $H_s$  : Altura total del muro.
- $E_{90}$ : Módulo de elasticidad perpendicular a las fibras.
- $h_c$  : Altura de la sección transversal del pie derecho.
- $E_0$  : Módulo de elasticidad paralelo a las fibras.

- **Alargamiento total de los pies derechos extremos en tensión ( $\Delta_t$ ):**

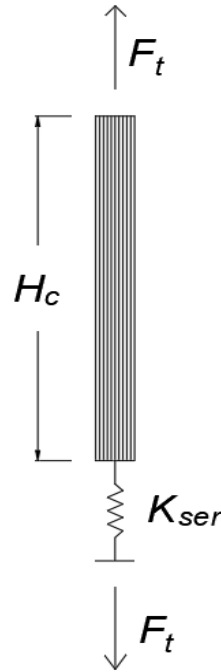


Figura 5.3 - Diagrama de cuerpo libre - tensión

Según la Figura 5.3, el alargamiento total de los pies derechos extremos viene dado por:

$$\Delta_t = \frac{F_t H_c}{A_t E_0} + \frac{F_t}{K_{ser}} \quad (\text{Ec. 10})$$

Según Newfield [38], por definición se tiene:

$$\Delta_t = \frac{F_t H_c}{A_{t,tr} E_0} \quad (\text{Ec. 11})$$

Igualando las ecuaciones (10) y (11), se obtiene el área a tensión transformada ( $A_{t,tr}$ ):

$$A_{t,tr} = \frac{H_c A_t K_{ser}}{(H_c K_{ser} + E_0 A_t)} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

- $H_c$ : Altura total del muro.
- $A_t$ : Área del pie derecho.
- $K_{ser}$ : Rigidez del anclaje<sup>4</sup>.
- $E_0$ : Módulo de elasticidad paralelo a las fibras.

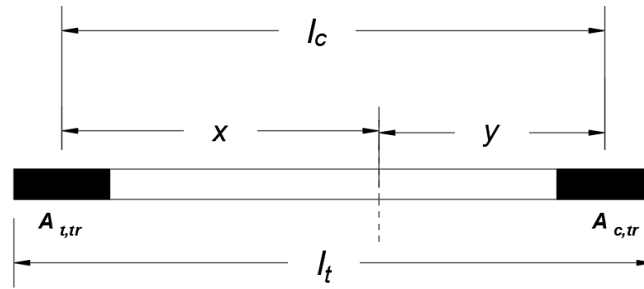


Figura 5.4 - Sección muro LTF - áreas transformadas

Para obtener la inercia transformada, primero se calcula las distancias  $x$  e  $y$  en términos de  $A_{c,tr}$  y  $A_{t,tr}$ :

$$x = \frac{A_{c,tr} l_c}{(A_{c,tr} + A_{t,tr})} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$y = x \frac{A_{t,tr}}{A_{c,tr}} = \frac{l_c A_{t,tr}}{(A_{c,tr} + A_{t,tr})} \quad (\text{Ec. 14})$$

De esta manera, la inercia transformada ( $I_{tr}$ ) queda dada por:

$$I_{tr} = A_{t,tr} x^2 + A_{c,tr} (l_c - x)^2 \quad (\text{Ec. 15})$$

$$I_{tr} = A_{t,tr} \left( \frac{A_{c,tr} l_c}{(A_{c,tr} + A_{t,tr})} \right)^2 + A_{c,tr} \left( \frac{A_{t,tr} l_c}{(A_{c,tr} + A_{t,tr})} \right)^2 \quad (\text{Ec. 16})$$

<sup>4</sup> El valor de  $K_{ser}$  es la suma del número de anclajes que posea cada muro.

$$I_{tr} = \frac{l_c^2 A_{t,tr} A_{c,tr}}{(A_{t,tr} + A_{c,tr})} \quad (\text{Ec. 17})$$

Igualando la inercia equivalente de la sección del muro LTF con la inercia transformada, que resulta de obtener el área equivalente tanto en tracción como a compresión, el espesor equivalente se puede escribir como en la ecuación 18:

$$t_{eq} = \frac{12l_c^2}{l_T^3} \left[ \frac{A_{t,tr} A_{c,tr}}{(A_{t,tr} + A_{c,tr})} \right] \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

- $l_c$  : Distancia entre los pies derechos de los extremos.
- $l_t$  : Largo total del muro.
- $A_{t,tr}$ : Área en tensión transformada.
- $A_{c,tr}$ : Área en compresión transformada.

#### 5.1.1. Módulo de Elasticidad Equivalente, $E_{eq}$

En este trabajo se consideró un módulo de elasticidad en el sentido de la dirección de las fibras ( $E_0$ ) de los pies derechos  $E_0 = 10000$  [MPa] [9]. El módulo de elasticidad en la dirección perpendicular a la de las fibras ( $E_{90}$ ) se consideró como  $E_{90} = 1000$  [MPa].

El módulo de elasticidad del material equivalente asignado a todo muro se considera fijo e igual a  $E_0$ , es decir,  $E_{eq} = E_0$ , por definición. Este es el valor adoptado por Newfield et al. (2013) [38] en su procedimiento. En Carradine et al. (2019) [13], por otro lado, se utiliza  $E_{eq} \neq E_0$ , pero se calcula el espesor equivalente de una forma distinta a la de Newfield (2013), adoptada en este trabajo, como se verá más adelante.

#### 5.1.2. Módulo de Corte Equivalente, $G_{eq}$

El módulo de corte del elemento membrana equivalente,  $G_{eq}$ , incluye la rigidez en corte de las planchas de revestimiento y la flexibilidad que proporcionan las conexiones entre dichas planchas y el marco de madera que revisten [13].

Tanto Newfield et al. (2013) [38] como Carradine et al. (2019) [13] proponen fórmulas que incluyen ambos efectos bajo la misma lógica. Sin embargo, Carradine et al. (2019) incluyen explícitamente la flexibilidad de la conexión mediante el parámetro  $K_{ser}$ .

La expresión para módulo de corte equivalente según Newfield (2013) [38], se presenta en la ecuación 19:

$$G_p = \frac{1,2}{t_{eq} \left( \frac{1}{B_V} + 0,0025 \frac{e_n s}{V_n} \right)} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

- $G_p$  : Módulo de Corte Equivalente.
- $t_{eq}$  : Espesor del contrachapado.
- $B_V$  : Rigidez a corte del panel.
- $e_n$  : Deformación de la conexión por cortante.
- $s$  : Espaciamiento de las conexiones.
- $V_n$  : Fuerza de corte en los paneles.

Dentro de los parámetros que se necesitan en la ecuación 19, la definición del parámetro  $V_n$  dificulta la obtención del módulo de corte equivalente, ya que este parámetro necesita de un prediseño del edificio en estudio, y por lo tanto requiere un proceso iterativo. Por esta razón, en el desarrollo de este trabajo se considera la expresión de  $G_{eq}$  propuesta por Carradine et al. [13], presentada en la ecuación 20, donde  $t_{eq}$  corresponde al espesor equivalente obtenido mediante el método de áreas transformadas descrito anteriormente.

$$G_{eq} = \frac{1}{t_{eq}} \left[ \frac{1,2}{\frac{1}{Gd} + \frac{2s}{K_{ser}lh} [(1+n) * l + (1+m) * h]} \right] \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

- $G_{eq}$  : Módulo de Corte Equivalente.
- $G$  : Módulo de Corte del panel estructural.
- $t_{eq}$  : Espesor equivalente del muro.
- $h$  : Altura del muro.
- $d$  : Espesor del panel estructural <sup>5</sup>.
- $l$  : Largo del muro.
- $s$  : Espaciamiento de las conexiones.
- $K_{ser}$  : Módulo de deslizamiento de la conexión.
- $n$  : Número de juntas horizontales en el panel.
- $m$  : Número de juntas verticales en el panel.

<sup>5</sup> En caso de que el muro se encuentre doblemente revestido, este debe ser la suma de ambos espesores.

El número de juntas horizontales ( $n$ ) y verticales ( $m$ ) depende del tamaño del contrachapado. En este trabajo se utilizaron planchas de 1,2 x 2,44 m.

Para obtener el valor del Módulo de Deslizamiento de la conexión ( $K_{ser}$ ), se consideró la fórmula del Eurocódigo5 [39], presentada en la ecuación 21, apropiada para clavos sin pre-perforación usados para conectar madera a madera y/o panel estructural a madera.

$$K_{ser} \left[ \frac{N}{mm} \right] = \frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{30} \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

- $\rho_m$  : densidades de los elementos a unir en kg/m<sup>3</sup>.
- $d$  : diámetro de la conexión en mm.

Como las densidades de los elementos a unir son diferentes, la densidad  $\rho_m$  en la ecuación 20 debe ser calculada como:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} * \rho_{m2}} \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

- $\rho_{m1}$  : densidad de los pies derechos en kg/m<sup>3</sup>.
- $\rho_{m2}$  : densidad del contrachapado en kg/m<sup>3</sup>.

Como las densidades de los elementos a unir son diferentes, la densidad  $\rho_m$  en la ecuación 20 debe ser calculada como:

## 5.2. Propiedades equivalentes del envigado de piso

Las propiedades equivalentes del entramado de piso se basan en las consideraciones tomadas por Carradine et al. [13].

### 5.2.1. Módulo de Elasticidad Equivalente, $E_{eq}$

Para el entramado de piso se consideró el módulo de elasticidad del LVL, cuyo valor es de 13200 [MPa] [15].

### 5.2.2. Módulo de Corte Equivalente, $G_{eq}$

Teniendo en cuenta que la altura del diafragma no varía en los pisos y que las conexiones del panel son la principal fuente de flexibilidad dentro del diafragma, se emplea el método: "The Truss Analogy", el cual propone discretizar los paneles de piso mediante diagonales equivalentes [40].

De esta manera la rigidez a corte del piso puede ser calculada como sigue [40]:

$$G_{ef} = \frac{1}{t} \frac{1}{\left[ \frac{1}{Gt} + \frac{s}{k_{ser\parallel}} \left( \frac{c1}{b} + \frac{c2}{h} \right) \right]} \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

- $G_{ef}$  : Módulo de corte equivalente del panel.
- $t$  : Espesor del panel de revestimiento.
- $G$  : Módulo de corte del panel de revestimiento.
- $s$  : Espaciamiento de las conexiones.
- $k_{ser\parallel}$  : Módulo de deslizamiento del conector paralelo al borde del panel.
- $b$  : Ancho del panel.
- $h$  : Altura del panel.
- $c1$  : Número de líneas de sujetadores entre paneles adyacentes a lo largo de la altura del panel de revestimiento  $h$ .
- $c2$  : Número de líneas de sujetadores entre paneles adyacentes a lo largo de la longitud del panel de revestimiento  $b$ .

En diafragmas de muros LTF, los paneles de revestimiento están conectados entre sí a través de los elementos de estructura, lo que requiere una línea de sujetadores para cada panel y, por lo tanto, resulta en  $c1 = c2 = 2$  [40].

Dado que la demanda de carga en los clavos cambia a lo largo de la longitud del diafragma, es necesario derivar una rigidez lineal  $K_{ser\parallel}$ , que puede ser tomada como la rigidez secante de la curva carga-desplazamiento del clavo, para un desplazamiento de 0,5 mm [10, 15].

Según NZS 1720.1 [15], para deformaciones del clavo entre 0 y 0,5 mm, la deformación promedio se puede determinar de la siguiente manera:

$$\delta = \frac{0,8 k_{37} F^2}{n_{\alpha,y}^2} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

- $k_{37}$ : Factor de deformación del clavo.
- $F$  : Demanda de carga del clavo en N.
- $n_{\alpha,y}$ : Resistencia de fluencia del clavo a corto plazo en N.

Considerando  $\delta = 0,5$  mm, se determina la fuerza que genera dicha deformación mediante la ecuación 25. De esta forma, la rigidez lineal es determinada como [10, 15]:

$$K_{ser\parallel} = \frac{F(0,5)}{0,5} = \sqrt{\frac{n_{\alpha,y}^2}{k_{37} * 0,8 * 0,5}} \quad (\text{Ec. 25})$$

## Capítulo VI: Análisis Modal Espectral

Se realizó un análisis modal espectral de la estructura utilizando el programa de elementos finitos ETABS v16.2 [41]. Se siguieron los requisitos establecidos en la Norma Chilena NCh433Of96 modificada en 2012 (es decir, incluyendo los requisitos del Decreto Supremo DS61 [42] y la Norma Neozelandesa NZS1170.5:2004 [8]).

### 6.1. Modelo de análisis

Se construyó un modelo de elementos finitos elásticos en el programa Etabs. Los muros se incluyeron en el modelo como elementos tipo “Shell - Thin”. El espesor de cada muro implementado en el programa corresponde al espesor equivalente obtenido según el procedimiento propuesto en este trabajo, que hace uso del concepto de “áreas transformadas”. A cada elemento se le asignó un material ortotrópico definido con las propiedades elásticas equivalentes del panel, es decir  $E_0$  y  $G_{eq}$ .

En el programa, el material ortotrópico se asigna al momento de definir la simetría direccional del material, donde el módulo de elasticidad y de corte toma la misma magnitud en las tres direcciones de análisis.

Las losas de piso se modelaron con elementos “Shell – Thin” y con un material ortotrópico definido con las propiedades equivalentes mencionadas anteriormente. El espesor se consideró tomando la altura de la sección transversal de LVL, igual a 0,3 m.

Se consideró un diafragma rígido en cada nivel de piso. Se supuso que todos los elementos verticales se encuentran empotrados a nivel basal. El peso propio de los muros fue incorporado automáticamente por el programa.

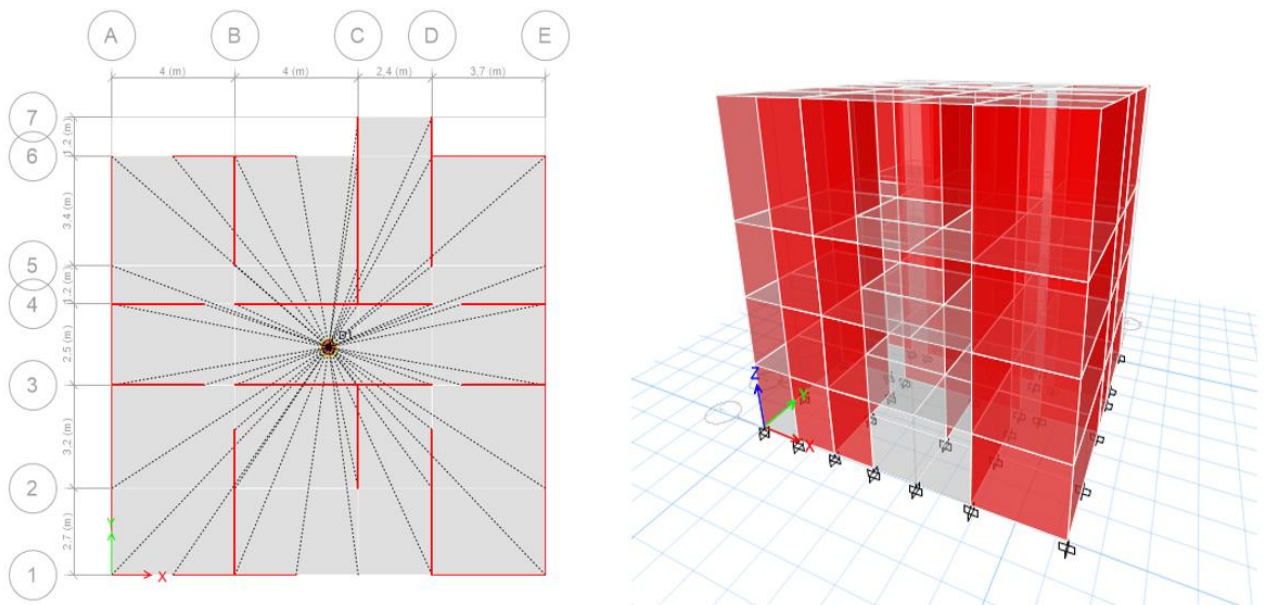


Figura 6.1 - Modelo de análisis 3D

## 6.2. Modelo de análisis - normativa Chilena

### 6.2.1. Cargas gravitacionales y peso sísmico

En todos los pisos excepto el techo, se utilizó la sobrecarga de uso establecida en la Norma Chilena NCh1537Of.2009 [43], Tabla 3 “Sobrecarga de uso uniformemente distribuidas para pisos” (ver Tabla 6.1).

Tabla 6.1 - Extracto tabla de sobrecarga de uso NCh1537Of.2009

Tipo de Edificio	Descripción de Uso	Sobrecarga de Uso [kgf/m <sup>2</sup> ]
Viviendas	Buhardillas no habitacionales	100
	Áreas de uso general	200
	Balcones, terrazas y escaleras	250

Fuente: Adaptado de [43]

Para los techos se consideró una sobrecarga de uso de 100 kg/m<sup>2</sup>, uniformemente distribuida sobre la proyección horizontal de la superficie.

Para el cálculo del peso sísmico del edificio se consideró el total del peso propio ( $P_{PP}$ ) y un 25% de la sobrecarga de uso ( $P_{sc}$ ).

$$P_{sismico} = P_{PP} + 0,25 P_{SC} \quad (\text{Ec. 2})$$

### 6.2.2. Combinaciones de carga

Según la Norma Chilena NCh3171Of.2010 [44], las combinaciones de carga para el análisis son las siguientes:

Tabla 6.2 - Combinaciones de carga según NCh3171Of.2010

Combinación 1	$1,2 D + 1,6 L$
Combinación 2	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,4 E_x$
Combinación 3	$0,9 D \pm 1,4 E_x$
Combinación 4	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,4 E_y$
Combinación 5	$0,9 D \pm 1,4 E_y$

Fuente: Adaptado de [44]

Donde:

- $D$ : Carga Permanente.
- $L$ : Carga Viva.
- $E_x$ : Sismo en dirección x.
- $E_y$ : Sismo en dirección y.

### 6.3. Modelo de análisis – normativa Neozelandesa

#### 6.3.1. Cargas gravitacionales y peso sísmico

Según la Norma NZS - 1170.1 [45], Tabla 3.1 “Reference Values of imposed floor actions”, la sobrecarga de uso para el edificio es de 1,5 [kPa]. Para los techos según Tabla 3.2 “Reference values of roof actions” [45], la sobrecarga de uso para el techo es de 1,5 [kPa], uniformemente distribuida sobre la proyección horizontal de la superficie.

Para el cálculo del peso sísmico del edificio se consideró un 30% de la sobrecarga de uso y el total del peso propio [8].

$$P_{sismico} = P_{PP} + 0,3 P_{SC} \quad (\text{Ec. 3})$$

#### 6.3.2. Combinaciones de carga.

Según NZS 1170.0 [46], las combinaciones de carga para el análisis son las siguientes:

Tabla 6.3 - Combinaciones de carga según NZS - 1170.0

Combinación 1	$1,2 D + 1,5 L$
Combinación 2	$1,2 D + 1,5 \psi_l L$
Combinación 3	$D \pm E_x + \psi_E L$
Combinación 4	$D \pm E_y + \psi_E L$

Fuente: Adaptado de [46]

Donde:

- $D$ : Carga Permanente.
- $L$ : Carga Viva.
- $E_x$ : Sismo en dirección x.
- $E_y$ : Sismo en dirección y.
- $\psi_E$ : Factor para determinar los valores cuasi permanentes (a largo plazo) de las acciones.
- $\psi_l$ : Factor combinado para acciones sísmicas.

Los factores  $\psi_l$  y  $\psi_E$ , fueron considerados con los siguientes valores:

Tabla 6.4 - Factores para combinaciones de carga

$\psi_l$	0,4
$\psi_E$	0,4

Fuente: Adaptado de [46]

## 6.4. Dimensiones de los muros LTF

En esta sección se presenta la configuración final que se obtuvo para cada muro LTF del edificio en estudio junto con las propiedades equivalentes consideradas en el modelo de análisis, desarrollado en el programa de elementos finitos ETABS v16.2 [41].

### 6.4.1. Configuración de los muros LTF

Luego de un proceso iterativo, se obtuvo la configuración final de cada muro LTF para ambas direcciones de análisis. Dicha configuración se presenta a continuación:

- **Pisos 1-2-3:**
  - Altura de piso: 3 [m].
  - Separación de pies derechos intermedios: 0,3 [m].
  - Separación de cadenas: 0,6 [m].
  - Espesor físico: 0,19 [m].

La Tabla 6.5 y la Tabla 6.6 presentan la configuración de cada muro LTF en las dos direcciones de análisis, para los tres primeros pisos del edificio.

Tabla 6.5 - Configuración muros dirección X

Muro	Largo [m]	N° pies derechos intermedios	N° pies derechos en cada extremo	N° pies derechos total
PX <sub>1</sub>	3,0	7	10	27
PX <sub>2</sub>	4,0	9	15	39
PX <sub>3</sub>	6,4	16	20	56
PX <sub>4</sub>	2,7	6	10	26
PX <sub>5</sub>	3,7	8	15	38

Tabla 6.6 - Configuración muros dirección Y

Muro	Largo [m]	N° pies derechos intermedios	N° pies derechos en cada extremo	N° pies derechos total
Py <sub>1</sub>	13	38	20	78
Py <sub>2</sub>	3,2	7	12	31
Py <sub>3</sub>	4,5	11	15	41
Py <sub>4</sub>	3,4	8	12	32
Py <sub>5</sub>	5,8	15	15	45
Py <sub>6</sub>	4,6	12	13	38

▪ **Piso 4:**

- Altura de piso: 4,5 [m].
- Separación de pies derechos intermedios: 0,3 [m].
- Separación de cadenetas: 0,6 [m].
- Espesor físico: 0,19 [m].

La Tabla 6.7 y la Tabla 6.8 presentan la configuración de cada muro LTF en las dos direcciones de análisis, para el cuarto piso del edificio.

Tabla 6.7 - Configuración muros dirección X

Muro	Largo [m]	N° pies derechos intermedios	N° pies derechos en cada extremo	N° pies derechos total
PX <sub>1</sub>	3,0	7	10	27
PX <sub>2</sub>	4,0	9	15	39
PX <sub>3</sub>	6,4	16	20	56
PX <sub>4</sub>	2,7	6	10	26
PX <sub>5</sub>	3,7	8	15	38

Tabla 6.8 - Configuración muros dirección Y

Muro	Largo [m]	N° pies derechos intermedios	N° pies derechos en cada extremo	N° pies derechos total
Py <sub>1</sub>	13	38	20	78
Py <sub>2</sub>	3,2	7	12	31
Py <sub>3</sub>	4,5	11	15	41
Py <sub>4</sub>	3,4	8	12	32
Py <sub>5</sub>	5,8	15	15	45
Py <sub>6</sub>	4,6	12	13	38

Las Tablas 6.9 y 6.10 presentan el número de anclajes utilizados para cada muro LTF, considerando ambas direcciones de análisis.

Tabla 6.9 - N° de anclajes muros en X

Muro	Largo [m]	N° de anclajes
PX <sub>1</sub>	3,0	4
PX <sub>2</sub>	4,0	4
PX <sub>3</sub>	6,4	6
PX <sub>4</sub>	2,7	2
PX <sub>5</sub>	3,7	4

Tabla 6.10 - N° de anclajes muros en Y

Muro	Largo [m]	N° de anclajes
Py <sub>1</sub>	13	6
Py <sub>2</sub>	3,2	2
Py <sub>3</sub>	4,5	4
Py <sub>4</sub>	3,4	4
Py <sub>5</sub>	5,8	4
Py <sub>6</sub>	4,6	4

#### 6.4.2. Propiedades equivalentes de los muros LTF y del envigado de piso

Luego de aplicar el procedimiento descrito en el Capítulo cinco, a continuación, se dan a conocer las propiedades equivalentes de los muros LTF y del envigado de piso.

La Tabla 6.11 y la Tabla 6.12 presentan las propiedades equivalentes para los muros LTF correspondientes a los primeros tres pisos del edificio en estudio.

Tabla 6.11 - Propiedades equivalentes muros en dirección Y - pisos 1,2,3

Muro	Largo [m]	H [m]	$E_{eq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,3}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
PY <sub>1</sub>	13	3,0	10000	224869	425688	425688
PY <sub>2</sub>	3,2	3,0	10000	386470	748831	748831
PY <sub>3</sub>	4,5	3,0	10000	252896	481461	481461
PY <sub>4</sub>	3,4	3,0	10000	212194	399468	399468
PY <sub>5</sub>	5,8	3,0	10000	275061	523658	523658
PY <sub>6</sub>	4,6	3,0	10000	248374	469578	469578

Tabla 6.12 - Propiedades equivalentes muros en dirección X - pisos 1,2,3

Muro	Largo [m]	H [m]	$E_{eq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,3}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Px <sub>1</sub>	3,0	3,0	10000	189980	353801	353801
Px <sub>2</sub>	4,0	3,0	10000	248082	472296	472296
Px <sub>3</sub>	6,4	3,0	10000	205059	388187	388187
Px <sub>4</sub>	2,7	3,0	10000	329832	635277	635277
Px <sub>5</sub>	3,7	3,0	10000	240950	458718	458718

La Tabla 6.13 y la Tabla 6.14 presentan las propiedades equivalentes de los muros LTF correspondientes al cuarto piso del edificio en estudio.

Tabla 6.13 - Propiedades equivalentes muros en dirección Y - piso 4

Muro	Largo [m]	H [m]	$E_{eq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,4}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
PY <sub>1</sub>	13	4,5	10000	414362
PY <sub>2</sub>	3,2	4,5	10000	619709
PY <sub>3</sub>	4,5	4,5	10000	421935
PY <sub>4</sub>	3,4	4,5	10000	338270
PY <sub>5</sub>	5,8	4,5	10000	474071
PY <sub>6</sub>	4,6	4,5	10000	414159

Tabla 6.14 - Propiedades equivalentes muros en dirección Y - piso 4

Muro	Largo [m]	H [m]	$E_{eq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{eq,4}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Px <sub>1</sub>	3,0	4,5	10000	295737
Px <sub>2</sub>	4,0	4,5	10000	410063
Px <sub>3</sub>	6,4	4,5	10000	356419
Px <sub>4</sub>	2,7	4,5	10000	514356
Px <sub>5</sub>	3,7	4,5	10000	393979

La Tabla 6.15 presenta las propiedades equivalentes consideradas para el envigado de piso del edificio en estudio.

Tabla 6.15 - Propiedades equivalentes - envigado de piso

Piso	Ancho [m]	Largo [m]	$E_{eq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{ef}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	4,0	2,5	13200	190316,22
2	4,0	3,4	13200	190316,22
3	3,7	3,4	13200	190316,22
4	4,0	2,7	13200	190316,22
5	3,7	2,7	13200	190316,22
6	2,4	2,7	13200	190316,22
7	2,4	3,4	13200	190316,22
8	3,7	2,5	13200	190316,22
9	3,7	1,2	13200	190316,22
10	2,4	1,2	13200	190316,22
11	4,0	1,2	13200	190316,22
12	2,4	2,5	13200	190316,22
13	2,4	3,2	13200	190316,22
14	3,7	3,2	13200	190316,22
15	4,0	3,2	13200	190316,22

## 6.5. Análisis modal espectral – normativa Chilena

### 6.5.1. Espectro de diseño

El espectro de diseño de la Norma Chilena NCh433, modificada en 2012, está definido por:

$$S_a = \frac{S I A_o \alpha}{R^*} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

- $S_a$  : Aceleración espectral de diseño.
- $S$  : Factor que depende del tipo de suelo.
- $I$  : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- $A_o$  : 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.

El factor  $\alpha$  es función del período de vibración  $T_n$ , y está definido por:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

- $T_n$  : Período del modo en cuestión.
- $T_o$  y  $p$  : Parámetro que depende del tipo de suelo.

El factor de reducción de espectro,  $R^*$ , está dado por:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

- $T^*$  : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- $R_o$ : Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral.
- $T_o$ : Parámetro que depende del tipo de suelo.

El valor de  $I$  depende de la categoría del edificio, el de  $A_o$  de la zona sísmica donde se ubica el edificio, y el de  $R_o$  del sistema estructural y su material. En la Tabla 6.16, se presentan los valores de los parámetros utilizados para el análisis modal espectral, considerando un suelo tipo C y zona sísmica 3.

Tabla 6.16 - Parámetros utilizados en el análisis modal espectral

Zona Sísmica	3
$A_o/g$	0,40 g
Categoría	I
Suelo Tipo	C
S	1,05
$T_o$	0,40
$T'$	0,45
$n$	1,40
$P$	1,6
<b>Sistema Estructural</b>	
$R$	5,5
$R_o$	7

Fuente: Adaptado de [5]

## 6.5.2. Resultados del análisis

### 6.5.2.1. Períodos fundamentales

Las Tablas 6.17 y 6.18, presentan los valores de  $T^*$  y su correspondiente masa traslacional equivalente, para cada dirección de análisis.

Tabla 6.17 – Períodos fundamentales en la dirección X

Modo	$T^*$ [s]	%Me
1	0,504	67,02
2	0,181	7,39
3	0,120	1,63

Tabla 6.18 – Períodos fundamentales en la dirección Y

Modo	$T^*$ [s]	%Me
1	0,512	65,03
2	0,453	3,08
3	0,179	7,53

### 6.5.2.2. Corte basal

La Tabla 6.19, presenta los períodos ( $T^*$ ) con mayor masa traslacional (Me) para cada dirección de análisis.

Tabla 6.19 - Períodos con mayor masa traslacional

Análisis	Modo	$T^*$ [s]	%Me
Y	1	0,512	65,03
X	2	0,504	67,02

Según NCh433Of.96 [5], el corte basal de diseño ( $Q_o$ ) se obtiene mediante una combinación modal utilizando el método CQC. Además, para cada dirección de análisis el corte basal debe ser mayor al corte mínimo requerido ( $Q_{min}$ ), sin embargo, no necesita ser mayor que el corte máximo ( $Q_{max}$ ). Dichos cortes se calculan según las ecuaciones 31 y 32:

$$Q_{min} = \frac{SIA_o P}{6g} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$Q_{m\acute{a}x} = IC_{m\acute{a}x}P \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde  $P$  es el peso s\smico del edificio y  $C_{m\acute{a}x}$  est\acute{a} dado por la ecuaci3n 33:

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{0,40 S A_o}{g} \quad (\text{Ec. 33})$$

Los resultados del corte basal obtenido con el an\acute{alisis modal espectral y sus limitantes se presentan en la Tabla 6.20.

Tabla 6.20 - Resultados del an\acute{alisis

An\acute{alisis}	$P$ [Tonf]	$Q_{o,el\acute{a}stico}$ [Tonf]	% $P$	$R^*$	$Q_o$ [Tonf]	% $P$	$Q_{min}$ [Tonf]	$Q_{m\acute{a}x}$ [Tonf]
X	137,56	98,90	71,89	5,50	17,55	12,81	9,58	22,98
Y	137,56	98,15	71,35	5,53	17,76	12,98	9,58	22,98

Los par\acute{am}etros de la tabla presentada se definen a continuaci3n:

- $Q_{o,el\acute{a}stico}$  : Corte basal utilizando el espectro de dise\~no sin reducir por  $R^*$ .
- % $P$  : Valor del corte basal expresado como porcentaje del peso s\smico.
- $Q_o$  : Corte basal incluyendo factor de reducci3n  $R^*$ .

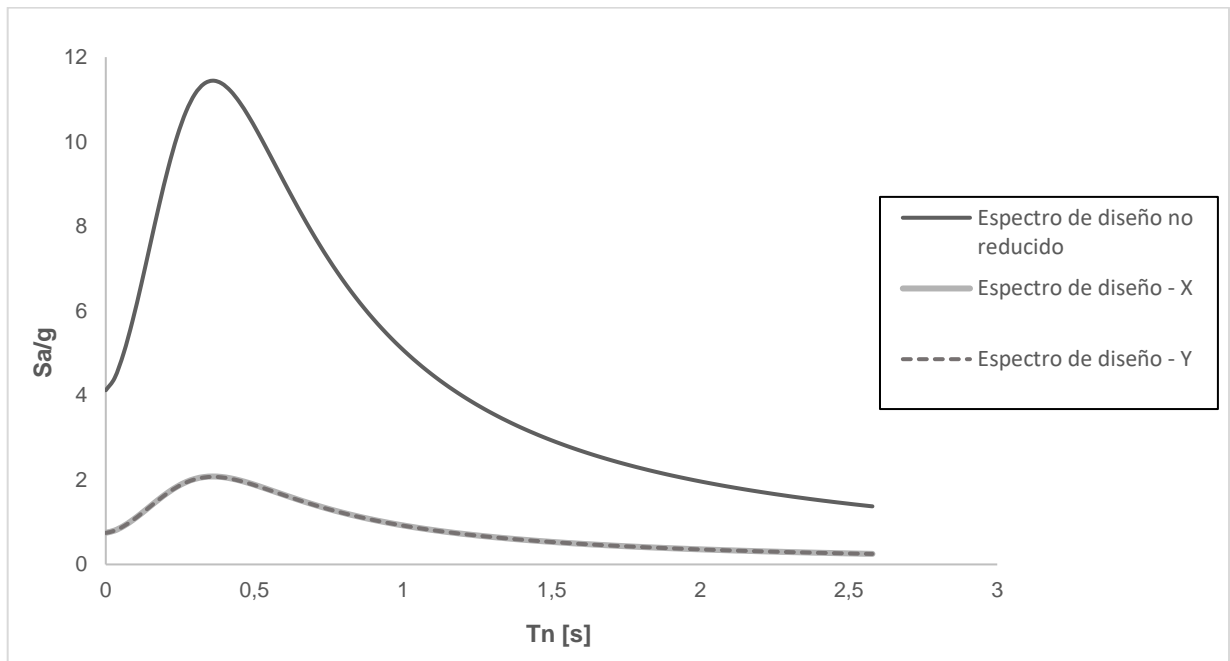


Figura 6.2 - Espectros de dise\~no para ambas direcciones de an\acute{alisis

### 6.5.2.3. Desplazamientos relativos de entre piso

La norma NCh433 señala que el desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos medido en el centro de masa,  $\Delta\delta_s$ , en cada dirección de análisis, debe ser menor a 0,002 la altura de entrepiso,  $h_s$ , [5]. Dicho desplazamiento se obtiene como sigue:

$$dr = \frac{\Delta\delta_s}{h_s} \leq 0,002 \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

- $dr$  : Drift máximo de piso.
- $\Delta\delta_s$  : Desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos.
- $h_s$  : Altura entrepiso.

En la Tabla 6.21 se presentan los drift obtenidos para ambas direcciones de análisis y la Figura 6.3 muestra la distribución de drift en altura. El máximo drift esperado ocurre en el primer piso.

Tabla 6.21 - Drift en ambas direcciones de análisis

Piso	H [m]	$dr - X$ (%)	$dr - Y$ (%)
4	13,5	0,05	0,05
3	9	0,11	0,12
2	6	0,15	0,16
1	3	0,16	0,16
0	0	0,00	0,00

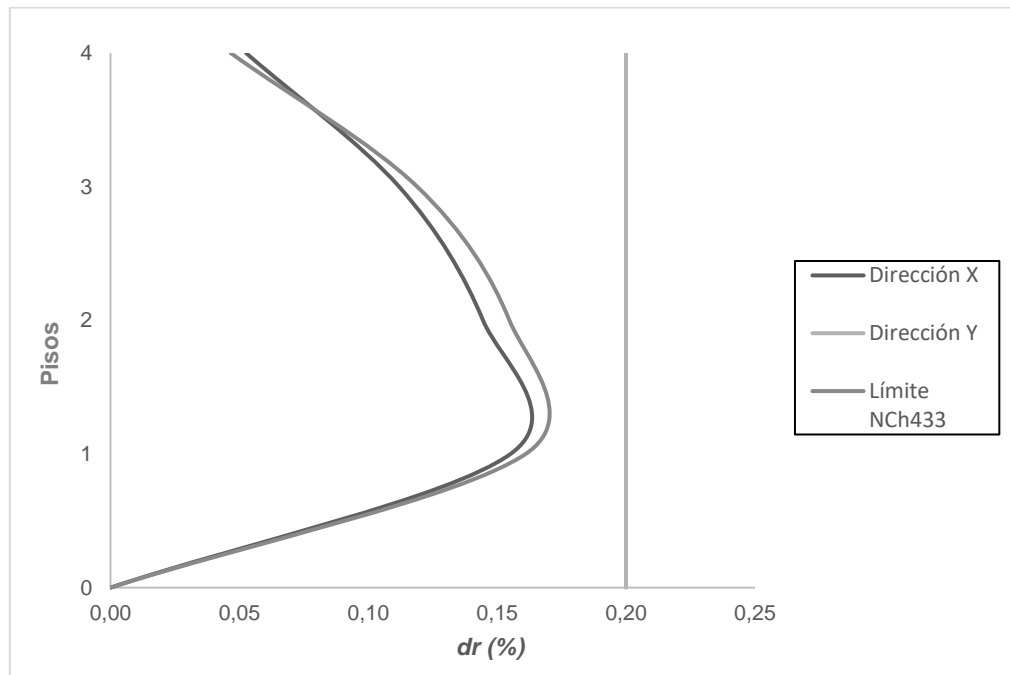


Figura 6.3 - Máximos desplazamientos de entre piso en ambas direcciones

#### 6.5.2.4. Desplazamiento relativo de entrepiso en puntos extremos de la planta

El desplazamiento relativo máximo de entre dos pisos consecutivos, medidos en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de  $0,001 h$  al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que  $h$  es la altura de entre piso [5].

Tabla 6.22 - Drift en cualquier punto de la planta

Piso	H [m]	$dr - X$ (%)	$dr - Y$ (%)
4	13,5	0,01	0,01
3	9	0,02	0,03
2	6	0,03	0,03
1	3	0,03	0,04

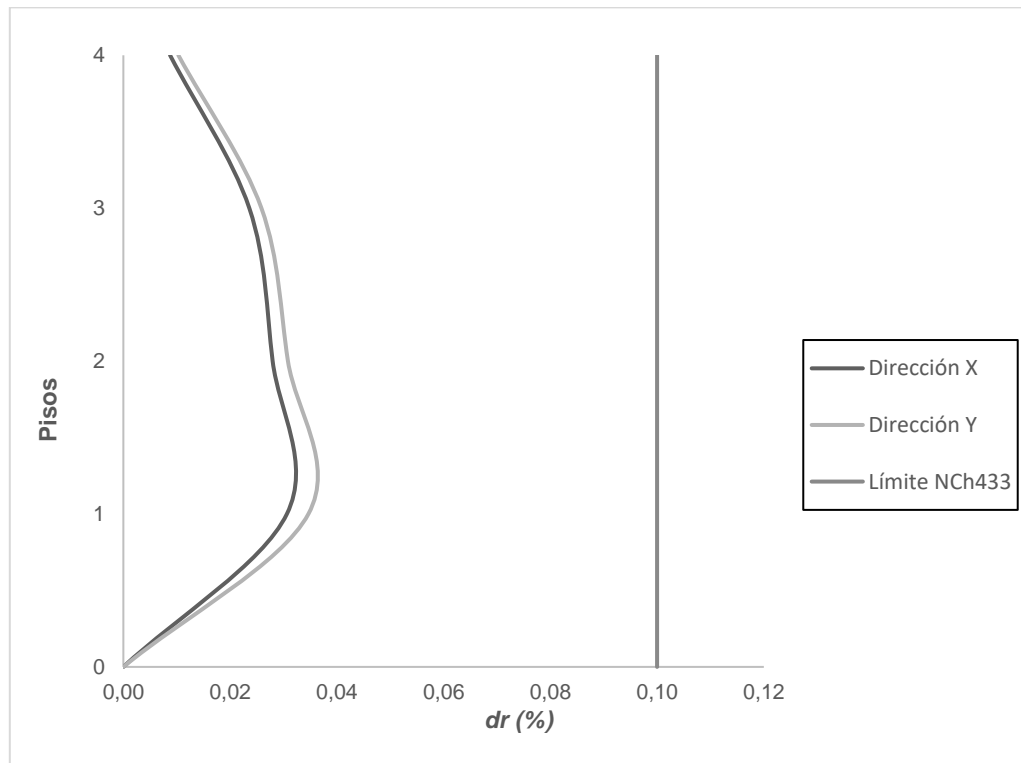


Figura 6.4 - Desplazamiento entre pisos en cualquier punto de la planta

## 6.6. Análisis modal espectral – normativa Neozelandesa

### 6.6.1. Espectro elástico

El espectro elástico definido en la Norma NZS1170.5 [8] está dado por:

$$C(T) = C_h(T) Z R N(T, D) \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

- $C_h(T)$  : es el factor de forma espectral que depende de la clase de suelo del lugar.
- $Z$  : es el factor de riesgo, que depende de la zona donde se ubica el edificio. No puede ser un valor menor a 0,13.
- $R$  : es el factor de período de retorno  $R_s$  o  $R_u$  para el estado límite apropiado. Sin embargo,  $ZR_u$  no debe exceder 0,7.
- $N(T, D)$  : es el factor de falla cercana (near- fault).

El factor  $N(T, D)$ , está definido en función de la probabilidad de excedencia y de la distancia que existe a la falla más cercana.

- Si la probabilidad anual de excedencia  $\geq 1/250$

$$N(T, D) = 1,0.$$

- Si la probabilidad anual de excedencia  $< 1/250$

$$\begin{aligned} N(T, D) &= N_{m\acute{a}x}(T) && D \leq 2 \text{ km.} \\ &= 1 + (N_{m\acute{a}x}(T) - 1) \left( \frac{20-D}{18} \right) && 2 \text{ km} < D \leq 20 \text{ km.} \\ &= 1,0 && D > 20 \text{ km.} \end{aligned}$$

Donde:

- $D$  : es la distancia más corta (en kilómetros) desde el lugar hasta la falla más cercana.
- $N_{m\acute{a}x}(T)$  : es el factor máximo de falla cercana y se interpola linealmente para el período  $T$ .

En este trabajo, se consideraron los parámetros que se presentan en la Tabla 6.23.

Tabla 6.23 - Parámetros utilizados en el espectro elástico

$C_h(T)$	Suelo Clase C <sup>6</sup>
$Z$	0,4
$R_U$	1,0
$R_s$	0,25
$D$	8
$N_{máx}(T)$	1,0
$N(T,D)$	1,0

Fuente: Adaptado de [8]

### 6.6.2. Espectro de diseño para el estado límite último (ULS)

Para el estado límite último, el espectro de diseño para una carga horizontal,  $C_d(T)$ , se define como:

$$C_d(T) = \frac{C(T)S_p}{k\mu} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde:

- $S_p$  : Factor de desempeño estructural.
- $\mu$  : Factor de ductilidad.

Para obtener el parámetro  $k\mu$  se consideró un factor de ductilidad ( $\mu$ ) igual a 2,0, según las consideraciones presentadas en [13]. Para un suelo clase C,  $k\mu$  se define como [8]:

$$\begin{aligned}
 k\mu &= \mu && \text{para } T \geq 0,7(s) \\
 &= \frac{(\mu-1)T}{0,7} + 1 && \text{para } T < 0,7(s)
 \end{aligned}$$

El espectro de respuesta ULS, se construyó para ambas direcciones de análisis, utilizando los periodos de mayor masa traslacional correspondientes, los cuales se presentan en la Tabla 6.24.

---

<sup>6</sup> Ver Anexo A.

Tabla 6.24 - Períodos con mayor masa traslacional

Análisis	Modo	$T$ [s]	%Me
Y	1	0,549	78,70
X	2	0,518	72,17

Tabla 6.25 - Parámetros utilizados en el espectro de diseño ULS

$C(T)$	Espectro Elástico de Sitio definido anteriormente.
$S_p$	0,7
$\mu$	2,0
$k\mu$ (Dirección X)	1,74
$k\mu$ (Dirección Y)	1,78

Fuente: Adaptado de [8]

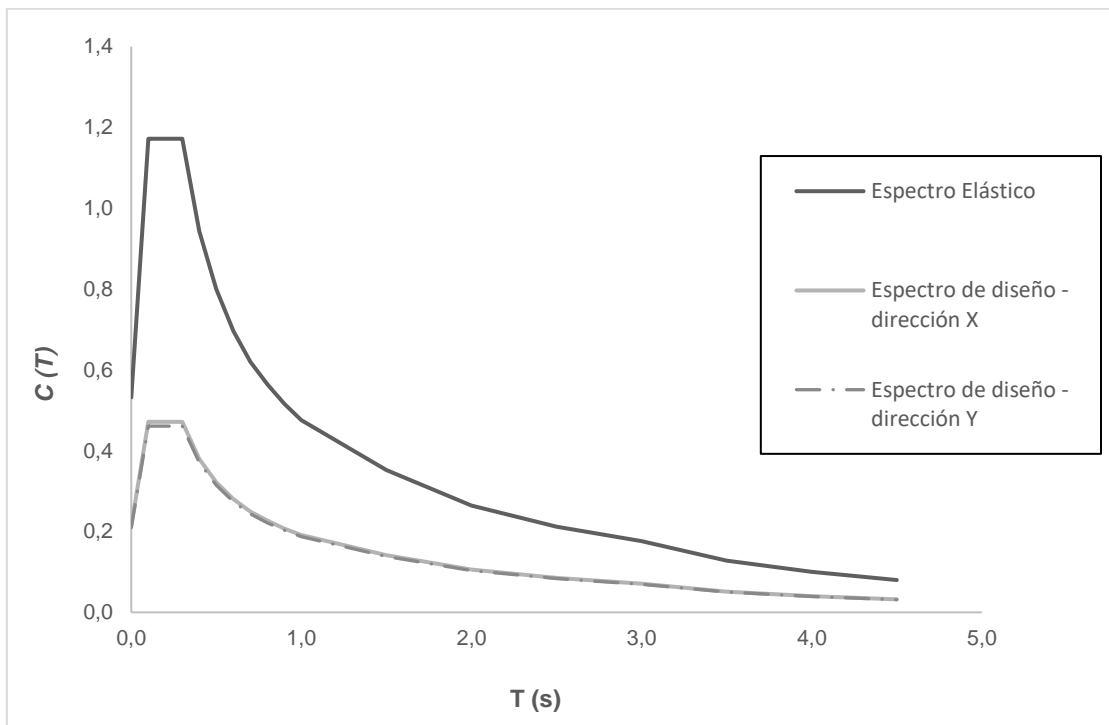


Figura 6.5 - Espectro de diseño para ambas direcciones de análisis - SLS

### 6.6.3. Espectro de diseño para el estado límite de servicio (SLS)

Para el estado límite de servicio, el espectro de respuesta para una carga horizontal,  $C_d(T)$ , se define como:

$$C_d(T) = C(T)S_p \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde  $C(T)$  fue definido anteriormente utilizando un factor  $R_s$ , y  $S_p$  es tomado como 0,7 [8].

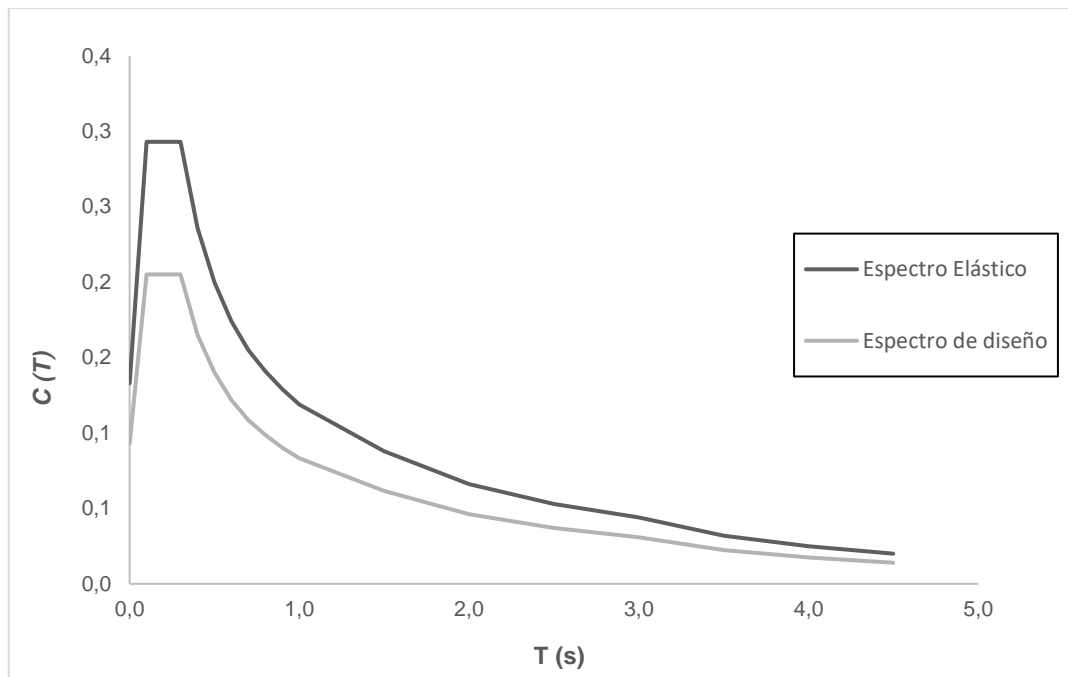


Figura 6.6 - Espectro de diseño para ambas direcciones de análisis

### 6.6.4. Resultados del Análisis

#### 6.6.4.1. Desplazamiento relativo de entrepiso - estado límite último (ULS)

Las deflexiones del estado límite último se calculan al multiplicar las deflexiones elásticas obtenidas con el análisis modal espectral por el factor de ductilidad estructural,  $\mu$ , que como se mencionó anteriormente, se tomó como  $\mu=2,0$  [8]. Sin embargo, los muros LTF se caracterizan por un comportamiento histerético con estrechamiento de los ciclos debido a una disminución de la rigidez de recarga (efecto "pinching"), producto del aplastamiento que sufre la madera alrededor de la conexión. Esto implica que los muros LTF poseen menos capacidad de disipación de energía en forma de histéresis y puedan experimentar mayores desplazamientos en comparación con sistemas

que no presentan “pinching” [13]. Según NZS 1720.1 [15], en estos casos, se utiliza un factor dado por:

$$k_{dt} = \sqrt{\mu} \quad (\text{Ec. 6})$$

Finalmente, este factor amplifica las deflexiones tal que [13]:

$$\Delta_u = k_{dt} \mu \Delta_e \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

- $\Delta_u$  : Deformación última.
- $K_{dt}$  : Factor de amplificación.
- $\mu$  : Factor de ductilidad.
- $\Delta_e$  : Deformación elástica.

En la Tabla 6.26, se presentan los desplazamientos finales de piso.

Tabla 6.26 - Desplazamientos finales de los pisos

Piso	H [m]	$\Delta_{el,x}$ [m]	$\Delta_{el,y}$ [m]	$\mu$	$k_{dt}$	$\Delta_{u,x}$ [m]	$\Delta_{u,y}$ [m]
4	13,5	0,026	0,027	2,0	1,41	0,072	0,075
3	9	0,021	0,023	2,0	1,41	0,059	0,065
2	6	0,015	0,016	2,0	1,41	0,043	0,046
1	3	0,008	0,008	2,0	1,41	0,022	0,021
0	0	0,000	0,000	2,0	1,41	0,000	0,000

Para obtener los desplazamientos relativos de entrepiso (drifts de piso), los desplazamientos finales obtenidos según el análisis deben multiplicarse por un factor de modificación de drift,  $k_{dm}$ , que depende de la altura del edificio, como se presenta la Tabla 6.27.

Tabla 6.27 - Factor de modificación de drift

Altura de la estructura [m]	$k_{dm}$
$h < 15$	1,2
$15 \leq h \leq 30$	$1,2 + 0,02 (h - 15)$
$h > 30$	1,5

Fuente: Adaptado de [8]

Como la altura del edificio de este trabajo es igual a 13,5 [m], el factor  $k_{dm}$  a ocupar es 1,2. El límite establecido para los drifts de piso es 2,5% de la altura de entrepiso ( $h_s$ ) [8].

Tabla 6.28 - Drifts de piso en ambas direcciones

Piso	$dr - X$ (%)	$dr - Y$ (%)
4	0,34	0,27
3	0,67	0,77
2	0,82	0,98
1	0,89	0,85
0	0,00	0,00

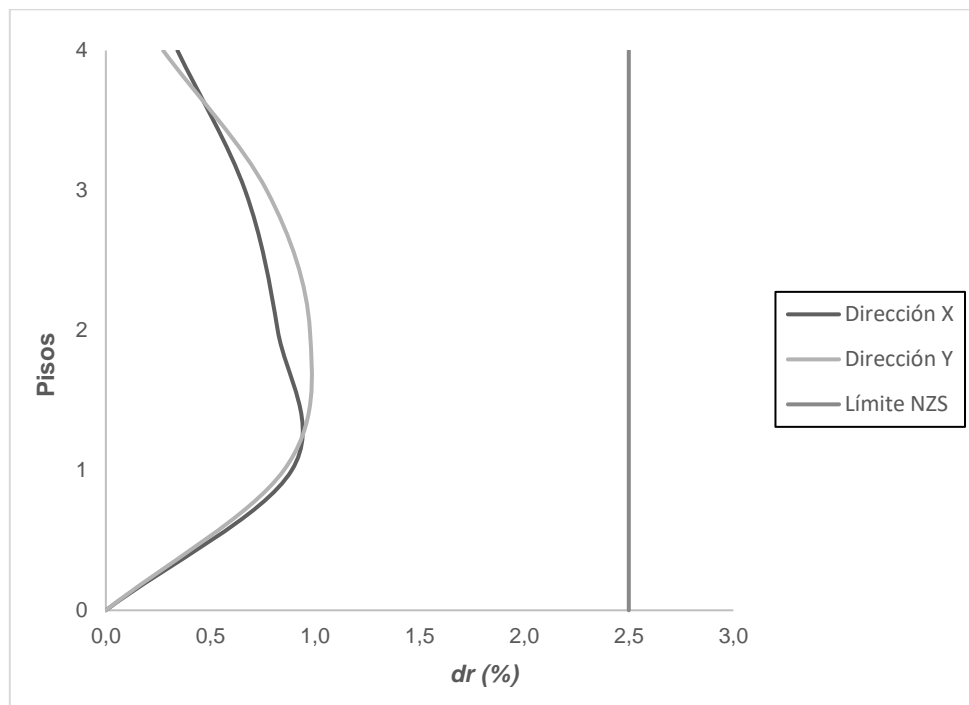


Figura 6.7 - Desplazamiento entre pisos para ambas direcciones

#### 6.6.4.2. Desplazamiento relativo de entrepiso, estado límite de servicio (SLS)

La norma NZS1170.5 [8] no cuenta con un límite para los drift entre pisos. Sin embargo, para este trabajo se toma como referencia los drift obtenidos en los ensayos realizados por van de Lindt et al. (2011) [21]. En dicho caso, no se observaron daños en elementos estructurales para drift de piso iguales o menores que 1%. Sin embargo, se considera como límite de drift entre pisos un 0,3% ya que es el menor valor obtenido de las pruebas sísmicas desarrolladas en [21].

En la Tabla 6.29, se muestran los drifts de entre pisos para ambas direcciones de análisis.

Tabla 6.29 - Drift de piso para ambas direcciones de análisis, estado límite de servicio

Piso	H [m]	dr - X (%)	dr -Y (%)	Límite considerado
4	13,5	0,04	0,04	0,30
3	9	0,09	0,10	0,30
2	6	0,11	0,13	0,30
1	3	0,11	0,11	0,30

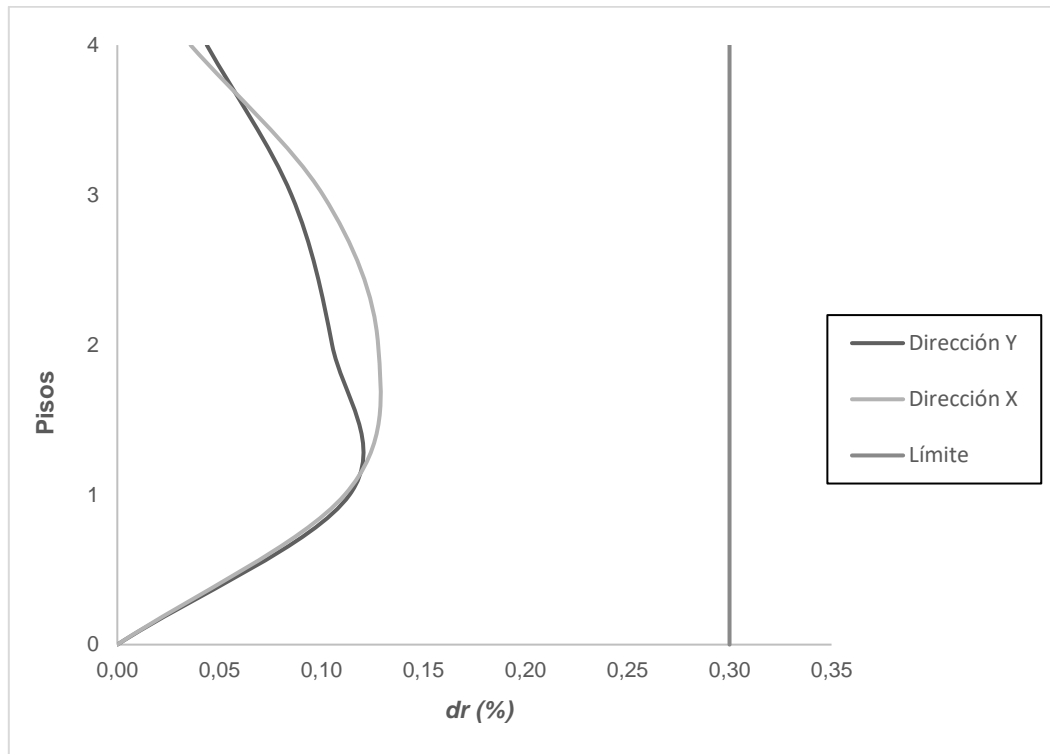


Figura 6.8 - Desplazamiento entre piso para ambas direcciones

#### 6.6.4.3. Efectos P- Delta

Según NZS 1170.5 [8], los efectos P-Delta para el estado límite de servicio no necesitan ser considerados. Sin embargo, para el estado límite último no se requiere un análisis de los efectos P-delta siempre que se cumplan algunas de las siguientes condiciones:

- El mayor período de traslación es menor que 0,4 (s).
- La altura de la estructura medida desde su base es inferior a 15 [m] y el mayor período de traslación es inferior a 0,6 (s).

- El valor máximo del coeficiente de estabilidad,  $\theta$ , para cualquier piso de una estructura es menor a 0,1:

$$\theta = \frac{W_i \delta_{ui}}{V_i (h_i - h_{i-1})} \quad (\text{Ec. 40})$$

Donde:

- $h_i$  : Altura del nivel i en [m].
- $h_i - h_{i-1}$  : Altura entre pisos para el piso i.
- $\delta_{ui}$  : Desplazamiento entre pisos para el piso i.
- $V_i$  : Resistencia al corte del piso i, se puede tomar conservadoramente como la fuerza de corte sísmica del piso de diseño
- $W_i$  : Peso sísmico resistido por el piso que se está considerando.

En este trabajo, se cumple que la altura del edificio es menor a 15 [m] y que el mayor período de traslación es inferior a 0,6 (s) (ver Tabla 6.30). El coeficiente de estabilidad, en tanto, es menor que 0,1 (ver Tablas 6.31 y 6.32). Por lo tanto, no se requiere verificar efector P-Delta.

Tabla 6.30 - Criterios para no considerar el efecto de los P-delta

Altura total del edificio [m]	13,5
Mayor período de traslación	0,549 (s)

Tabla 6.31 - Verificación del efecto de P-delta - dirección X

Piso	$h_s$ [m]	$\delta$ [m]	$V_x$ [Tonf]	$\vartheta$
4	4,5	0,003	11,84	0,009
3	3	0,007	20,33	0,025
2	3	0,008	25,91	0,019
1	3	0,009	29,64	0,018

Tabla 6.32 - Verificación del efecto de P-delta - dirección Y

Piso	$h_s$ [m]	$\delta$ [m]	$V_y$ [Tonf]	$\vartheta$
4	4,5	0,003	10,93	0,0005
3	3	0,008	19,17	0,0014
2	3	0,010	24,30	0,0010
1	3	0,009	27,58	0,0009

## Capítulo VII: Verificaciones de diseño de muros LTF

Las verificaciones se realizaron utilizando normativas extranjeras, ya que en Chile las verificaciones existentes son para elementos de madera como vigas y columnas que trabajan formando parte de un sistema estructural, pero no formando parte de un muro estructural como es en el caso de este trabajo. Sin embargo, las verificaciones se realizaron para los resultados obtenidos utilizando las normativas sísmicas chilena NCh433 [5] y neozelandesa NZS 1170.5 [8].

### 7.1. Demanda de carga axial de los muros LTF

La carga axial que soportan los muros LTF, es resistida por los pies derechos (intermedios y extremos) que posea el muro; bajo la combinación de carga más desfavorable, que corresponde a la acción conjunta de la carga de peso muerto y la sobrecarga de uso.

La combinación utilizada en el análisis fue:

- Normativa Chilena :  $1,2 D + 1,6 L$
- Normativa Neozelandesa:  $1,2 D + 1,5 L$

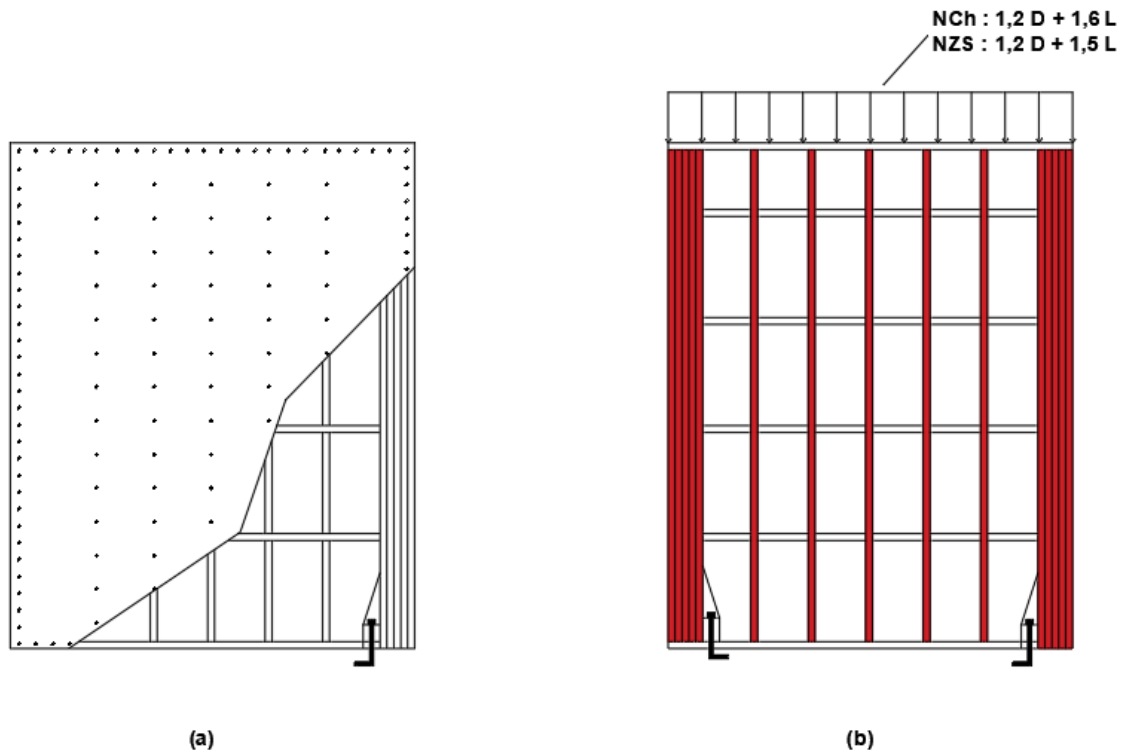


Figura 7.1 - (a) Configuración muro LTF; (b) pies derechos que resisten la carga axial

La verificación de la demanda de carga axial viene dada por [15]:

$$C_i^* \leq N_{d,c} = \phi k_1 k_4 k_6 k_{12} f'_c A_c \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

- $C_i^*$  : Demanda de carga axial del muro i.
- $\phi$  : Factor de reducción de la resistencia.
- $k_n$  : Factores de modificación de la resistencia según NZS 1720.1 [15]<sup>7</sup>.
- $f'_c$  : Valor característico en compresión paralela a la dirección de las fibras [9].
- $A_c$  : Área de la sección transversal de los pies derechos.

La demanda de carga axial se verificó para el primer piso ya que es el caso más desfavorable. Los valores de los parámetros necesarios para la verificación se presentan en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 - Parámetros de diseño

$\phi$	0,95
$k_1$	1,0
$k_4$	1,0
$k_6$	1,0
$k_{12}$	1,0
$f'_c$ [Tonf/m <sup>2</sup> ]	765

Fuente: Adaptado de [15]

En las Tablas 7.2 y 7.3, se presenta la demanda de carga axial sobre los muros LTF para ambas normativas. Se puede apreciar que los muros cumplen con el límite de diseño establecido ( $N_{d,c}$ ) en ambas direcciones de análisis, por lo que tanto la cantidad como el espaciamiento de pies derechos propuestos son adecuados y garantizan, entre otras cosas, la estabilidad de los muros.

<sup>7</sup> El cálculo de los factores de modificación de resistencia se presenta en el Anexo B.

Tabla 7.2 - Verificación por carga axial - muros en Y

Muro	C* <sub>i</sub> [Tonf] – NCh	C* <sub>i</sub> [Tonf] – NZS	N <sub>d,c</sub> [Tonf]
Py <sub>1</sub>	21,74	19,42	429,23
Py <sub>1</sub>	23,19	19,69	429,23
Py <sub>2</sub>	13,17	10,81	173,02
Py <sub>3</sub>	21,19	17,76	225,46
Py <sub>3</sub>	21,35	17,76	225,46
Py <sub>4</sub>	14,80	13,02	176,69
Py <sub>5</sub>	13,77	12,36	249,34
Py <sub>6</sub>	11,96	10,14	208,26

Tabla 7.3 - Verificación por carga axial - muros en X

Muro	C* <sub>i</sub> [Tonf] – NCh	C* <sub>i</sub> [Tonf] – NZS	N <sub>d,c</sub> [Tonf]
PX <sub>1</sub>	16,36	14,33	150,30
PX <sub>1</sub>	14,40	12,70	150,30
PX <sub>2</sub>	18,13	15,04	216,27
PX <sub>2</sub>	11,89	10,67	216,27
PX <sub>3</sub>	33,41	28,70	307,96
PX <sub>3</sub>	29,06	24,96	307,96
PX <sub>4</sub>	9,28	7,97	144,79
PX <sub>4</sub>	8,56	6,98	144,79
PX <sub>5</sub>	13,15	11,23	210,76
PX <sub>5</sub>	9,22	6,98	210,76

## 7.2. Verificación de las conexiones

La capacidad a corte de la conexión depende de la resistencia y el espaciamiento de los clavos (u otros conectores) dentro del panel. Esta capacidad se define como [15]:

$$v_i^* \leq \frac{\phi k_1 k_{13} k_{14} k_{16} k_{17} Q_k}{s} \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde:

- $v_i^*$  : Demanda de corte del muro del nivel i.
- $\phi$  : Factor de capacidad.

- $k$  : Factores de modificación de resistencia según NZS 1720.1 [15].
  - $k_1$  : Factor de duración de carga <sup>8</sup>.
  - $k_{13}$ : Para conexiones en grano lateral, el valor del factor es de 1,0 [15].
  - $k_{14}$ : Para conexiones en corte simple, el valor del factor es de 1,0 [15].
  - $k_{16}$  : Para contrachapados, el valor del factor es de 1,1 [15].
  - $k_{17}$  : Para más de 50 conexiones (clavos), el valor del factor es de 1,2 [15].
- $Q_k$  : Capacidad característica de la conexión.
- $s$  : Separaciones de las conexiones.

Para determinar si la resistencia y el espaciamiento de los clavos propuestos es la correcta, es necesario evaluar la demanda de flujo de corte. Para determinar dicha demanda se utilizó la envolvente de todas las combinaciones de carga. A continuación, se presenta el flujo de corte requerido por los análisis según la normativa chilena y neozelandesa. Para esta última, las verificaciones fueron realizadas considerando el estado límite último (ULS).

Tabla 7.4 - Parámetros de diseño

$\phi$	0,80
$k_1$	1,14
$k_{13}$	1,0
$k_{14}$	1,0
$k_{16}$	1,4
$k_{17}$	1,2
$s$	0,1
$Q_k$ [Tonf]	0,0694
$v_{d,j}$ [Tonf/m]	0,11
$v_{d,j}^*$ [Tonf/m]	1,063

Fuente: Adaptado de [15]

Las Figuras 7.2 y 7.3 presentan el flujo de corte que experimentan los muros en las direcciones X e Y de análisis, respectivamente, según la normativa chilena. En dichas figuras, se puede apreciar que el flujo de corte máximo experimentado por las conexiones se produce en el primer piso del edificio. Los valores máximos se presentan en la Tabla 7.5 y 7.6.

<sup>8</sup> El valor de  $k_1$  es presentado en el Anexo B.

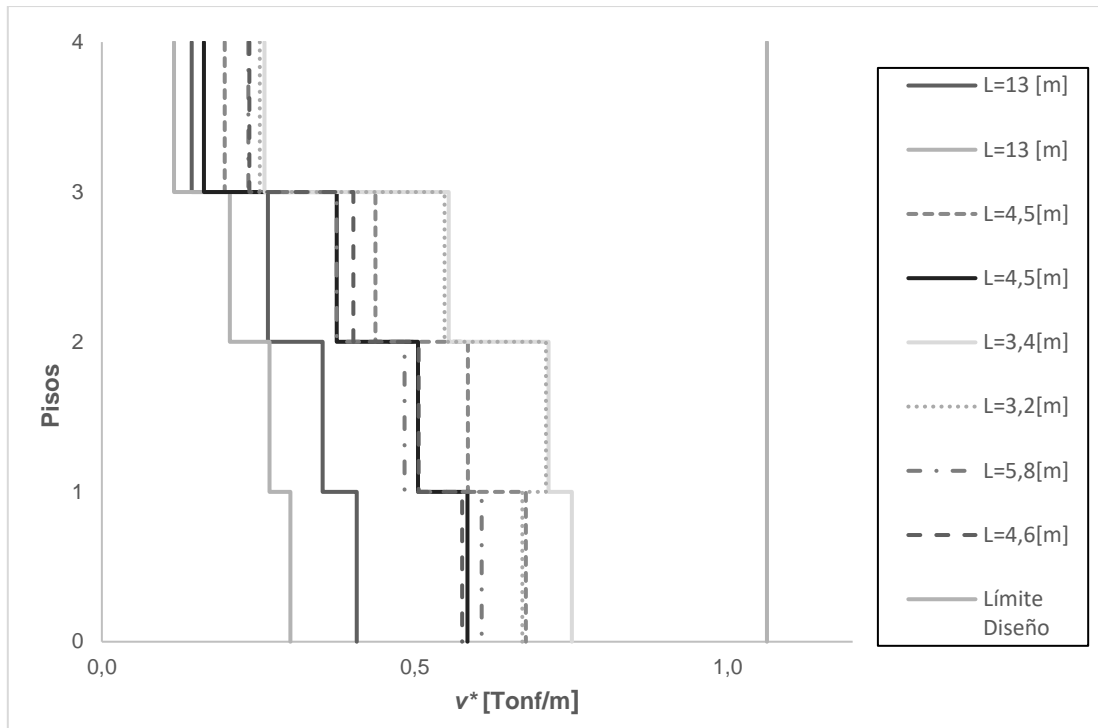


Figura 7.2 - Muros en Y - NCh433

Tabla 7.5 - Flujo de corte máximo

Muro	Largo [m]	$v^*$ [Tonf/m]
Py <sub>1</sub>	13,0	0,41
Py <sub>1</sub>	13,0	0,30
Py <sub>2</sub>	3,2	0,71
Py <sub>3</sub>	4,5	0,68
Py <sub>3</sub>	4,5	0,58
Py <sub>4</sub>	3,4	0,75
Py <sub>5</sub>	5,8	0,61
Py <sub>6</sub>	4,6	0,58

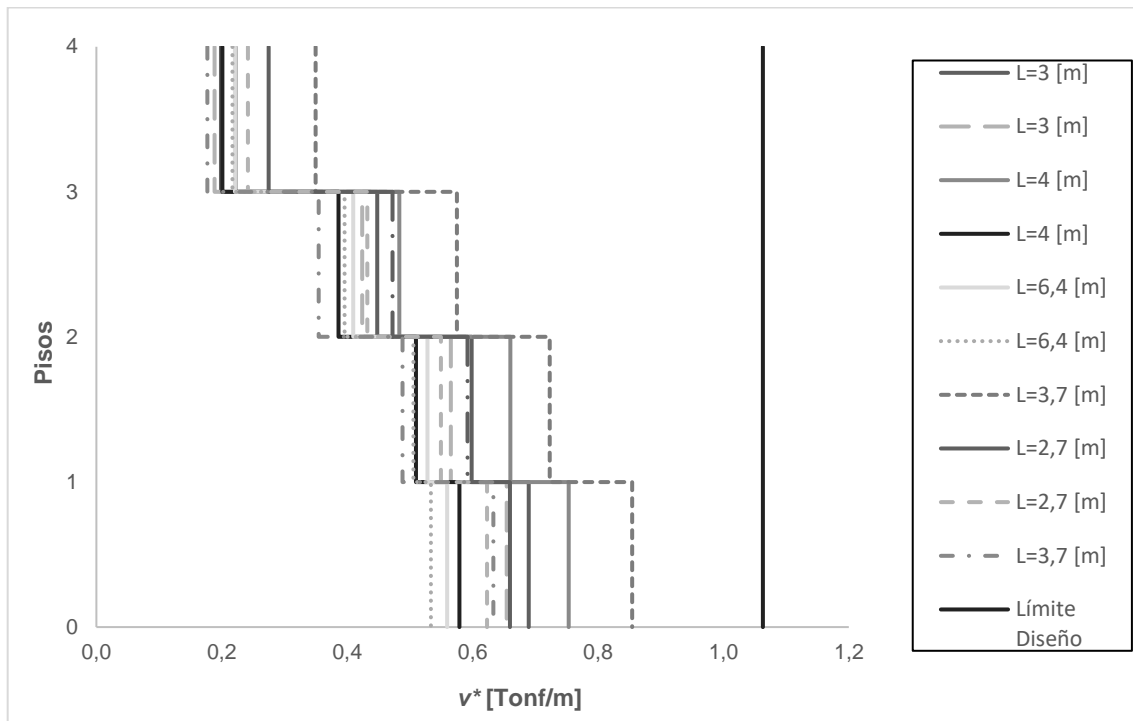


Figura 7.3 - Muros en X - NCh433

Tabla 7.6 - Flujo de corte máximo

Muro	Largo [m]	$v^*$ [Tonf/m]
PX <sub>1</sub>	3,0	0,69
PX <sub>1</sub>	3,0	0,65
PX <sub>2</sub>	4,0	0,75
PX <sub>2</sub>	4,0	0,58
PX <sub>3</sub>	6,4	0,56
PX <sub>3</sub>	6,4	0,53
PX <sub>4</sub>	2,7	0,66
PX <sub>4</sub>	2,7	0,62
PX <sub>5</sub>	3,7	0,86
PX <sub>5</sub>	3,7	0,633

Los resultados obtenidos con los requisitos de la normativa neozelandesa muestran que el flujo de corte máximo requerido en los muros en dirección Y, ocurre en el segundo piso, salvo en los muros de largo 13 [m] y 5,8 [m] cuyo valor máximo ocurre en el primer piso (ver Figura 7.4).

En la Tabla 7.7 se presentan los valores máximos de flujo de corte requerido en cada muro.

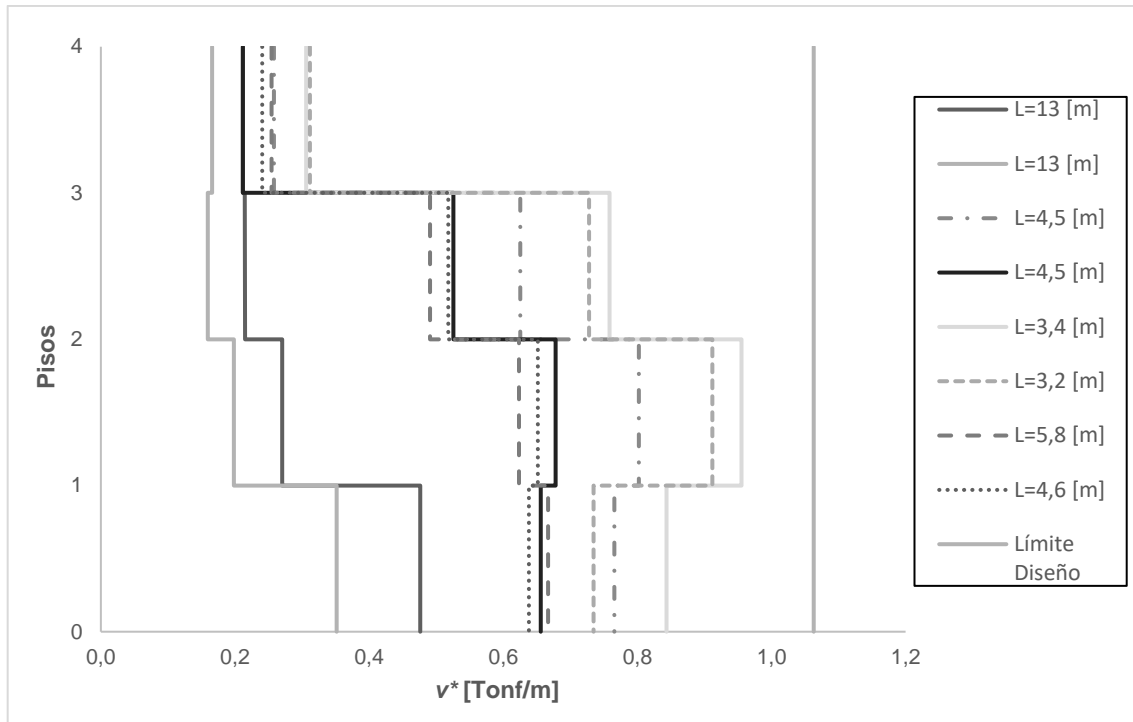


Figura 7.4 - Muros en Y - NZS 1170.5

Tabla 7.7 - Flujo de corte máximo

Muro	Largo [m]	$v^*$ [Tonf/m]
Py <sub>1</sub>	13,0	0,48
Py <sub>1</sub>	13,0	0,35
Py <sub>2</sub>	3,2	0,91
Py <sub>3</sub>	4,5	0,80
Py <sub>3</sub>	4,5	0,68
Py <sub>4</sub>	3,4	0,96
Py <sub>5</sub>	5,8	0,67
Py <sub>6</sub>	4,6	0,65

En el caso de los muros en dirección X, el flujo de corte máximo ocurre en el primer piso, salvo para el muro de 6,4 [m] de largo, cuyo máximo corte se obtiene en el segundo piso (ver Figura 7.5). La Tabla 7.8 presenta los valores máximos de flujo de corte requeridos en la dirección Y de análisis.

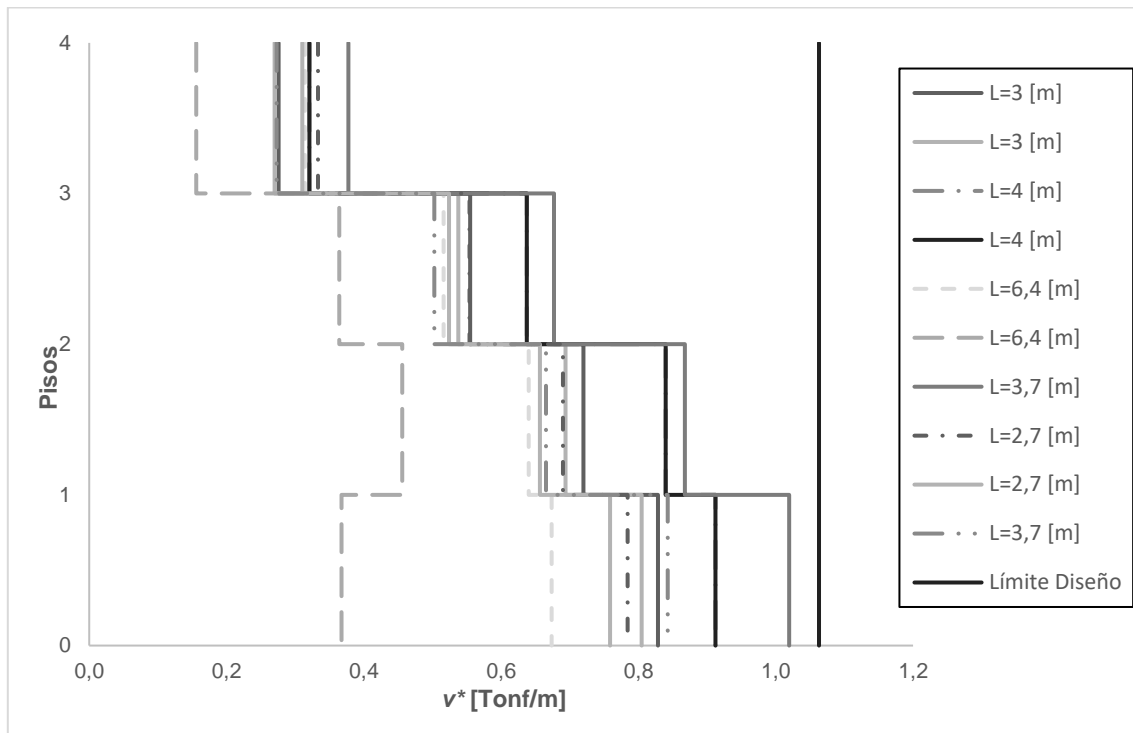


Figura 7.5 - Muros en X - NZS 1170.5

Tabla 7.8 - Flujo de corte máximo

Muro	Largo [m]	$v^*$ [Tonf/m]
PX <sub>1</sub>	3,0	0,83
PX <sub>1</sub>	3,0	0,81
PX <sub>2</sub>	4,0	0,91
PX <sub>2</sub>	4,0	0,91
PX <sub>3</sub>	6,4	0,67
PX <sub>3</sub>	6,4	0,46
PX <sub>4</sub>	2,7	0,78
PX <sub>4</sub>	2,7	0,76
PX <sub>5</sub>	3,7	1,02
PX <sub>5</sub>	3,7	0,84

Además, la norma NCh 1198 [9], requiere que, para desarrollar completamente la capacidad de carga admisible, el espesor de la madera debe ser como mínimo igual a  $7D^9$  (para corte simple).

Tabla 7.9 - Dimensiones de la madera propuesta

D [mm]	e [mm]	e <sub>min</sub> [mm]
3,15	185	22,05

Fuente: Adaptado de [9]

Si se usan tableros contrachapados fenólicos formados por al menos por 4 chapas, el espesor de los tableros debe ser igual a por lo menos 4D [9].

Tabla 7.10 - Propiedades del contrachapado propuesto

N° de Chapas	7
D [mm]	3,15
e [mm]	21 <sup>10</sup>
Verificación: 4D	12,6

Fuente: Adaptado de [9]

Según los resultados obtenidos, la demanda de corte de los muros LTF ( $v_{d,j}$ ), es menor que la resistencia de diseño ( $v_{d,j}^*$ ), lo cual se relaciona directamente con la capacidad de resistencia que poseen los clavos. Cabe mencionar, que el flujo de corte tiende a disminuir en función de la altura. Por este motivo, las conexiones utilizadas en los paneles de los pisos superiores están sobredimensionadas. Sin embargo, la disminución del diámetro de la conexión hace que la rigidez global del edificio disminuya, afectando directamente el valor máximo de los desplazamientos de entrepiso obtenidos en el análisis, para el caso de la normativa chilena.

### 7.3. Verificación de los pies derechos extremos

Los pies derechos extremos son aquellos que resisten la acción del momento volcante en la parte superior del muro LTF. Cuando el panel es sometido a dicha sollicitación, uno de los postes de los extremos queda sujeto a compresión y el otro a tracción (ver Figura 7.6).

<sup>9</sup> D= diámetro de la conexión.

<sup>10</sup> Para este trabajo los muros LTF se encuentran doblemente revestido entregando un espesor de 42 mm.

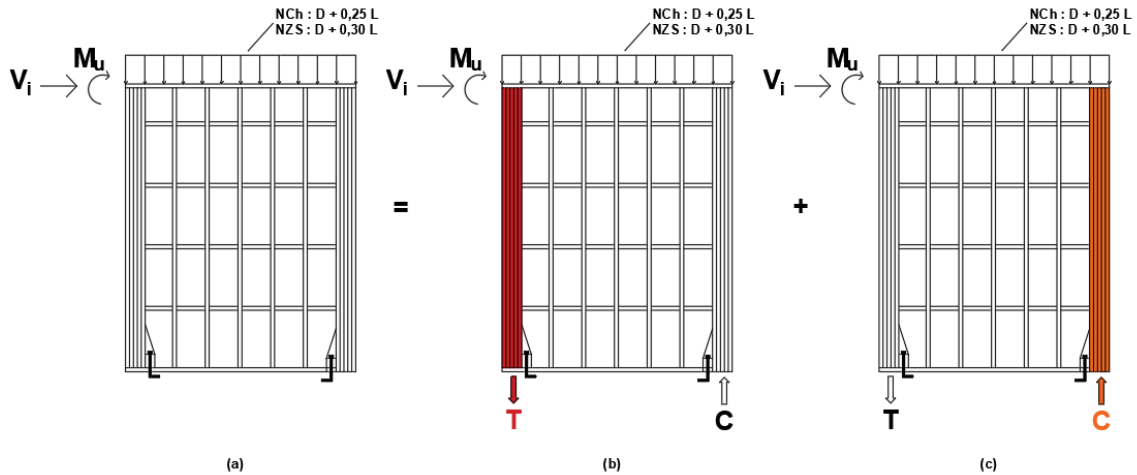


Figura 7.6 - (a) Acción del momento volcante sobre el muro LTF; (b) tracción de los pies derechos extremos; (c) compresión de los pies derechos extremos

Las fuerzas de tracción y compresión generadas por el momento volcante sobre los pies derechos vienen dada por [15]:

$$T_i = C_i = V_i h_i \frac{L_i}{L_{c,i}} \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde:

- $V_i$  : Corte demandado por el muro en el nivel  $i$  [kN/m].
- $h_i$  : Altura del muro LTF para el nivel  $i$  [m].
- $L_i$  : Largo del muro LTF para el nivel  $i$  [m].
- $L_{c,i}$  : Distancia entre los pies derechos extremos del muro LTF [m]

La tracción generada en los pies derechos extremos se determina como [14]:

$$T_i = \left( V_i h_i \frac{L_i}{L_{c,i}} \right) - P_{sismico} \quad (\text{Ec. 44})$$

La fuerza de tracción sobre los pies derechos extremos obtenida con el análisis, debe ser menor a la resistencia de diseño en tracción tal que [15]:

$$T_i \leq N_{d,t} = \phi k_1 k_4 k_6 k_{12} f'_t A_t \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

- $T_i$  : Tracción demanda por los pies derechos extremos para el piso  $i$ .
- $\phi$  : Factor de reducción de la resistencia.

- $k_n$  : Factores de modificación de resistencia según NZS 1720.1 [15] <sup>11</sup>.
- $f'_t$  : Valor característico en tracción paralelo a las fibras [9].
- $A_t$  : Área de la sección transversal de los pies derechos extremos en tensión.

Tabla 7.11 - Parámetros de diseño

$\phi$	0,95
$k_1$	1,0
$k_4$	1,0
$k_6$	1,0
$k_{12}$	1,0
$f'_t$ [Tonf/m <sup>2</sup> ]	510
$N_{d,t}$ [Tonf]	3,68

Fuente: Adaptado de [8, 14]

Las Tablas 7.12 y 7.13 presentan la demanda de tracción a la que estarían sometidos los pies derechos extremos de los diferentes muros para cada piso.

Tabla 7.12 - Verificación de pies derechos extremos en tracción - normativa Chilena<sup>12</sup>

Muro	$T_1$ [Tonf]	$T_2$ [Tonf]	$T_3$ [Tonf]	$T_4$ [Tonf]	$N_{d,t}$ [Tonf]
Py <sub>1</sub>	12,47	11,50	8,81	7,66	73,64
Py <sub>1</sub>	8,02	7,83	6,20	5,90	73,64
Py <sub>2</sub>	5,23	6,47	5,23	3,81	44,19
Py <sub>3</sub>	6,88	6,63	5,22	3,84	55,23
Py <sub>3</sub>	5,23	5,18	4,13	2,98	47,87
Py <sub>4</sub>	6,14	6,52	5,28	3,94	44,19
Py <sub>5</sub>	9,02	7,43	5,88	5,98	55,23
Py <sub>6</sub>	6,61	6,17	5,01	4,67	44,19
Px <sub>1</sub>	4,26	4,00	3,18	2,38	36,82
Px <sub>1</sub>	4,18	3,84	3,00	2,24	36,82
Px <sub>2</sub>	7,44	6,86	5,16	3,90	55,23
Px <sub>2</sub>	5,87	5,46	4,25	3,61	55,23
Px <sub>3</sub>	6,45	7,21	6,12	5,92	73,64
Px <sub>3</sub>	6,48	7,19	6,10	5,86	73,64
Px <sub>4</sub>	4,59	4,48	3,75	3,57	36,82
Px <sub>4</sub>	4,39	4,17	3,41	3,11	36,82
Px <sub>5</sub>	9,01	7,75	6,33	6,31	55,23
Px <sub>5</sub>	6,67	5,11	3,70	2,95	55,23

<sup>11</sup> El cálculo de los factores de modificación de resistencia se presenta en el Anexo B.

<sup>12</sup>  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$  y  $T_4$  hace referencia a la tracción considerada en el piso 1, 2, 3 y 4, respectivamente, para cada muro analizado.

Tabla 7.13 - Verificación de pies derechos extremos en tracción (ULS) - normativa Neozelandesa

Muro	$T_1$ [Tonf]	$T_2$ [Tonf]	$T_3$ [Tonf]	$T_4$ [Tonf]	$N_{d,t}$ [Tonf]
Py <sub>1</sub>	15,26	7,96	6,58	11,79	73,64
Py <sub>1</sub>	10,12	4,89	4,24	8,94	73,64
Py <sub>2</sub>	5,97	8,74	7,22	4,71	44,19
Py <sub>3</sub>	8,26	10,00	8,09	5,15	55,23
Py <sub>3</sub>	6,35	7,80	6,35	3,95	47,87
Py <sub>4</sub>	7,20	9,34	7,64	4,67	44,19
Py <sub>5</sub>	10,14	10,10	8,05	6,48	55,23
Py <sub>6</sub>	7,59	8,41	6,76	4,67	44,19
PX <sub>1</sub>	5,66	5,20	4,21	3,48	36,82
PX <sub>1</sub>	5,71	5,13	4,11	3,43	36,82
PX <sub>2</sub>	9,72	9,39	7,28	5,89	55,23
PX <sub>2</sub>	10,54	10,07	7,74	6,08	55,23
PX <sub>3</sub>	8,92	9,59	8,31	8,80	73,64
PX <sub>3</sub>	2,80	6,01	5,26	3,65	73,64
PX <sub>4</sub>	5,77	5,39	4,49	4,35	36,82
PX <sub>4</sub>	5,71	5,18	4,25	4,04	36,82
PX <sub>5</sub>	11,21	9,66	7,63	6,80	55,23
PX <sub>5</sub>	9,49	7,48	5,65	4,82	55,23

La compresión generada en los pies derechos extremos se determina como [15]:

$$C_i = \left( V_i h_i \frac{L_i}{L_{c,i}} \right) + P_{sismico} \quad (\text{Ec. 46})$$

La fuerza de compresión sobre los pies derechos extremos obtenida con el análisis, debe ser menor a la resistencia de diseño en compresión tal que [15]:

$$C_i \leq N_{d,c} = \phi k_1 k_4 k_6 k_{12} f'_c A_c \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

- $C_i$  : Compresión demanda por los pies derechos extremos para el piso i.
- $\phi$  : Factor de reducción de la resistencia.
- $k_n$  : Factores de modificación de resistencia según NZS 1720.1 [15]<sup>13</sup>.
- $f'_c$  : Valor característico en compresión paralelo a las fibras [9].
- $A_c$  : Área de la sección transversal de los pies derechos extremos en compresión.

<sup>13</sup> El cálculo de los factores de modificación de resistencia se presenta en el Anexo B.

Tabla 7.14 - Parámetros de diseño

$\phi$	0,95
$k_1$	1,0
$k_4$	1,0
$k_6$	1,0
$k_{12}$	1,0
$f'_c$ [Tonf/m <sup>2</sup> ]	765
$N_{d,c}$ [Tonf]	5,52

Fuente: Adaptado de [9, 15]

Las Tablas 7.15 y 7.16 presentan la demanda de tracción a la que estarían sometidos los pies derechos extremos de los diferentes muros para cada piso

Tabla 7.15 - Verificación pies derechos extremos en compresión - normativa Chilena

Muro	$C_1$ [Tonf]	$C_2$ [Tonf]	$C_3$ [Tonf]	$C_4$ [Tonf]	$N_{d,c}$ [Tonf]
Py <sub>1</sub>	21,44	17,90	13,30	10,27	110,47
Py <sub>1</sub>	17,07	14,48	10,83	8,50	110,47
Py <sub>2</sub>	10,02	9,63	7,19	4,78	66,28
Py <sub>3</sub>	14,32	11,66	8,45	5,37	82,85
Py <sub>3</sub>	12,67	10,29	7,37	4,51	71,80
Py <sub>4</sub>	11,77	10,50	7,94	5,36	66,28
Py <sub>5</sub>	14,61	11,39	8,74	7,69	82,85
Py <sub>6</sub>	11,37	9,64	7,54	6,37	66,28
PX <sub>1</sub>	10,12	8,48	6,16	3,84	55,23
PX <sub>1</sub>	9,46	7,94	5,83	3,65	55,23
PX <sub>2</sub>	13,92	11,86	8,54	5,56	82,85
PX <sub>2</sub>	10,55	9,00	6,70	4,94	82,85
PX <sub>3</sub>	18,19	16,05	11,92	8,67	110,47
PX <sub>3</sub>	17,01	15,08	11,33	8,47	110,47
PX <sub>4</sub>	8,01	6,83	5,27	4,30	55,23
PX <sub>4</sub>	7,51	6,33	4,85	3,81	55,23
PX <sub>5</sub>	13,74	11,49	8,98	7,65	82,85
PX <sub>5</sub>	10,19	7,88	5,74	4,12	82,85

Tabla 7.16 - Verificación de pies derechos extremos en compresión (ULS) - normativa Neozelandesa

Muro	C <sub>1</sub> [Tonf]	C <sub>2</sub> [Tonf]	C <sub>3</sub> [Tonf]	C <sub>4</sub> [Tonf]	N <sub>d,c</sub> [Tonf]
Py <sub>1</sub>	24,39	14,54	11,29	14,65	110,47
Py <sub>1</sub>	19,15	11,61	9,03	11,79	110,47
Py <sub>2</sub>	10,70	11,95	9,30	5,90	66,28
Py <sub>3</sub>	15,68	15,09	11,47	6,96	82,85
Py <sub>3</sub>	13,96	13,19	9,92	5,88	82,85
Py <sub>4</sub>	12,91	13,44	10,46	6,29	66,28
Py <sub>5</sub>	15,82	14,17	11,06	8,38	82,85
Py <sub>6</sub>	12,33	11,93	9,41	6,60	71,80
Px <sub>1</sub>	11,61	9,80	7,36	5,14	55,23
Px <sub>1</sub>	11,07	9,34	7,09	5,01	55,23
Px <sub>2</sub>	16,15	14,43	10,80	7,75	82,85
Px <sub>2</sub>	15,33	13,74	10,33	7,57	82,85
Px <sub>3</sub>	20,75	18,61	14,43	11,95	110,47
Px <sub>3</sub>	13,38	14,07	10,78	6,65	110,47
Px <sub>4</sub>	9,21	7,79	6,09	5,20	55,23
Px <sub>4</sub>	8,78	7,36	5,76	4,85	55,23
Px <sub>5</sub>	15,93	13,44	10,39	8,27	82,85
Px <sub>5</sub>	12,95	10,24	7,74	6,09	82,85

De acuerdo con los resultados obtenidos, las demandas tanto de tracción ( $T$ ) como de compresión ( $C$ ), son menores que la resistencia de diseño ( $N_{d,t}$ ,  $N_{d,c}$ ).

#### 7.4. Verificación del anclaje

Como se presentó en el punto anterior, la acción del momento volcante provoca que el muro tienda a levantarse, por lo que es el anclaje el encargado de evitar dicha acción.

La acción del momento volcante provoca que en el área de contacto que se da entre los pies derechos extremos a compresión y la placa inferior del muro se generen tensiones de compresión perpendiculares a las fibras. Es por esta razón que la compresión que experimentan los pies derechos extremos debe ser menor a la capacidad de carga del anclaje, la cual se define como [15]:

$$C_i \leq N_{d,p} = \phi k_1 k_4 k_6 k_7 f'_p A_p \quad (\text{Ec. 48})$$

Donde:

- $C_i$  : Demanda de compresión de los pies derechos extremos.
- $\phi$  : Factor de reducción de la resistencia.
- $K_r$ : Factores de modificación de resistencia según NZS 1720.1 [15]<sup>14</sup>.
- $f'_p$  : Valores característico en compresión a las fibras [9].
- $A_p$  : Área de carga perpendicular a las fibras.

El valor de los coeficientes  $k$  para la verificación del diseño es el mismo que se presenta en la Tabla 7.14, mientras que, el valor de  $f'_p$  es tomado como 255 [Tonf/m<sup>2</sup>] [9].

La Tabla 7.17, presenta los resultados de la capacidad de carga del anclaje. Se puede apreciar que los valores presentados están dentro del límite establecido.

Tabla 7.17 - Verificación de la capacidad de carga del anclaje

Muro	$N_{d,c}$ [Tonf]-NCh	$N_{d,c}$ [Tonf]-NZS	$N_{d,p}$ [Tonf]
Py <sub>1</sub>	21,74	19,42	36,8
Py <sub>1</sub>	23,19	19,69	36,8
Py <sub>2</sub>	13,17	10,81	22,1
Py <sub>3</sub>	21,19	17,76	27,6
Py <sub>3</sub>	21,35	17,76	27,6
Py <sub>4</sub>	14,80	13,02	22,1
Py <sub>5</sub>	13,77	12,36	27,6
Py <sub>6</sub>	11,96	10,14	23,9
PX <sub>1</sub>	16,36	14,33	18,4
PX <sub>1</sub>	14,40	12,70	18,4
PX <sub>2</sub>	18,13	15,04	27,6
PX <sub>2</sub>	11,89	10,67	27,6
PX <sub>3</sub>	33,41	28,70	36,8
PX <sub>3</sub>	29,06	24,96	36,8
PX <sub>4</sub>	9,28	7,97	18,4
PX <sub>4</sub>	8,56	6,98	18,4
PX <sub>5</sub>	13,15	11,23	27,6
PX <sub>5</sub>	9,22	6,98	27,6

<sup>14</sup> El cálculo de los factores de modificación de resistencia se presenta en el Anexo B.

## 7.5. Verificación debido a la sobre resistencia de las conexiones

Cada elemento estructural que forma parte de los paneles debe ser verificados por la capacidad de sobre resistencia de los clavos, esto debido a que son la principal fuente de ductilidad de los paneles [15].

### 7.5.1. Sobre resistencia del contrachapado

La capacidad de diseño del contrachapado en corte deberá satisfacer lo siguiente [15]:

$$V_i^* \leq \phi k_1 k_{12} k_{19} g_{19} f_s \frac{2}{3} t \quad (\text{Ec. 49})$$

Donde:

- $\phi$  : Factor de sobre resistencia, el valor del factor es de 0,95 [15].
- $k_1$ : Factor de duración de la carga (ver Anexo B).
- $k_{12}$ : Factor de modificación para la estabilidad, el valor del factor es tomado como 1,0 [15].
- $k_{19}$ : Factor de modificación para condiciones de humedad (ver Anexo C).
- $g_{19}$ : Factor de modificación para el ensamblaje de madera contrachapada.
- $f_s$ : Valor característico en corte del panel.
- $t$  : Espesor total del contrachapado.

La capacidad de diseño del contrachapado en corte debe ser mayor a la sobre resistencia de las conexiones en el panel, tal que [13]:

$$v_{CPE}^* = \frac{\phi_0}{\phi} \left( \frac{N_{d,j}}{k_{17}} \right) \quad (\text{Ec. 50})$$

Donde:

- $\phi_0$  : Factor de sobre resistencia de los clavos, el valor del factor es de 1,6 [15].
- $\phi$  : Factor de reducción de la resistencia, el valor del factor es de 0,8 [15].
- $N_{d,j}$ : Capacidad de corte de la conexión definido en la ecuación 43.
- $k_{17}$ : Para más de 50 conexiones (clavos), el valor del factor es de 1,2 [15].

Tabla 7.18 - Capacidad de corte del contrachapado

$\phi$	0,95
$k_1$	1,0
$k_{12}$	1,0
$k_{19}$	1,0
$k_{19}$	1,0
$k_{19}$	428,4
$t$ [m]	0,042
$V_{d,i}$ [Tonf/m]	11,40

Fuente: Adaptado de [15]

Tabla 7.19 - Sobre resistencia de las conexiones en el panel

$\phi_o$	1,6
$\phi$	0,8
$k_{17}$	1,2
$N_{d,j}$ [Tonf/m]	1,06
$V_{CPE}$ [Tonf/m]	1,77

Fuente: Adaptado de [15]

Según lo presentado la capacidad de diseño del contrachapado es mayor a la sobre resistencia de los clavos en el panel.

### 7.5.2. Sobre resistencia de los pies derechos extremos

Los pies derechos extremos deben ser verificados tanto a fuerzas de tensión como de compresión. Su demanda debe calcularse considerando la sobre resistencia de los en cada piso, la cual viene dada por [13]:

$$T^*_i = C^*_i = \left( v^*_{CPE} h_i \frac{l_i}{l_{c,i}} \right) \pm P_{sismico} \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde:

- $v^*_{CPE}$  : Corte generado que considera la sobre resistencia de las conexiones en el contrachapado, definido en la ecuación 50.
- $h_i$  : Altura del piso.
- $l_i$  : Largo del muro.
- $l_{c,i}$  : Distancia entre pies derechos extremos.

Como se presenta en las ecuaciones 50 y 51, la sobre resistencia de los muros principalmente depende de la cantidad de conexiones y espaciamiento de estas, tanto en el contrachapado como en los pies derechos. No obstante, la demanda generada por la sobre resistencia es de carácter acumulativo por lo que la mayor demanda se produce en los pies derechos extremos de los muros LTF del primer piso.

En las Tablas 7.20 y 7.21, se presenta la demanda a compresión y tracción de los pies derechos extremos, las cuales son menores a lo presentado en la sección 7.3. en las ecuaciones 45 y 47. De esta manera la demanda de sobre resistencia cumple con los límites de diseño establecidos.

Tabla 7.20 – Sobre resistencia en los pies derechos extremos - NCh 433

Muro	$T_i^*$ [Tonf]	$C_i^*$ [Tonf]	$N_{d,c}$ [Tonf]	$N_{d,t}$ [Tonf]
Py1	20,96	30,08	110,47	73,64
Py1	21,00	30,04	110,47	73,64
Py2	25,89	30,62	66,28	44,19
Py3	23,99	31,40	82,85	55,23
Py3	24,00	31,39	71,80	47,87
Py4	25,10	30,81	66,28	44,19
Py5	23,91	29,59	82,85	55,23
Py6	24,68	29,41	66,28	44,19
PX1	24,72	30,67	55,23	36,82
PX1	25,02	30,37	55,23	36,82
PX2	25,04	31,47	82,85	55,23
PX2	25,86	30,65	82,85	55,23
PX3	21,51	33,34	110,47	73,64
PX3	22,13	32,72	110,47	73,64
PX4	26,47	29,92	55,23	36,82
PX4	26,65	29,73	55,23	36,82
PX5	26,32	31,04	82,85	55,23
PX5	26,95	30,41	82,85	55,23

Tabla 7.21 – Sobre resistencia en los pies derechos extremos – NZS1170.5

Muro	$T_i^*$ [Tonf]	$C_i^*$ [Tonf]	$N_{d,c}$ [Tonf]	$N_{d,t}$ [Tonf]
Py1	20,96	30,08	110,47	73,64
Py1	21,00	30,04	110,47	73,64
Py2	25,89	30,62	66,28	44,19
Py3	23,99	31,40	82,85	55,23
Py3	24,00	31,39	82,85	47,87
Py4	25,10	30,81	66,28	44,19
Py5	23,91	29,59	82,85	55,23
Py6	24,68	29,41	71,80	44,19
PX1	24,72	30,67	55,23	36,82
PX1	25,02	30,37	55,23	36,82
PX2	25,04	31,47	82,85	55,23
PX2	25,86	30,65	82,85	55,23
PX3	21,51	33,34	110,47	73,64
PX3	22,13	32,72	110,47	73,64
PX4	26,47	29,92	55,23	36,82
PX4	26,65	29,73	55,23	36,82
PX5	26,32	31,04	82,85	55,23
PX5	26,95	30,41	82,85	55,23

### 7.5.3. Sobre resistencia del anclaje

La sobre resistencia del anclaje fue verificada según lo presentado en la sección 7.4. Sin embargo, para los parámetros de diseño presentados en la Tabla 7.11, se modifican dos factores debido a que se evalúa el comportamiento de la conexión. Los factores modificados corresponden a:  $k_1= 1,14$ <sup>15</sup> y el factor de capacidad  $\phi =1,6$  [15].

Tabla 7.22 – Sobre resistencia de la capacidad de carga del anclaje

Muro	$N_{d,c}$ [Tonf]- NCh	$N_{d,c}$ [Tonf]- NZS	$N_{d,p}$ [Tonf]
Py <sub>1</sub>	30,00	30,08	70,70
Py <sub>1</sub>	30,04	30,04	70,70
Py <sub>2</sub>	30,65	30,62	42,42
Py <sub>3</sub>	31,42	31,40	53,02
Py <sub>3</sub>	30,85	31,39	53,02
Py <sub>4</sub>	30,77	30,81	42,42
Py <sub>5</sub>	29,54	29,59	53,02
Py <sub>6</sub>	29,15	29,41	45,95
PX <sub>1</sub>	30,63	30,67	35,35
PX <sub>1</sub>	30,34	30,37	35,35
PX <sub>2</sub>	31,50	31,47	53,02
PX <sub>2</sub>	30,60	30,65	53,02
PX <sub>3</sub>	33,29	33,34	70,70
PX <sub>3</sub>	32,69	32,72	70,70
PX <sub>4</sub>	29,90	29,92	35,35
PX <sub>4</sub>	29,76	29,73	35,35
PX <sub>5</sub>	31,04	31,04	53,02
PX <sub>5</sub>	30,44	30,41	53,02

### 7.6. Comentarios de diseño

En base a los resultados presentados, se puede apreciar que la configuración que se adopta para cada muro LTF junto con el envigado de piso permiten que se cumplan las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad y resistencia del edificio en estudio. Cabe mencionar que la configuración del edificio en estudio se basa en el ejemplo de diseño de [13], la cual tuvo que ser modificada en cuanto a longitud de muros, espaciamiento de pies derechos, diámetro de la conexión y el anclaje utilizado, todo esto para poder cumplir con requerimientos de diseño en base al análisis sísmico de ambas normativas [5, 8].

<sup>15</sup> Dicho valor es presentado en la Tabla B.1: Factor de duración de carga - Anexo B.

## Capítulo VIII: Análisis Dinámico No - Lineal (NDLA)

Con el fin de evaluar el desempeño del edificio propuesto frente a la acción de registros sísmicos, se realizaron cinco análisis dinámicos no - lineales en una de las direcciones principales del edificio utilizando un modelo de elementos con inelasticidad concentrada, construido en el software Ruaumoko2D [14]. En este análisis se espera que el comportamiento inelástico se concentre en los elementos que representan los anclajes de los muros LTF (holdowns), debido a que son la principal fuente de disipación de energía. En esta sección se representa el modelo desarrollado para realizar dichos análisis, describiendo las reglas de histéresis utilizadas para representar el comportamiento en corte de los paneles estructurales y la flexibilidad del anclaje.

Los resultados se presentan en términos de: (1) respuesta de desplazamientos máximos de techo en el tiempo; (2) deformaciones relativas de entrepiso máximas ( $dr$ ); y (3) aceleraciones máximas de piso. Dichos resultados son comparados con los obtenidos con los análisis modales, con el objetivo de identificar variables que podrían estar sujetas a efectos de amplificación dinámica, como el corte en los paneles, por ejemplo. Adicionalmente, para estimar el desplazamiento global de fluencia del edificio, se realizó un análisis incremental o Pushover.

### 8.1. Modelo de análisis

El edificio en estudio fue analizado en el sentido X de la planta que se presenta en la Figura 8.1, utilizando un modelo bidimensional, dado que existe simetría en dicha dirección.

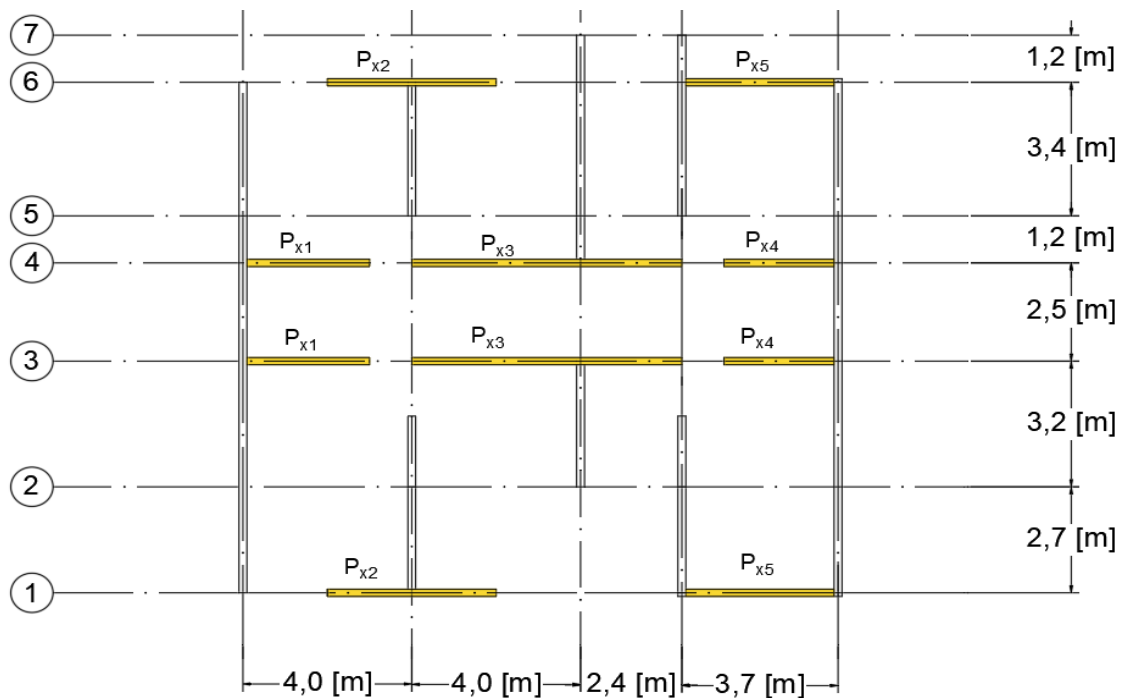


Figura 8.1 - Planta del edificio - Modelo de análisis

### 8.1.1. Modelación de los muros LTF

Los muros se modelaron utilizando la idealización mostrada en la Figura 8.2. La Figura 8.2(b) presenta los elementos que componen el modelo utilizado para representar cada panel individual. Estos se describen a continuación.

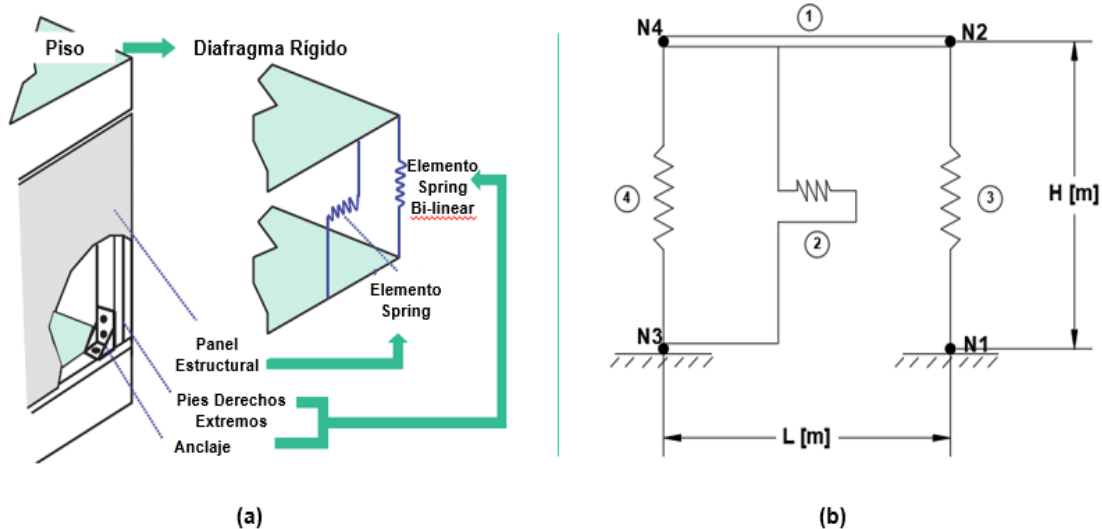


Figura 8.2 - Modelo de cada muro LTF: (a) Modelación para cada elemento del muro [47]; (b) Modelo considerado en el análisis (H=altura del panel; L=largo del panel)

- **Elemento 1:** Corresponde a una viga infinitamente rígida en flexión que permite representar las condiciones de borde y compatibilidad de deformaciones provisto por el entramado de postes y vigas de madera. Para su representación dentro del modelo, se utilizó un elemento tipo “Giberson Beam” [48] que consta, en general, de un segmento con propiedades lineales elásticas y de resortes rotacionales en sus extremos [14].

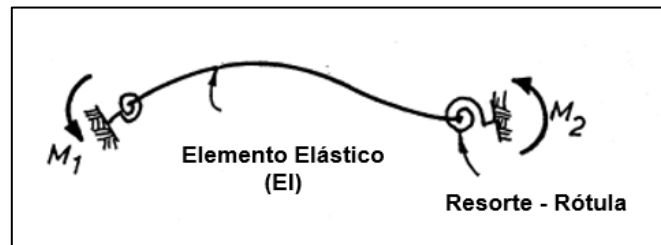


Figura 8.3 - Elemento tipo “Giberson Beam” [14]

- **Elemento 2:** Corresponde a un elemento tipo “Spring”. Dicho resorte representa el comportamiento histerético a corte, dominado por la rigidez que aporta el contrachapado.

Sin embargo, también se incluye el efecto de la flexibilidad de los conectores entre las planchas, los postes y vigas del marco interior del panel.

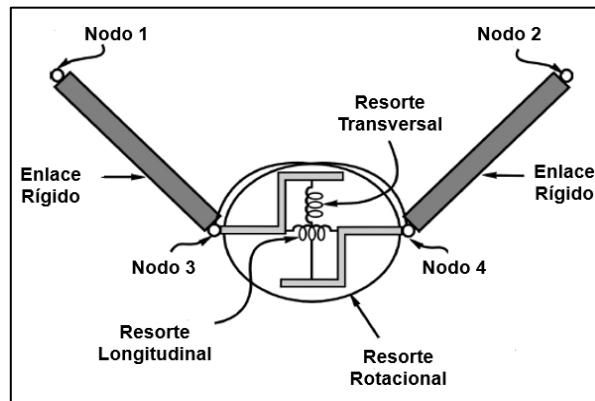


Figura 8.4 - Elemento tipo "Spring" [14]

De esta manera, y como se presenta en la Figura 8.2 (b), el elemento tipo "spring" corresponde a un resorte con rigidez transversal ( $k_y$ ) dada por:

$$k_y = \frac{G_{eq} * A_{panel}}{L} \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

- $k_y$  : Rigidez del contrachapado [kN/m]<sup>16</sup>.
- $G_{eq}$  : Módulo de corte equivalente; calculado con la ecuación (20) presentada en la sección 5.1.2, pero tomando como  $t_{eq}$  igual al espesor de las planchas del contrachapado [kN/m<sup>2</sup>].
- $A_{panel}$  : Área del contrachapado [m<sup>2</sup>].
- $L$  : Largo del panel [m].

A continuación, se presenta la rigidez calculada para cada muro LTF del modelo.

Tabla 8.1 - Rigidez transversal - corte

Muro	L [m]	$k_y$ [kN/m]	
		Piso 1-2-3	Piso 4
PX <sub>1</sub>	3,0	8359	10170
PX <sub>2</sub>	4,0	10992	14043
PX <sub>3</sub>	6,4	14295	19259
PX <sub>4</sub>	2,7	7521	9011
PX <sub>5</sub>	3,7	10364	13098

<sup>16</sup> El cálculo de la rigidez dependerá del comando ITRUSS asignado en el programa Ruaumoko2D ya que si se toma igual a uno, como se consideró en este trabajo, la expresión se modifica a:  $k_y = G_{eq} * A_{panel}$ .

La rigidez de cada muro es la misma en los tres primeros pisos, ya que su altura es la misma (3 [m]). La rigidez del piso cuatro es distinta porque la altura de los muros es mayor que en los otros pisos (4,5 [m]).

- **Elementos 3 y 4:** Corresponden a un elemento tipo “Spring” que considera, en forma simplificada, el aporte de rigidez de los pies derechos extremos en compresión y del anclaje en tracción (ver Figura 8.2 (a))<sup>17</sup>.

La rigidez longitudinal del resorte se supuso igual a la rigidez axial del poste dada por:

$$k_x = \frac{E_0 A_{P.D.}}{H} \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

- $k_x$  : Rigidez aportada por lo pies derechos [kN/m].
- $E_0$  : Módulo de elasticidad de los pies derechos [kN/m<sup>2</sup>].
- $A_{P.D.}$  : Área pies derechos extremos [m<sup>2</sup>].
- $H$  : Altura del panel [m].

En la Tabla 8.2, se presentan los valores de la rigidez  $k_x$  calculada para cada panel.

Tabla 8.2 - Rigidez resorte longitudinales

Muro	L [m]	$K_x$ [kN/m] Piso 1-2-3	$K_x$ [kN/m] Piso 4
PX <sub>1</sub>	3,0	252833	168556
PX <sub>2</sub>	4,0	379250	252833
PX <sub>3</sub>	6,4	505667	337111
PX <sub>4</sub>	2,7	252833	168556
PX <sub>5</sub>	3,7	379250	252833

## 8.2. Reglas de Histéresis

### 8.2.1. Resortes transversales: Wayne Stewart

Esta regla de histéresis fue desarrollada por Wayne Stewart en el año 1986 en la Universidad de Canterbury, para la representación de muros estructurales formados por marcos de madera y madera contrachapada clavada al marco. Esta regla refleja la degradación de la rigidez que experimentan las conexiones a medida que los agujeros producidos por la incrustación de los clavos (u otros conectores) en la madera, cuyo tamaño aumenta hasta que se produce el retiro completo de la conexión del muro [49]. La regla se utilizó para modelar el comportamiento histerético de corte

<sup>17</sup> La rigidez del anclaje se considera para el cálculo de los parámetros de la regla de histéresis asignada para representar los elementos verticales de borde de los paneles.

de los paneles y, por lo tanto, se asignó a los resortes transversales. La Figura 8.5 presenta los ciclos de histéresis original y modificado del modelo. Para efectos de este trabajo se consideró el modelo original.

Los parámetros que definen la regla de histéresis de Wayne Stewart son [49]:

- **FU** : Fuerza o momento último ( $>0.0$ )
- **FI** : Fuerza o momento de intercepción con el eje vertical, durante la recarga ( $>0.0$ )
- **PTRI** : Factor tri-lineal más allá de la fuerza o momento último ( $>1.0$ )
- **PUNL**: Factor de rigidez de descarga ( $>1.0$ )
- **GAP+** : Desplazamiento que determina el rango de disminución transitoria de la rigidez (slackness), eje positivo ( $>0.0$ )
- **GAP-** : Desplazamiento que determina el rango de disminución transitoria de la rigidez (slackness), eje negativo ( $<0.0$ )
- **BETA** : Factor beta (softening) ( $\geq 1.0$ )
- **ALPHA**: Factor de potencia de recarga o "pinch" ( $\leq 1.0$ )
- **LOOP** = 0 Loop Original  
= 1 Loop Modificado

El valor de los parámetros utilizados fue tomado de los resultados obtenidos con ensayos cuasi-estáticos y en mesa vibradora a once muros LTF con configuraciones diferentes, los cuales fueron realizados por Stewart [50].

La Tabla 8.3 presenta los valores recomendados por [50] para el desarrollo del análisis.

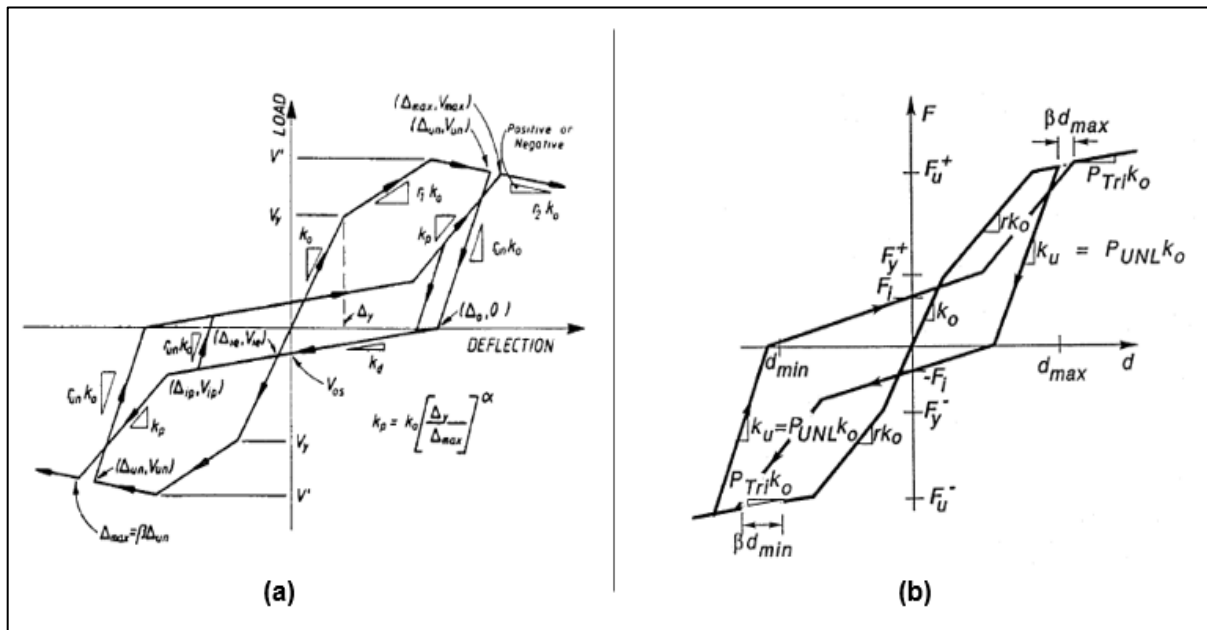


Figura 8.5 - Regla de Histéresis Wayne Stewart: (a) Loop original [49]; (b) Loop modificado [49]

Tabla 8.3 - Parámetros de control del modelo

Parámetros	Ruaumoko	Valor
$V'$	FU	1,50 $V_y$
$V_{os}$	FI	0,25 $V_y$
$r_1$	-	0,34
$r_2$	-	0,00
$r_{un}$	PUNL	1,45
$\alpha$	ALPHA	0,38
$\beta$	BETA	1,09
$\Delta_{pgap}$	GAP+	0,00
$\Delta_{Ngap}$	GAP-	0,00

Fuente: Adaptado de [50]

Según lo presentado en la Tabla 8.3, es necesario obtener la carga de fluencia ( $V_y$ ) de cada muro LTF. Sin embargo, obtener la carga de fluencia en muros de madera, compuestos por pies derechos y contrachapados, ha sido un tema de investigación abordado por diferentes autores a lo largo de los años debido a su complejidad. No obstante, en 1991 King and Lim [51], propusieron que la carga de fluencia puede ser considerada como el 50% del corte último que resiste el muro LTF.

Para el desarrollo de este trabajo se consideró lo propuesto por [51], tomando la carga de fluencia como:

$$V_y = 0,5 V_u \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

- $V_y$  : Carga de fluencia o Corte de fluencia
- $V_u$  : Corte último del muro LTF

De esta manera, los parámetros utilizados en el modelo de análisis son los siguientes:

Tabla 8.4 - Parámetros en base a la carga  $V_y$

Muro	Largo [m]	$V_y$ [kN]	FU [kN]	FI [kN]
Px <sub>1</sub>	3,0	167,8	251,6	41,9
Px <sub>2</sub>	4,0	223,7	335,5	55,9
Px <sub>3</sub>	6,4	357,9	536,8	89,5
Px <sub>4</sub>	2,7	150,9	226,5	37,7
Px <sub>5</sub>	3,7	206,9	310,3	51,7

### 8.2.2. Resortes longitudinales: Regla de histéresis bilineal con distinta rigidez positiva/negativa

Esta regla de histéresis representa acciones que exhiben diferentes rigideces según el sentido de carga [49] y se asignó a los elementos 3 y 4 (Figura 8.2 (b)). En el caso del modelo simplificado utilizado en este trabajo, esta regla permite representar la diferencia en la rigidez que existe entre los postes extremos actuando en compresión y los anclajes en tracción. La forma de este modelo de histéresis se presenta en la Figura 8.6.

Como se muestra en la Figura 8.6, la regla en cuestión está definida por una rigidez  $k_0$ , que es modificada por dos factores  $\alpha$  y  $\beta$ , dependiendo del sentido del desplazamiento, tal que las rigideces en el sentido positivo y negativo son  $k^+ = \alpha k_0$  y  $k^- = \beta k_0$  [49], respectivamente.

Los parámetros que definen la regla de histéresis bilineal para el programa Ruaumoko2D [49] son:

- **ALFA** : La rigidez positiva es ALFA\* Rigidez nominal ALFA  $\geq$  0.1
- **BETA** : La rigidez negativa es BETA\* Rigidez nominal BETA  $\geq$  0.1
- **GAMMA**: Factor de degradación de descarga
- **IOP** = 0; el factor bi-lineal es el mismo en ambas direcciones  
 = 1; factor bi- lineal positivo = ALFA \* factor bilineal  
 factor bi- lineal negativo = BETA \* factor bilineal

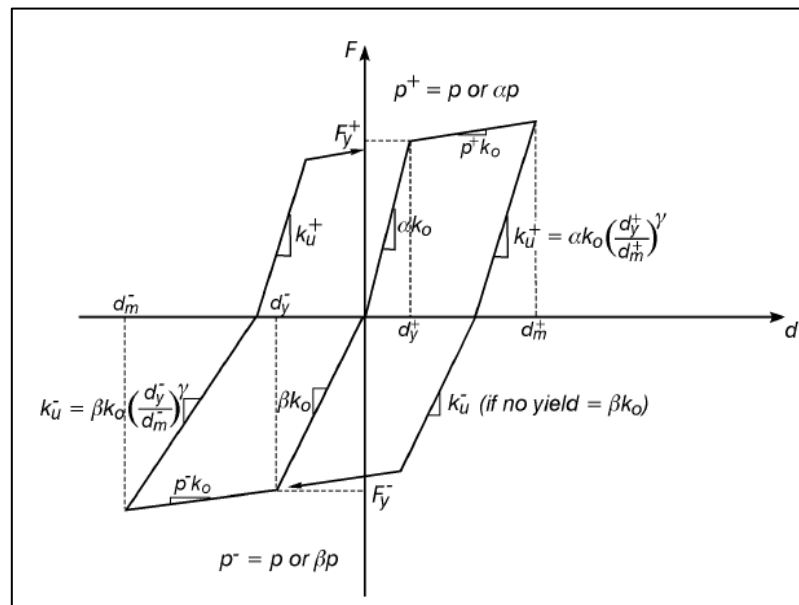


Figura 8.6 - Regla de Histéresis bilineal con rigidez positiva y negativa [49]

En este trabajo se utilizó  $k_0 = k_{ser}$ , donde  $k_{ser}$  corresponde a la rigidez del anclaje, tal que  $\alpha = 1,0$  y  $\beta = (EA/L) / k_{ser}$ . Los valores de dichos parámetros correspondientes a cada muro se presentan en la Tabla 8.5.

Tabla 8.5 - Parámetros de control - regla de histéresis bi -lineal

Muro	Largo [m]	$\beta$		$\alpha$
		Piso 1	Piso 2-3-4	
PX <sub>1</sub>	3,0	14,8	26,2	1,0
PX <sub>2</sub>	4,0	16,6	29,5	1,0
PX <sub>3</sub>	6,4	9,2	16,4	1,0
PX <sub>4</sub>	2,7	32,8	58,3	1,0
PX <sub>5</sub>	3,7	18,0	31,9	1,0

La Tabla 8.5 muestra que el valor de  $\beta$  es diferente para el primer piso, debido a que en los pisos superiores los anclajes se encuentran en la parte inferior y superior del muro, lo que implica una reducción del 50% de su rigidez.

El modelo de análisis en el programa Ruaumoko2D [14] queda representado como se presenta en la Figura 8.7.

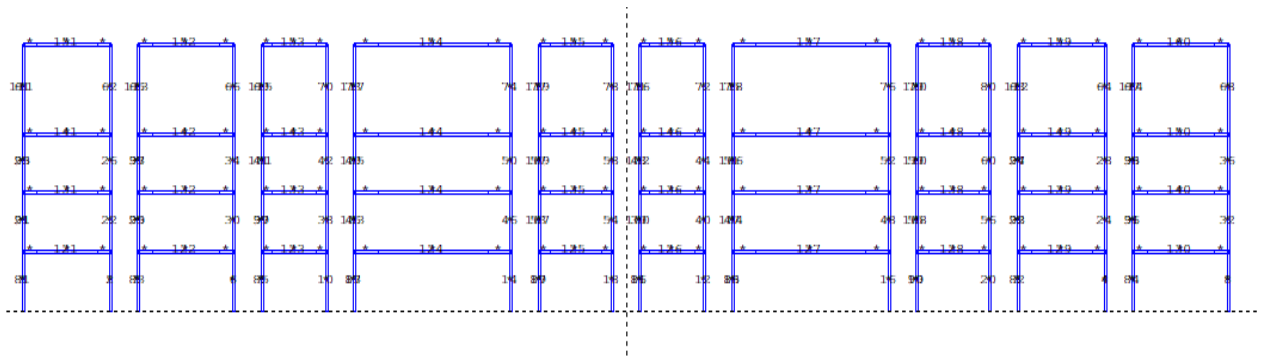


Figura 8.7 - Representación gráfica del modelo de análisis

En la Tabla 8.6, se presentan los períodos de los cuatro modos de vibrar de la estructura en la dirección de análisis obtenidos con el programa Ruaumoko y se comparan con los obtenidos con el programa ETABS para el caso de la normativa chilena.

Tabla 8.6 - Períodos fundamentales

Período	$T_n$	
	Ruaumoko	ETABS
1	0,432	0,504
2	0,148	0,181
3	0,101	0,120
4	0,080	0,093

Se observa que los períodos obtenidos con ambos programas son aceptablemente similares, teniendo en cuenta que el modelo en ETABS incluye efectos tridimensionales.

### 8.3. Análisis incremental o Pushover

Este análisis obtiene resultados más representativos del comportamiento estructural más allá del rango elástico. Este se realiza mediante la aplicación de un arreglo de fuerzas laterales incrementales concentradas a nivel de cada piso. El propósito de este análisis es evaluar de forma simplificada, las características del mecanismo de colapso, en términos de su resistencia y capacidad de desplazamiento, asociado a la aplicación de dichas cargas [52].

Para el desarrollo de este trabajo, se consideró una distribución triangular de cargas laterales equivalentes.

Los resultados del análisis incremental muestran hasta  $DR = 1,5\%$ . Este valor fue seleccionado arbitrariamente, dado que se considera un límite adecuado para este tipo de estructura. La Figura 8.8 presenta la curva corte basal ( $Q_0$ ) versus desplazamiento de techo del modelo, expresado en términos del porcentaje del peso sísmico del edificio y el drift de techo.

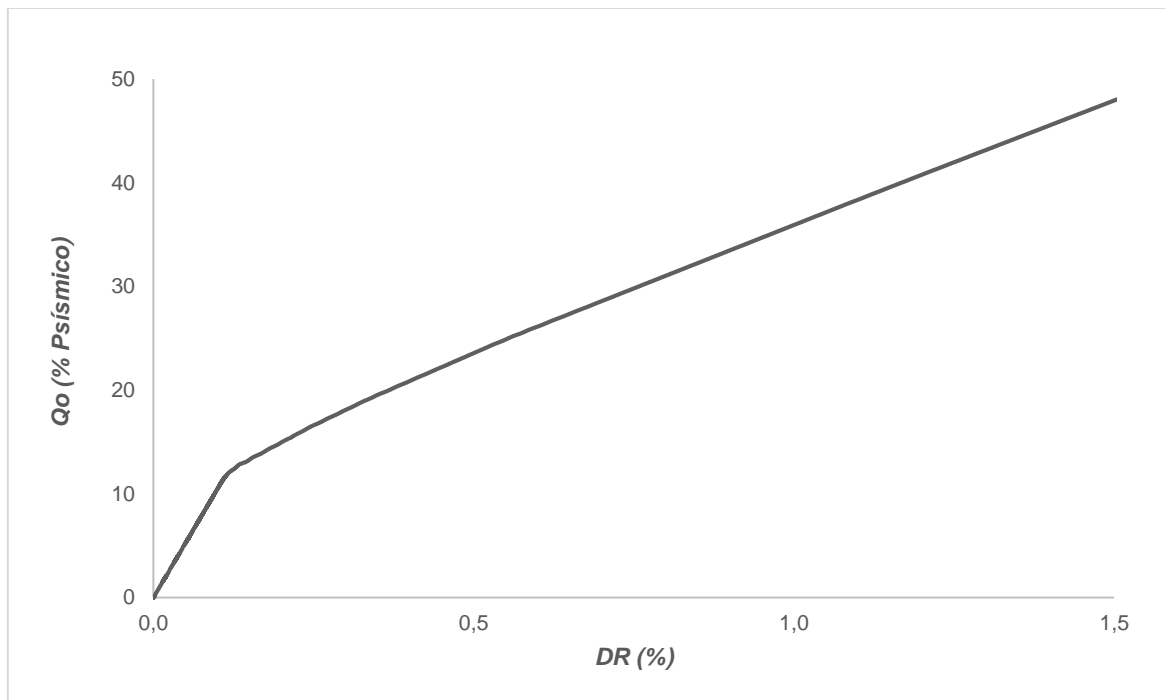


Figura 8.8 - Resultados análisis incremental

En la Figura 8.8, se aprecia que hasta el 12% del peso sísmico la rigidez es lineal, pasado este punto ocurre un cambio en la rigidez, donde la rigidez post- fluencia alcanza alrededor del 50% del peso sísmico. Se estima que la distorsión global de fluencia, DRY, es aproximadamente igual al 0,15% de la altura total del edificio.

#### 8.4. Análisis dinámicos

Se realizaron cinco análisis dinámicos no-lineales utilizando el modelo descrito en la sección anterior, construido en el programa Ruaumoko2D [14], incluyendo tres registros sísmicos chilenos y dos neozelandeses.

##### 8.4.1. Registros sísmicos

En la Tabla 8.7, se presentan las principales características de los registros sísmicos utilizados en los análisis. En las Figuras 8.9 a 8.13, se presentan los gráficos de los registros en el intervalo de tiempo considerado en los análisis.

Tabla 8.7 - Características de los registros

Sismo	Estación	Componente	Magnitud Richter	PGA [g]
Valparaíso 1985 Chile	Llolleo (LLO)	N10E	7,8	0,70
Valparaíso 1985 Chile	Viña del Mar Marga Marga (VMM)	S20W	7,8	0,36
Maule 2010 Chile	San Pedro (SNP)	X	8,8	0,59
Littleton 2011 Nueva Zelanda	Christchurch Hospital (CHHC)	H2	6,3	0,71
Littleton 2011 Nueva Zelanda	Christchurch Resthaven (REHS)	H1	6,3	0,48

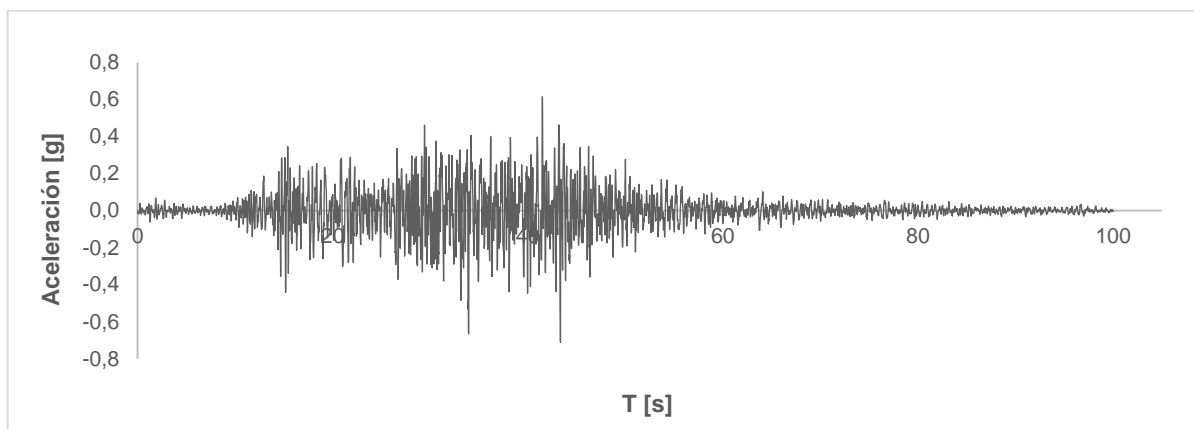


Figura 8.9 - Registro aceleración: Llolleo - Chile

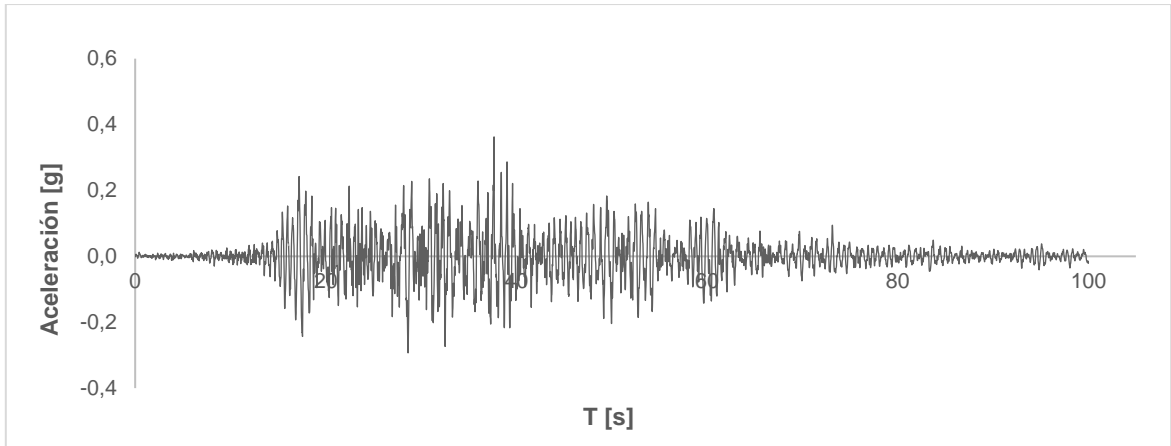


Figura 8.10 - Registro aceleración: Viña del Mar - Chile

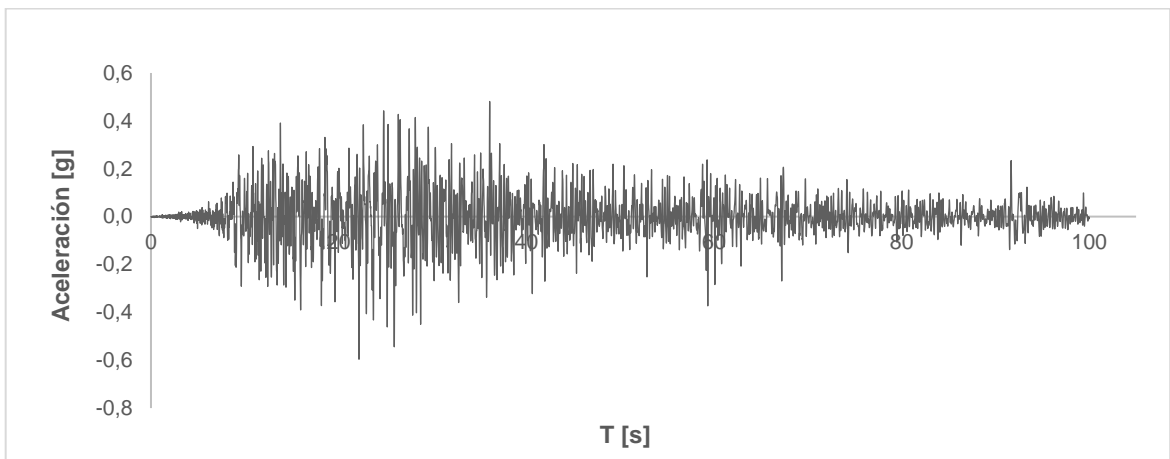


Figura 8.11 - Registro aceleración: San Pedro - Chile

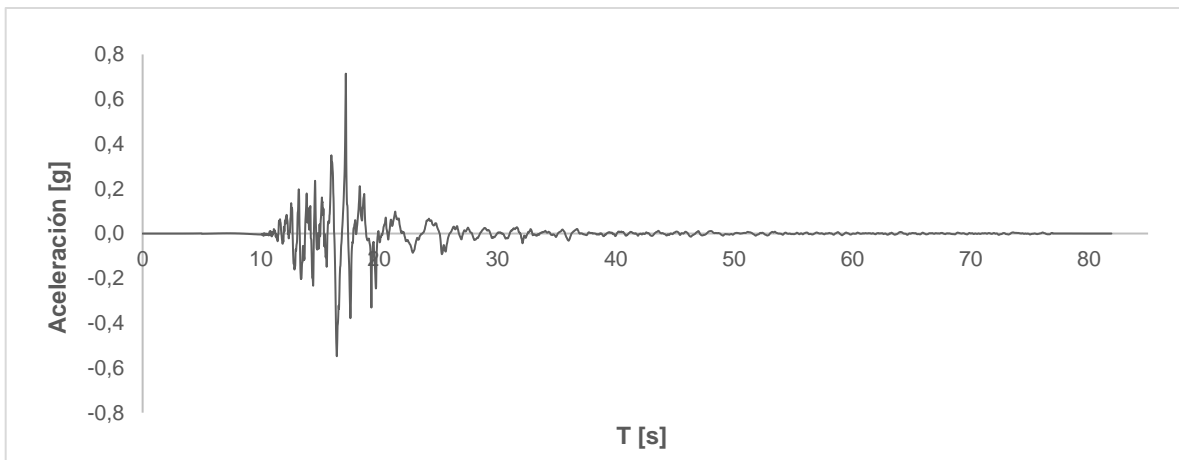


Figura 8.12 - Registro aceleración: Christchurch Hospital

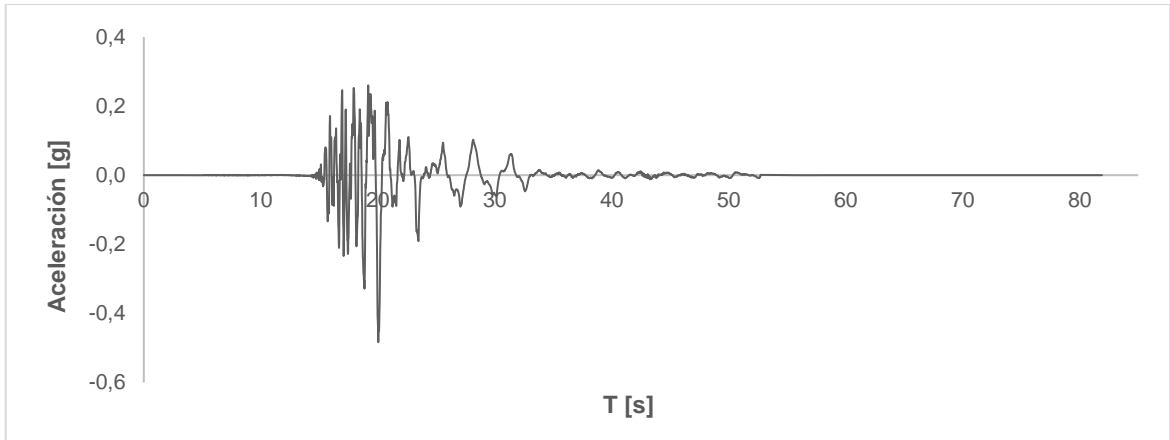


Figura 8.13 - Registro aceleración: Christchurch Resthaven

#### 8.4.2. Demandas globales

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los NLDA utilizando los registros presentados en la sección anterior.

##### 8.4.2.1. Desplazamiento de techo

Se presenta el desplazamiento relativo de techo obtenido en cada análisis, en términos del porcentaje de la altura total del edificio (H).

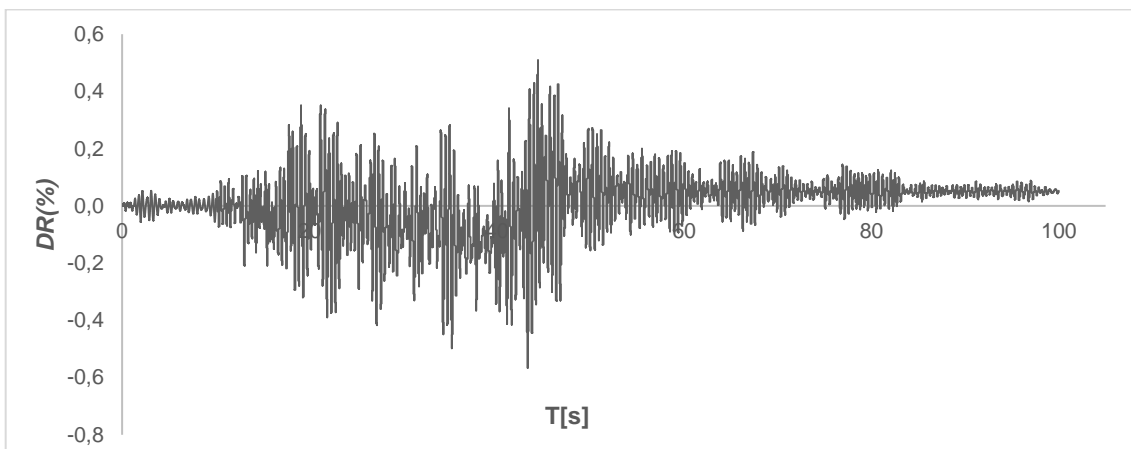


Figura 8.14 - Historia desplazamiento de techo - LLO1985

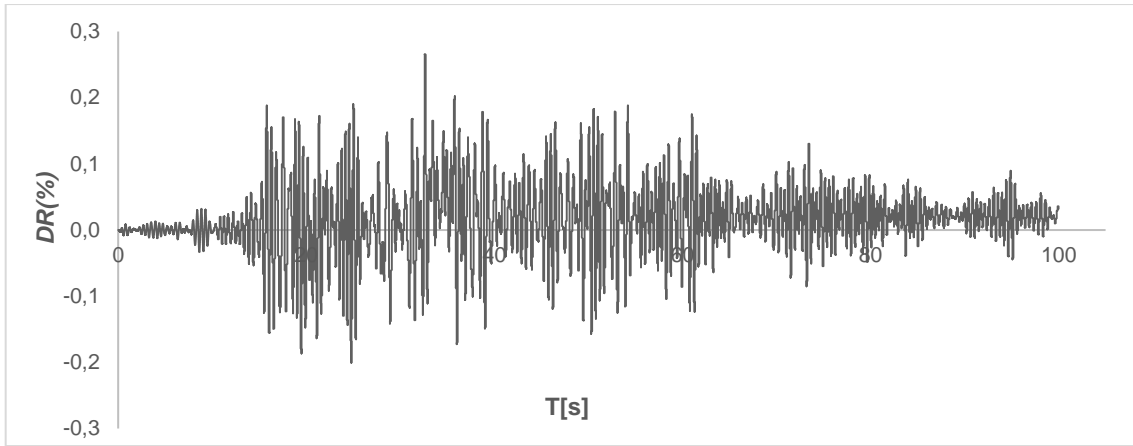


Figura 8.15 - Historia desplazamiento de techo - VMM1985

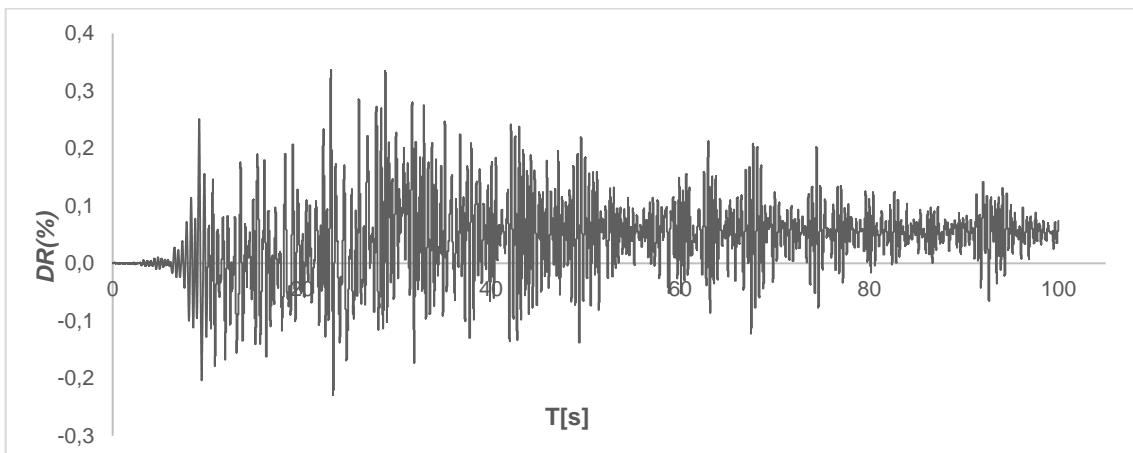


Figura 8.16 - Historia desplazamiento de techo - SPN2010

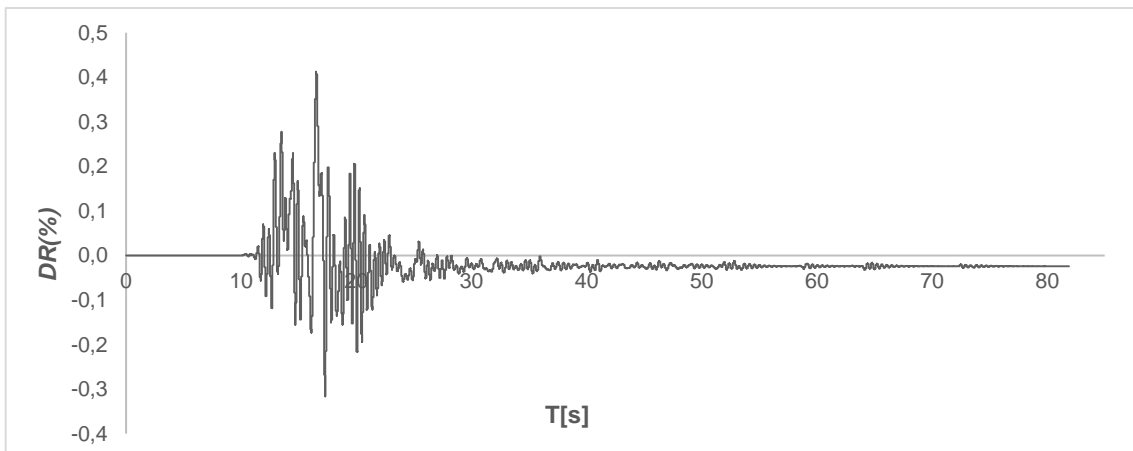


Figura 8.17 - Historia desplazamiento de techo - CHHC2011

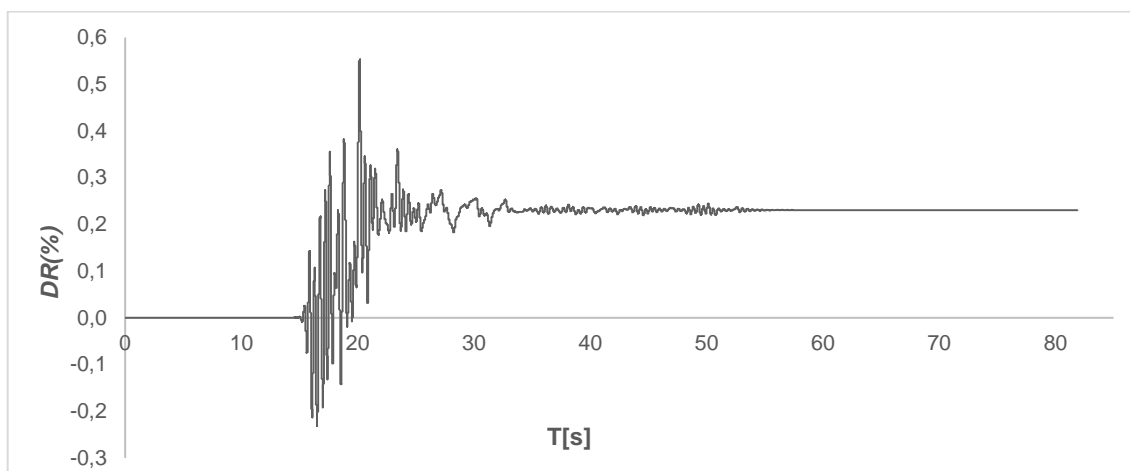


Figura 8.18 - Historia desplazamiento de techo - REHS2011

La Tabla 8.8 presenta los valores máximos de  $DR$  ( $DR_{m\acute{a}x}$ ) obtenidos en los análisis.

Tabla 8.8 - Valores máximos  $DR$  (%)

Registro	$DR_{m\acute{a}x}$ (%)
Lolleo	0,57
Viña del Mar	0,27
San Pedro	0,34
Christchurch Hospital	0,41
Christchurch Resthaven	0,55

Como se aprecia en las historias de desplazamiento de techo, las demandas globales del edificio -  $DR_{max}$  (%) - varían entre 0,3% y 0,6%, aproximadamente. Además, se puede observar que para el registro de Christchurch Resthaven, el desplazamiento de techo se desvía importantemente de cero, por lo que se puede señalar que el edificio, luego de ser sometido a dicho registro, queda con una deformación permanente.

#### 8.4.2.2. Desplazamiento relativo de entrepiso

En la Figura 8.19 y 8.20, se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso (drift de piso,  $dr$ ) alcanzados en los análisis realizados, y se comparan con los límites establecidos en la normativa chilena.

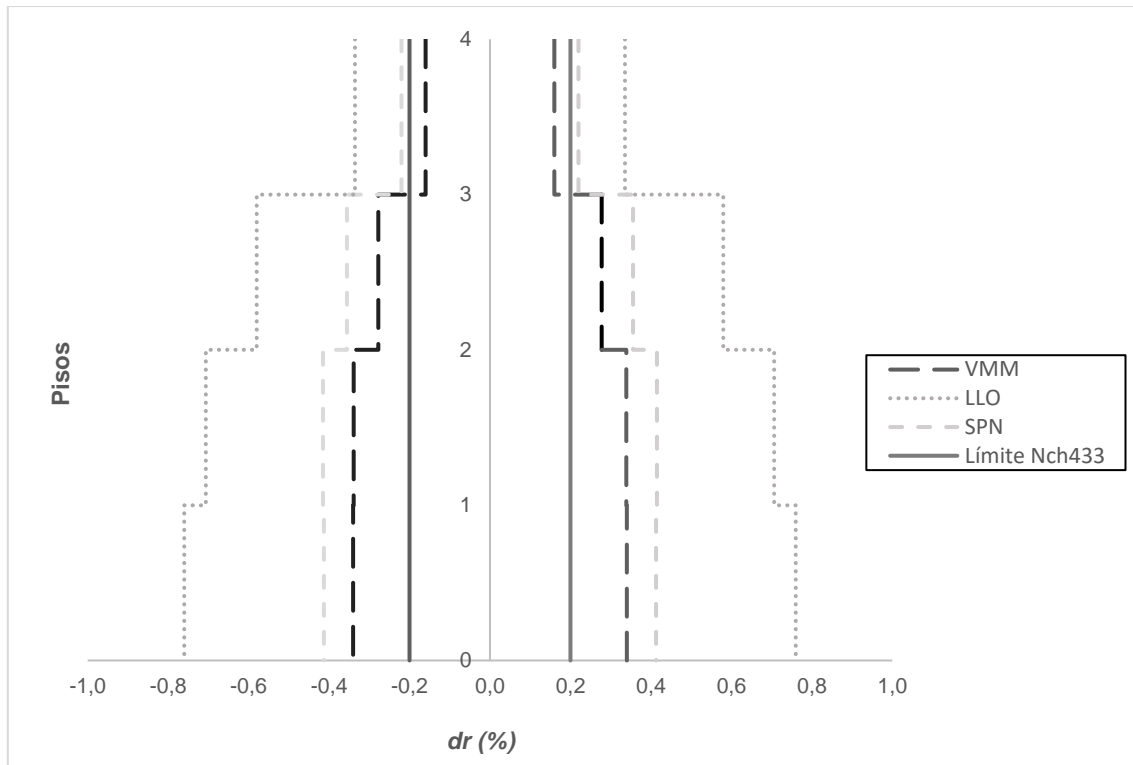


Figura 8.19 - Drift de pisos - NCh433

Las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso se presentan en términos del porcentaje de altura de los pisos. Los resultados muestran que la mayor demanda se presenta para el registro de Lolloe (1985) con un valor de 0,8%. Además, con los tres registros chilenos utilizados, los análisis indican que se superaría el límite de 0,2% establecido en la norma.

En el caso de los análisis realizados utilizando los registros neozelandeses (Figura 8.20), se observa que las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso son menores al límite establecido en la norma NZS1170.5 correspondiente a 2,5%, ya que en ninguno de los casos las demandas superan el 0,6%.

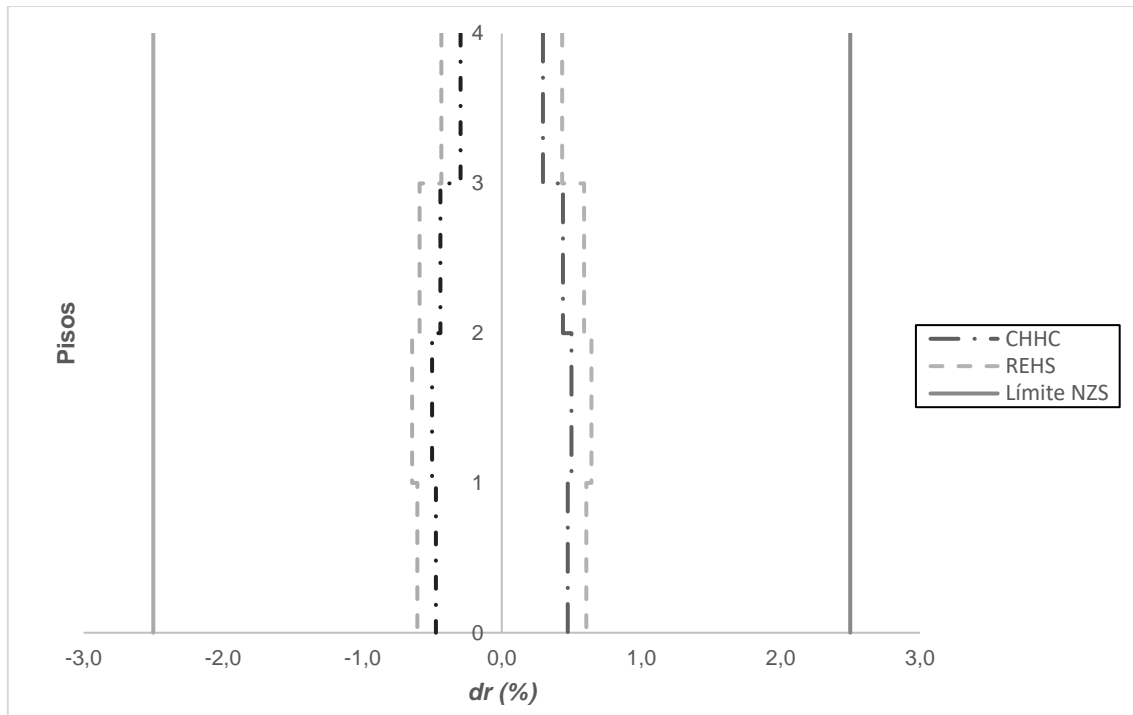


Figura 8.20 - Drift de pisos - NZS1170.5

#### 8.4.2.3. Aceleraciones absolutas de pisos

En la Figura 8.21 se presentan las aceleraciones de piso obtenidas con los cinco análisis realizados. Las aceleraciones se presentan en unidades de g. En la Tabla 8.9 se aprecia que las mayores aceleraciones se producirían cuando se utiliza el registro de Lolloe (1985) con un máximo de 1,9 [g]. Las aceleraciones son crecientes en altura y en todos los casos la aceleración máxima ocurre en el último piso.

Tabla 8.9 - Aceleraciones máximas de piso

Registro	$a_1$ [g]	$a_2$ [g]	$a_3$ [g]	$a_4$ [g]
VMM-1985	0,3	0,4	0,5	0,6
SPN-2010	0,5	0,7	0,9	1,0
LLO-1985	0,8	1,3	1,4	1,9
CHHC-2011	0,3	0,4	0,6	0,9
REHS-2011	0,5	0,7	0,7	0,8

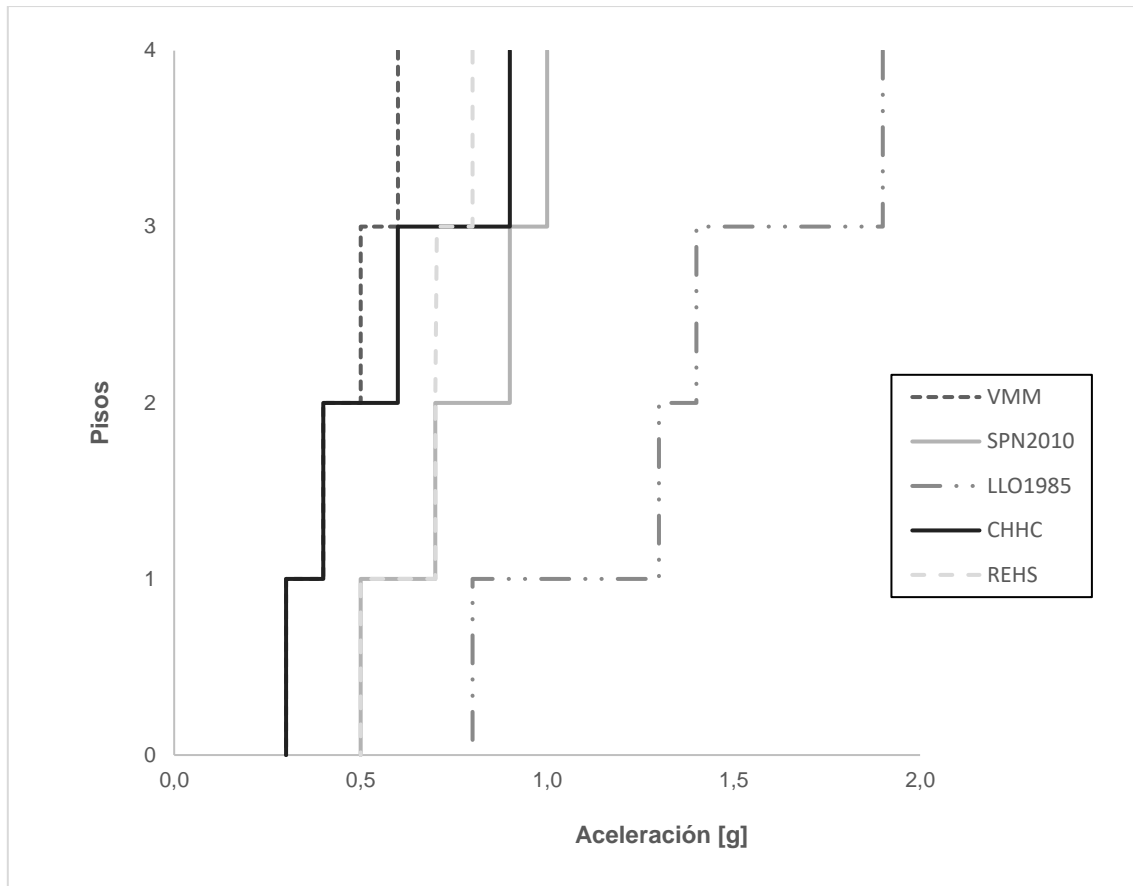


Figura 8.21 - Aceleraciones absolutas de pisos

#### 8.4.2.4. Envolvente de corte - muros LTF

Los resultados de los análisis mostraron que la mayor demanda de corte se produciría en los muros de menor y mayor longitud, es decir, en los muros cuyos largos corresponden a 2,7 [m] y 6,4 [m], respectivamente. En esta sección se presentan las envolventes de corte calculadas para dichos muros, mientras que en el Anexo D se presentan las envolventes obtenidas para los muros restantes.

Las Figuras 8.22 y 8.23 ilustran que para los registros sísmicos chilenos el corte calculado con los análisis supera al corte obtenido mediante el análisis modal espectral realizado en el Capítulo VI. Las mayores demandas se obtendrían con el registro de Lolleo (1985). En este caso, el corte máximo resistido por cada muro es aproximadamente igual a 80 [kN] y 100 [kN], para los muros de 2,7 [m] y 6,4 [m], respectivamente, valores considerablemente mayores que los calculados con el análisis modal espectral (incluyendo los factores de mayoración de las cargas), cuyo valor alcanza los 20 [kN] y los 45 [kN] para cada muro.

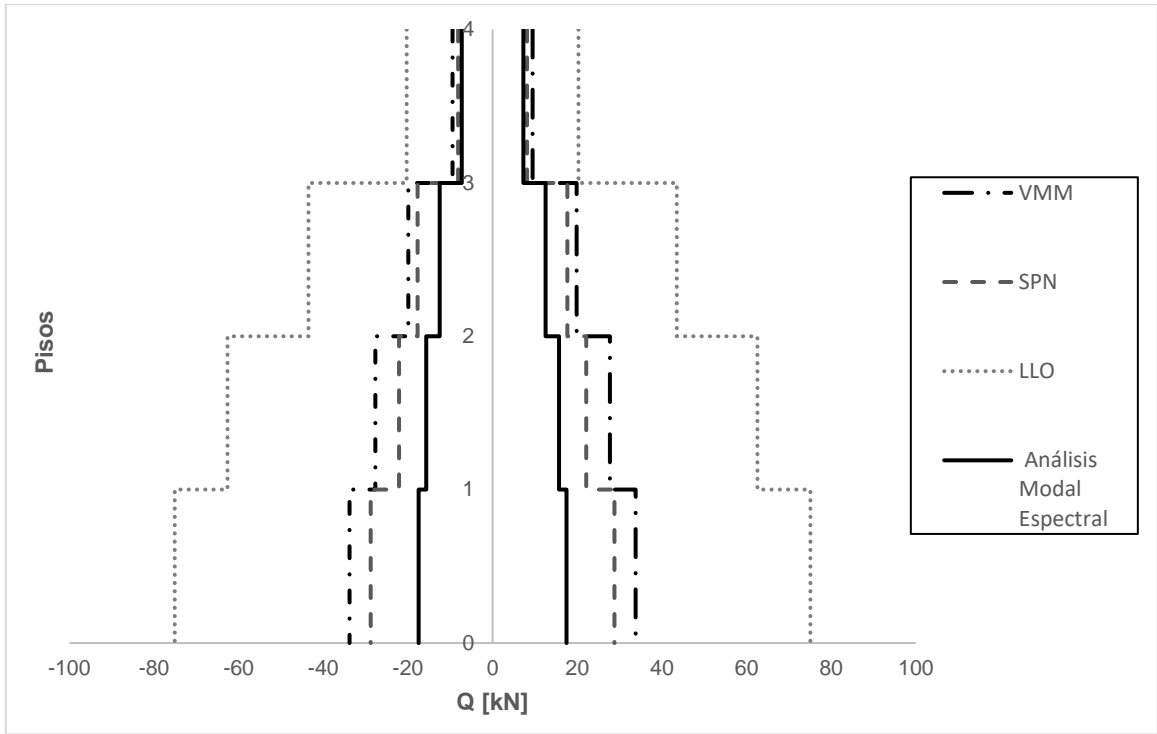


Figura 8.22 - Envolventes de corte: muro 2,7 [m] - NCh 433

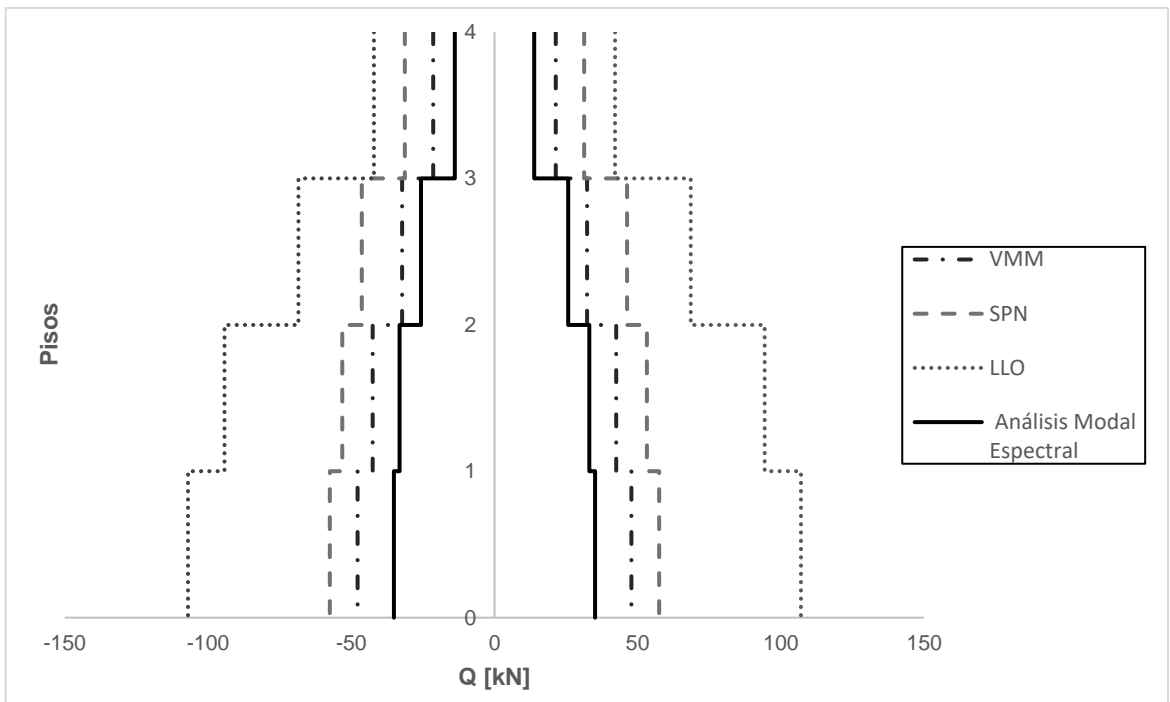


Figura 8.23 - Envolventes de corte: muro 6,4 [m] - NCh 433

Con los registros sísmicos neozelandeses, las mayores demandas se producirían para el registro de Christchurch Resthaven. Las Figuras 8.24 y 8.25 ilustran que el corte obtenido con los registros sísmicos supera al corte calculado mediante el análisis modal espectral. En este caso, el corte máximo resistido por cada muro es aproximadamente de 70 [kN] y 80 [kN], para los muros de 2,7 [m] y 80 [kN] y 6,4 [m], respectivamente, valores considerablemente mayores que los calculados con el análisis modal espectral, cuyo valor alcanza los 20 [kN] y los 40 [kN] para cada muro.

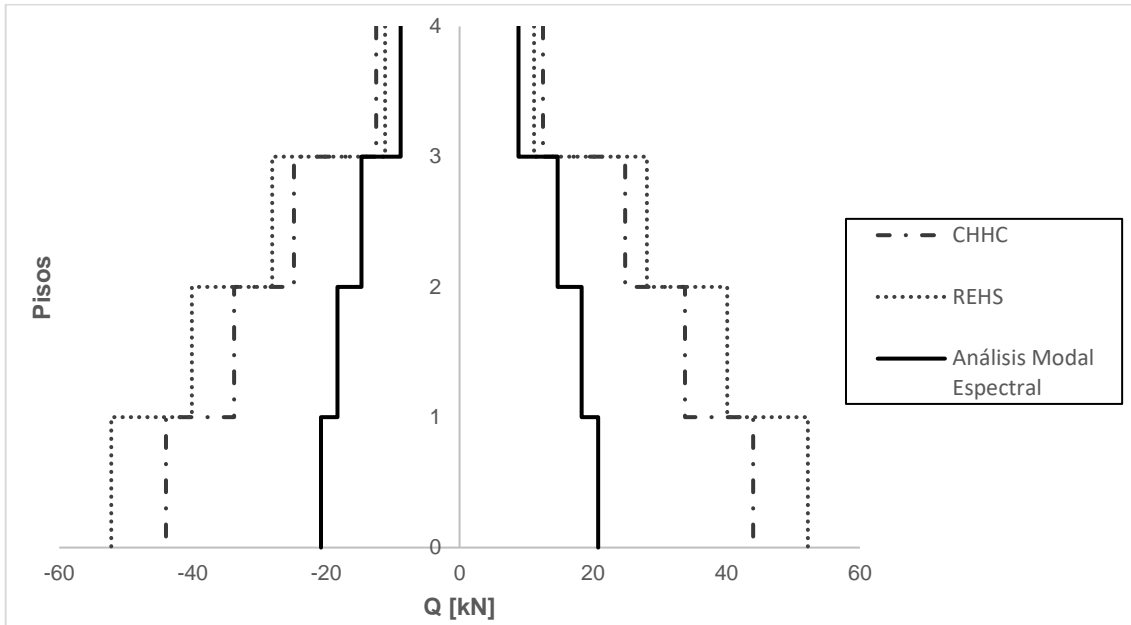


Figura 8.24 - Envolturas de corte: muro 2,7 [m] - NZS 1170.5

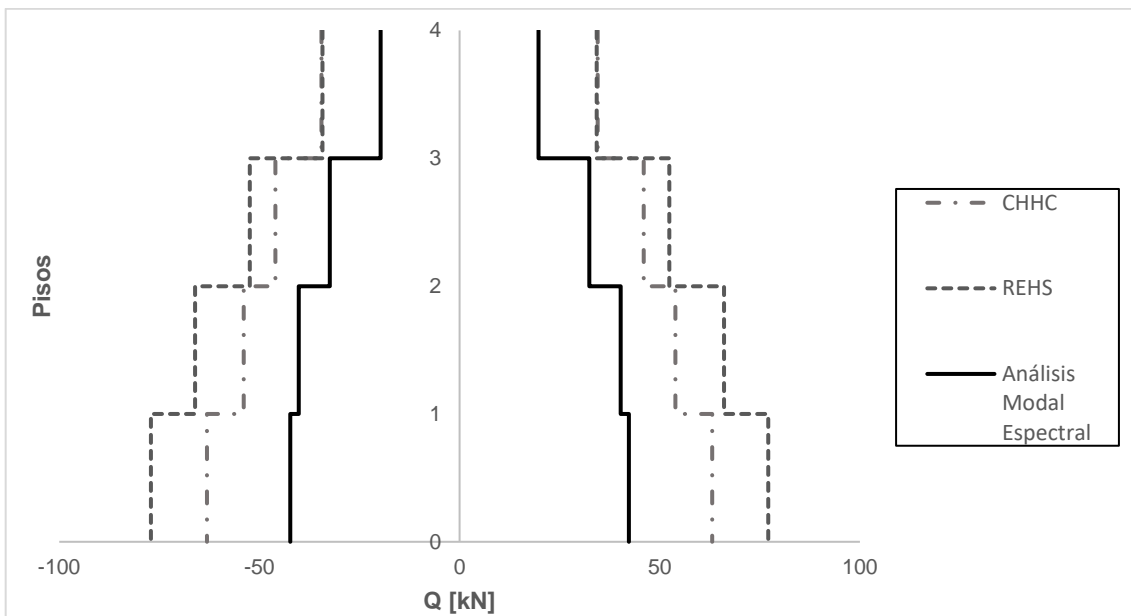


Figura 8.25 - Envolturas de corte: muro 6,4 [m] - NZS 1170.5

## 8.5. Histéresis de los anclajes

Debido a que los anclajes son la principal fuente de disipación de energía de edificios de muros LTF, y de madera en general, se evaluó su comportamiento histerético para los cinco registros sísmicos considerados en el análisis no – lineal. Los resultados de los NLDA indicaron que la mayor disipación de energía de histéresis se alcanzaría con el registro sísmico de Lolloe (1985), y en particular en los muros de 3,7 [m] y 3,0 [m] de largo. Las gráficas fuerza- desplazamiento obtenidas para dichos elementos se presentan en las Figuras 8.26 y 8.27.

Con los registros neozelandeses, los resultados de los NLDA indicaron que la mayor disipación de energía de histéresis se alcanzaría con el registro sísmico de Christchurch Hospital (2011), y en particular en los muros de 3,7 [m] y 3,0 [m] de largo. Las Figuras 8.28 y 8.29 muestran las gráficas fuerza-desplazamiento.

Los ciclos de histéresis de los muros restantes obtenidos con los análisis se presentan en el Anexo E.

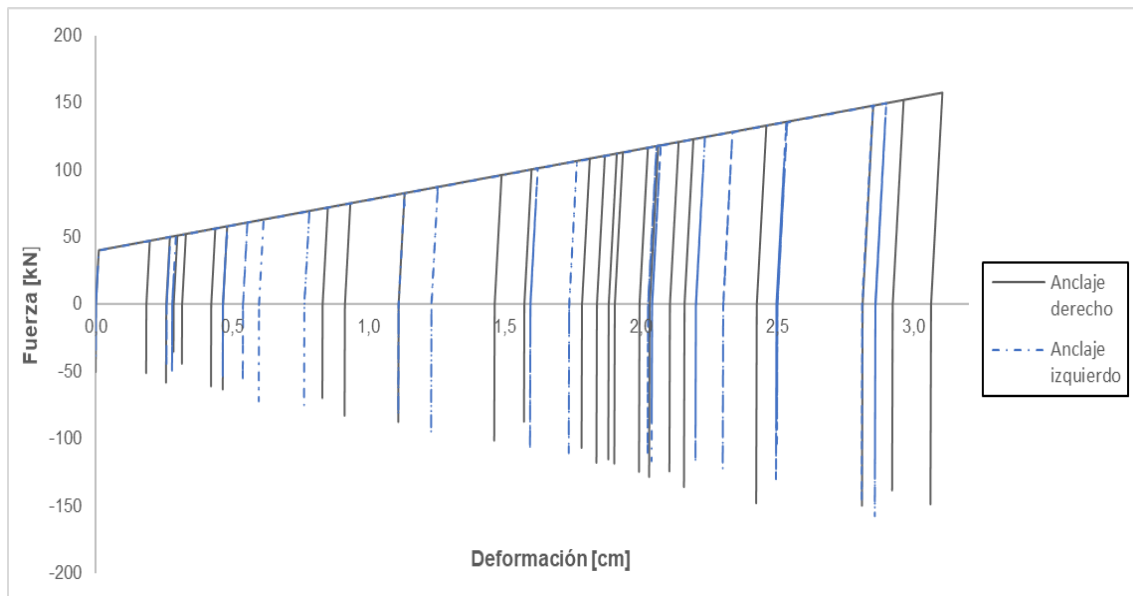


Figura 8.26 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,7 [m] - Lolloe (1985)

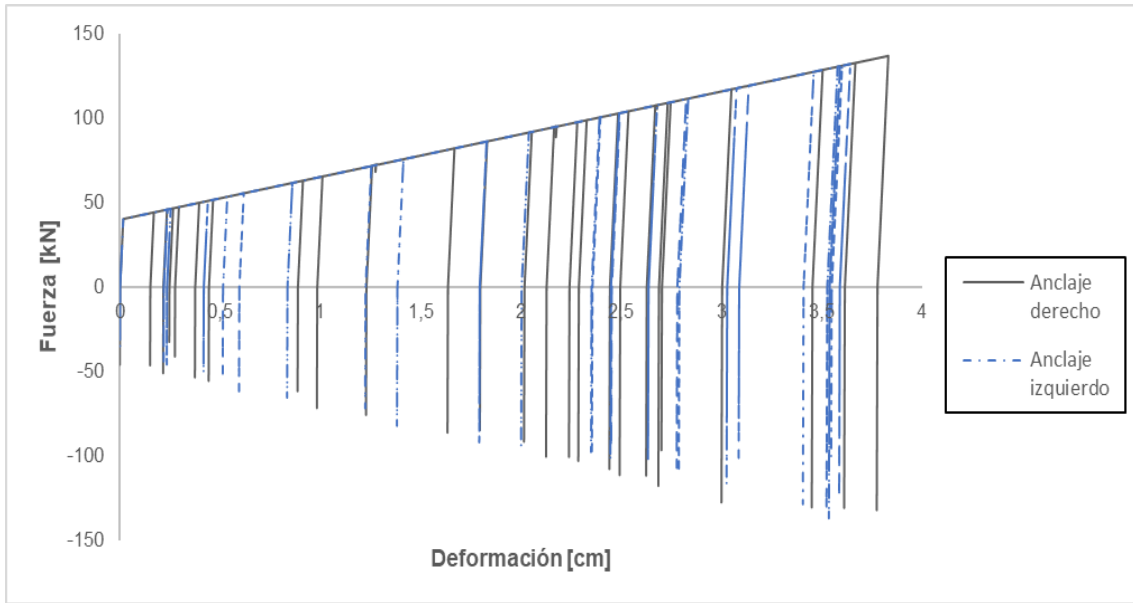


Figura 8.27 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,0 [m] - Lolloe (1985)

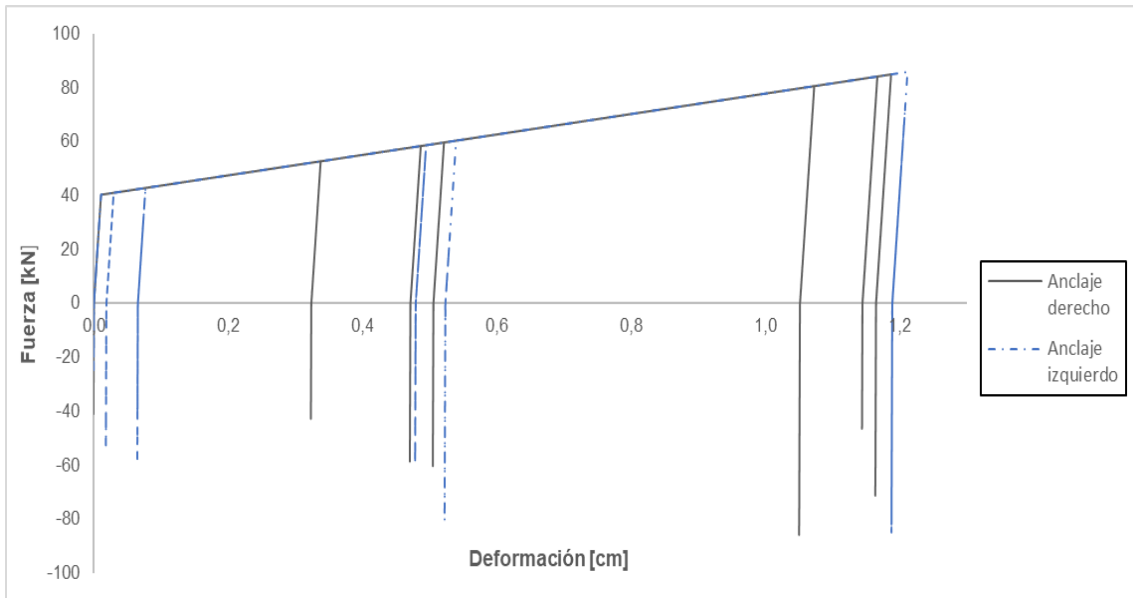


Figura 8.28 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,7 [m] - CHHC (2011)

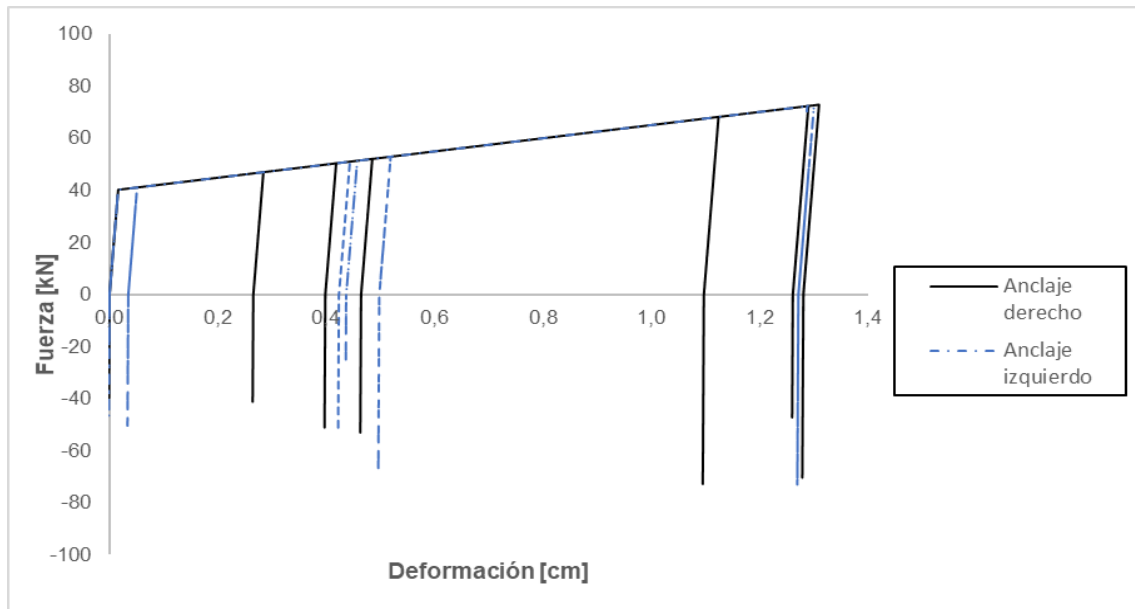


Figura 8.29 - Histéresis elementos verticales de borde muro 3,0 [m] - CHHC (2011)

Los gráficos de la histéresis muestran que existen deformaciones inelásticas importantes en los anclajes sometidos a tracción, representados en forma simplificada en este caso por la resistencia y rigidez axial del elemento resorte ubicado en los extremos del panel. Se observa que existen importantes deformaciones residuales. Esto se explica en parte porque en este caso simplificado no se incluyen dos efectos: (1) las cargas gravitacionales sobre los muros, y (2) el pinching que típicamente ocurre en las conexiones. Sin embargo, los gráficos permiten tener una idea del orden de magnitud de las deformaciones inelásticas que sufrirían las conexiones bajo los supuestos adoptados en este trabajo de título. Más aun, el no considerar las cargas verticales entrega resultados más desfavorables que los que se podrían obtener con un modelo que sí las incluyera. En todo caso, se sugiere incorporar ambos efectos en futuras investigaciones.

## Capítulo IX: Conclusiones y Comentarios

En este trabajo de título, se presentó el análisis y diseño sísmico de un edificio de cuatro pisos estructurado con muros de madera liviana (Light Timber Framing, LTF), también llamados paneles de marco plataforma, con el objetivo de evaluar la factibilidad de su diseño en concordancia con la normativa sísmica de Chile y Nueva Zelanda.

Para modelar los muros LTF con elementos tipo panel (shell), comúnmente utilizados para modelar muros en oficinas de cálculo. Para ellos, se revisaron dos métodos para estimar las propiedades equivalentes lineales-elásticas que representan las propiedades reales de los paneles LTF, en forma simplificada, pero con sustento físico. Los métodos revisados, que son los únicos actualmente disponibles en la literatura, fueron propuestos por Newfield et al. (2013) y por Carradine et al. (2019). De ambas metodologías, se adoptó principalmente la propuesta por Newfield et al. (2013), dado que es más fácil de implementar en elementos tipo shell, utilizados en este trabajo. Sin embargo, dicho procedimiento fue mejorado en dos aspectos: (1) se incluyó explícitamente la flexibilidad del anclaje en el cálculo del módulo de corte equivalente,  $G_{eq}$ , integrando lo propuesto por Carradine et al. (2019); y (2) se resumió el procedimiento para calcular el espesor equivalente de los muros,  $t_{eq}$ , utilizado para modelar el comportamiento del muro en flexión, en sólo tres fórmulas, que incluso pueden ser reducidas a una única expresión.

Utilizando el procedimiento elaborado y propuesto en este trabajo, las propiedades equivalentes de los muros LTF considerados, y una estructura prototipo definida en su arquitectura en estudios previos complementarios, se construyó un modelo de análisis en un programa de elementos finitos y se realizó un análisis sísmico según las últimas versiones de la norma chilena NCh433 y la norma neozelandesa NZS1170.5. Cumpliendo con dichos requerimientos, y luego de una serie de iteraciones, se obtuvo un diseño con dimensiones realistas de los elementos estructurales, de tamaños y especies comercializados en Chile. De esta forma, la metodología desarrollada en este trabajo puede ser considerada como una primera guía para realizar el análisis y diseño de edificios de LTF de mediana altura, útil para ser implementada en oficinas de cálculo estructural.

Al realizar el análisis y diseño sísmico del edificio en estudio siguiendo los requisitos de las normativas chilena y neozelandesa, se detectó que los requisitos de diseño de la primera normativa son, al menos en este caso, más restrictivos que los de la segunda. Específicamente, el control de los desplazamientos relativos de entrepiso (drifts de piso) es más exigente en la norma chilena que en la neozelandesa, aun cuando ambos se controlan en estados límites distintos. Esto es, la normativa chilena verifica que los límites máximos de dicho parámetro no se excedan para cargas representativas de un estado límite de servicio, mientras que la norma neozelandesa lo hace primordialmente para el estado límite último. La limitación de la norma chilena llevó a la modificación de la estructuración del edificio inicial, con el objetivo de incrementar su rigidez, y poder así cumplir con el límite máximo establecido para las deflexiones de piso. Además de incrementos en el largo y cambio en la posición de los muros, fue necesario incrementar las dimensiones de los postes extremos y el espesor de las planchas de revestimiento.

Los resultados de los análisis no-lineales confirmaron que la principal fuente de disipación de energía en los paneles corresponde a los anclajes, ya que los elementos asociados a los paneles de recubrimiento (resortes transversales) no experimentaron ciclos de histéresis en ninguno de los análisis. De esta manera, se puede señalar que dentro los anclajes juegan un rol fundamental a la hora de determinar la configuración de los paneles, ya que la resistencia de fluencia del edificio queda determinada por la fluencia de dichos anclajes. Cabe señalar que en el modelo de análisis se consideró un caso muy desfavorable, ya que no se consideró la carga vertical producida sobre los

muros LTF por las cargas gravitacionales, y en consecuencia los paneles son más propensos a sufrir un levantamiento de sus extremos.

Las mayores demandas del edificio se obtuvieron con los registros sísmicos de Llole (1985) y Christchurch Hospital (2011). Los análisis indicaron que el edificio propuesto presentaría una respuesta dinámica con niveles máximos de desplazamiento de techo menores que 0,57%, y aceleraciones de piso menores que 1,9 [g], en todos los casos. Dichos valores son comparables a los normalmente anticipados para estructuras de hormigón armado.

Como futuras investigaciones, se propone diseñar el edificio propuesto siguiendo netamente las condiciones de diseño de la normativa neozelandesa con el fin de evitar los requisitos excesivamente restrictivos de la norma chilena. De esta forma, se optimizaría el material utilizado para el diseño y en la construcción del edificio. Se esperaría que con ello el diseño del caso en estudio sea optimizado aún más, entregando una estructura más flexible que la presentada en este trabajo. Además, se propone incluir un modelo con estrechamiento de los ciclos de histéresis (“pinching”) en los elementos que representan los anclajes, e incluir las cargas gravitacionales en el modelo.

## Bibliografía

- [1] A. Buchanan, *Timber Design Guide*. New Zealand: New Zealand Timber Industry Federation, 2007.
- [2] A. Buchanan, "How Will Timber Buildings help New Zealand meet Kyoto Protocol Commitments?", *NZ timber design Journal*, vol.13, No 1, pp 7-11, March 2005.
- [3] Canadian Wood Council, "Mid-rise Construction in British Columbia", *WoodWorks*, 2011.
- [4] Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), "Ordenanza General de la Ley General de Urbanismo y Construcciones", Santiago, Chile, 1992.
- [5] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh433Of.96mod2012: Diseño sísmico de edificios", Santiago, Chile, 2012.
- [6] J.Queipo, B. González, M. Llinares, C. Villagua and V.Gallego, *Conceptos básicos de la construcción con madera*. Madrid: Construir con Madera (CcM), 2010.
- [7] "POR QUÉ MADERA-Home". [Online]. Available: <https://www.madera21.cl/2757-2/#1480538092690-c18529eb-5e3c> [Accessed: 15-Sept-2019].
- [8] Standards New Zealand (SNZ), "NZS1170.5:2004: Structural design actions: Part 5, Earthquake actions", Wellington, New Zealand, 2004.
- [9] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh1198.Of2006: Madera - Construcciones en madera - Cálculo", Santiago, Chile, 2006.
- [10] Standards New Zealand (SNZ), "NZS 3603:1993: Timber Structures Standard", Wellington, New Zealand, 1993.
- [11] Standards New Zealand (SNZ), "NZS 3604:2011: Timber- Framed Buildings", Wellington, New Zealand, 2011.
- [12] C. Ni and M. Popovski, "Mid-rise Wood- Frame Construction Handbook", Special Publication SP-57E, FPInnovations, Pointe-Claire, Canadá.
- [13] Carradine D. et al, "Multi-storey light timber-framed buildings in New Zealand- Engineering design", BRANZ, Judgeford, New Zealand, 2019.
- [14] A. J. Carr, "*Ruaumoko2D: User's manual for the 2-dimensional version*", Carr Research Limited, Christchurch, New Zealand, 2016.
- [15] Standards Australia (AS), "AS 1720.1-2010: Timber Structures: Part 1: Design methods", Australian, 2001.
- [16] S. Cárcamo Chávez, "Modelo De Muros Marco Plataforma Para un Programa De Elementos Finitos Mediante Elemento Área", Memoria de titulación, Universidad Técnica Federico Santa María, UTFSM, Valparaíso, Chile, 2017.
- [17] CORMA, "La Construcción de Viviendas en Madera", *Centro de Transferencia Tecnológica*.
- [18] B. Folz and A.Filiatrault, "Cyclic Analysis of Wood Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, pp. 433-441,2001.

- [19] Forest Stewardship Council. "En Madera, otra forma de Construir. El material Constructivo sostenible del siglo XXI". Pp.56-105,2018.
- [20] "POR QUÉ MADERA-Home". [Online]. Available: <https://www.madera21.cl/project-view/casacano51/>. [Accessed: 07-May-2019].
- [21] J.Van de Lindt, R. Gupta, S. Pei, K. Tachibana, Y.Araki, D. Rammer and H.Isoda, "Damage Assessment of a Full Scale Six- Story Wood-Frame Building Following Triaxial Shake Table Tests", *Journal of performance of constructed Facilities*, vol.26, pp 17-25, January/February 2012.
- [22] J. Van de Lindt, S.Pei, S.Pryor, H.Shimizu and H. Isoda, "Experimental Seismic Response of a Full-Scale Six- Story Ligth-Frame Wood Building", *Journal of Structural Engineering*,vol.136, pp 1262-1272,2010.
- [23] M.Li and F. Lam, "Modeling Seismic Behaviour of a Six-story Wood- frame Building", pp 1-16, 2011.
- [24] Z. Chen, Y. Chui, G. Doudak, C. Ni and M. Mohammad, "Simulation of the Lateral Drift of Multi-Storey Light Wood Frame Buildings Based on a Modified Macro-Element Model", *World Conference on Timber Engineering*,2014.
- [25] S.Rossi, D.Casagrande, R.Tomasi and M. Piazza, "Seismic elastic análisis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach", *Construction and Building Materials*,vol. 102, pp 1154-1167,2016.
- [26] J.M. Branco, F.T. Matos and P.B.Lourenço, "Experimental In-Plane Evaluation of Light Timber Walls Panels", *Buildings*, vol.7, pp 63, 2017.
- [27] A. Sadeghi Marzaleh, S. Nerbano, A. Sebastiani Croce and R. Steiger, "OSB sheathed light-frame shear walls with strong anchorage subjected to vertical load, bending moment, and monotonic lateral load", *Engineering Structures*, vol. 173, pp 787-799, May 2018.
- [28] J.Gu and F. Lam, "Simplified mechanics-based woodframe shear wall model", *13 th World Conference on Earthquake Engineering*,pp 2-12,2004.
- [29] M.Li and F. Lam, "Lateral Performance of Nonsymmetric Diagonal-Braced Wood Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, vol.135, pp 178-186, 2009.
- [30] J.D.Dolan, "The dynamic response of timber shear walls", *The University of British Columbia*,1989.
- [31] P.Line and J.E.Russell, "2005 Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS)", pp. 2-4, 2006.
- [32] Canadian Standards Association (CSA), "CSA O86: Engineering design in wood",Ottawa.
- [33] "Mid-Rise Wood- Frame Residential Construction in B.C. "
- [34] P.C.C, " Construcción de mediana altura", 2011.
- [35] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh1209.Of90: Clavos de acero de sección circular de uso general – Requisitos", Santiago, Chile, 1990.
- [36] G.Tamagnone, G. Rinaldin and M. Fragiacomio, " A novel method for non- linear design of CLT wall systems", *Journal of Structural Engineering*, vol.167, pp. 760-771,2018.

- [37] Simpson Strong Tie, “Wood Construction Connectors”, Canadá, 2019.
- [38] Newfield, G., Ni, C., Wang, J. 2013. A mechanics-based approach for determining deflections of stacked multi-storey wood- based shear walls. FPIInnovations, Vancouver, B.C. and Canadian Wood Council, Ottawa, Ont.
- [39] European Standard (EN), “ Eurocode 5: Design of timber structures- Part 1-1: General- Common rules and rules for buildings”, 2004.
- [40] D. Moroder, T. Smith, S. Pampanin, & A.H. Buchanan, “ An equivalent truss method for the analysis of timber diaphragms”, *Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering*, 2015.
- [41] Computers and Structures Inc., “CSI Analysis Reference Manual”,2016.
- [42] Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), “Decreto Supremo N°61: Reglamento que fija el Diseño Sísmico de Edificios”, Chile, 2010.
- [43] Instituto Nacional de Normalización (INN), “NCh1537.Of2009: Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso”, Santiago, Chile, 2009.
- [44] Instituto Nacional de Normalización (INN), “NCh3171.Of2010: Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga”, Santiago, Chile, 2010.
- [45] Standards New Zealand (SNZ), “NZS1170.1:2002: Structural design actions: Part 1, Permanent, imposed and other actions”, Wellington, New Zealand, 2002.
- [46] Standards New Zealand (SNZ), “NZS1170.0:2002: Structural design actions: Part 0, General principles”, Wellington, New Zealand, 2002.
- [47] A.Asiz, Y.H. Chui, G. Doudak, C. Ni & M. Mohammad, “ Contribution of Plasterboard Finishes to Structural Performance of Multi-storey Light Wood Frame Buildings”, *Journal of Structural Engineering*, vol.14, pp 1572-1581, 2011.
- [48] Sharpe,R.D., “The seismic Response of Inelastic structures”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, 1974.
- [49] A. J. Carr, “*Ruaumoko Manual – Volumen 5: Appendices Strength and Stiffness Degradation*”, Carr Research Limited, Christchurch, New Zealand, 2016.
- [50] W. Gavin Stewart, “The Seismic Design of Plywood. Sheated Shear Walls”, tesis, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, 1987.
- [51] A.B. King and K.Y.S.Lim, “ Supplement to P21: An Evaluation Method of P21 Test Results for Use with NZS 3604:1990”, *Building Research Association of New Zealand (BRANZ)*, Technical Report, Judgeford, 1991.
- [52] Krawinkler, H., Seneviratna G.D.P.K., “Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation”, *Journal of Engineering Structures*, 1998.

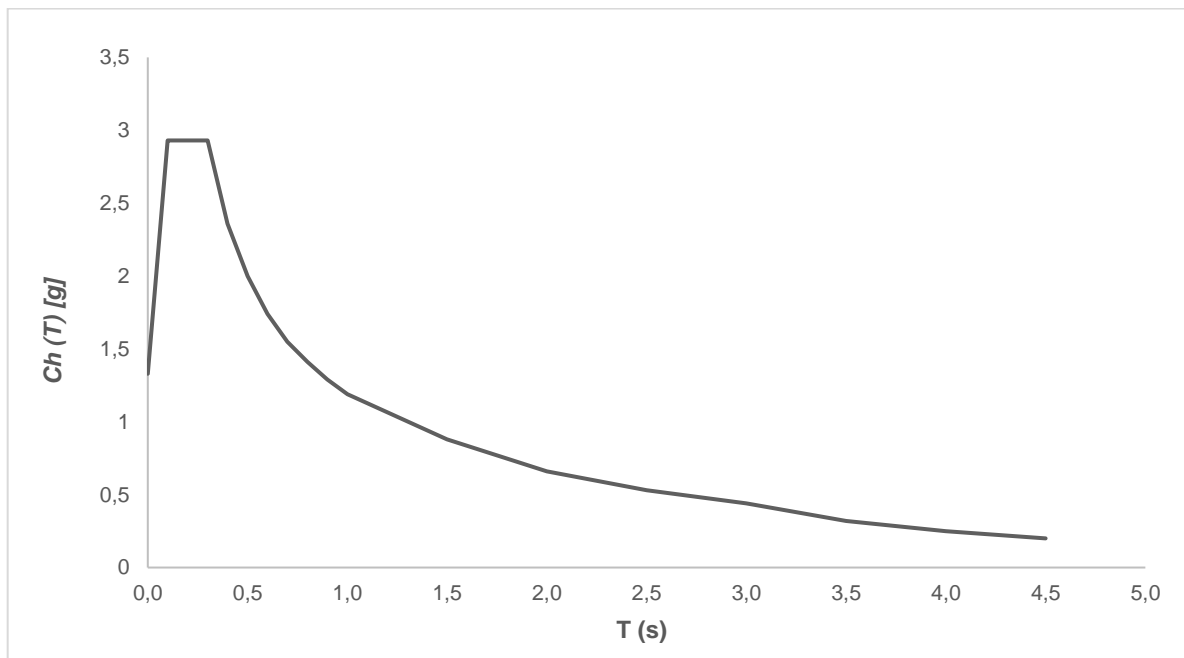
## Anexo A: Factor de forma espectral, $C_h(T)$

Se presenta el factor de forma espectral,  $C_h(T)$ , para un suelo de clase tipo C.

Tabla A.1 - Factor de forma espectral - suelo clase C

Periodo, T (s)	$C_h(T)$ (g)
0,0	1,33
0,1	2,93
0,2	2,93
0,3	2,93
0,4	2,36
0,5	2,00
0,6	1,74
0,7	1,55
0,8	1,41
0,9	1,29
1,0	1,19
1,5	0,88
2,0	0,66
2,5	0,53
3,0	0,44
3,5	0,32
4,0	0,25
4,5	0,20

Fuente: Adaptado de [8]



Figuras A.1 - Factor de forma espectral  $C_h(T)$  [8]

## Anexo B: Factores de modificación de resistencia

Los factores de modificación de resistencia para la verificación de la demanda de carga axial se presentan a continuación:

- **$k_1$ : Factor de duración de la carga**

El efecto de la duración de la carga sobre la resistencia del muro LTF viene dado por el factor  $k_1$ , el cual se presenta en la Tabla B.1 [15].

Tabla B.1 - Factor de duración de carga

Duración efectiva del peak de la acción	Para la resistencia de la madera	Para la resistencia de las juntas utilizando conexiones cargadas lateralmente
5 segundos	1,00	1,14
5 minutos	1,00	1,00
5 horas	0,97	0,86
5 días	0,94	0,77
5 meses	0,80	0,69
+ 50 años	0,57	0,57

Fuente: Adaptado de [15]

Para este trabajo se consideró el caso más desfavorable el cual corresponde a la duración de carga de 5 segundo, entregando un factor de resistencia de  $k_1=1,00$ .

- **$k_4$ : Factor del contenido de humedad de la madera.**

Dependiendo del contenido de humedad inicial de la madera y el contenido de humedad en el momento de la carga, la capacidad característica de la madera se modificará por un factor denotado por  $k_4$ . El cual para madera con un contenido de humedad menor al 15% el valor de  $k_4$  corresponde a 1,0 [14]. Cabe destacar que para este trabajo la madera a ocupar corresponde a pino radiata cuyo porcentaje de humedad es del 12% [9].

- **$k_6$ : Factor de modificación de resistencia por el efecto de la temperatura.**

Este factor es considerado con el valor  $k_6=1,0$  ya que la ubicación del edificio no se encuentra en zona costera [14].

- **$k_{12}$ : Factor de estabilidad.**

El factor de estabilidad ( $k_{12}$ ) para la modificación del valor característico en compresión estará dado por lo siguiente [15]:

(a) Para  $\rho_c S \leq 10$

$$k_{12} = 1,0.$$

(b) Para  $10 < \rho_c S < 20$

$$k_{12} = 1,5 - 0,05\rho_c S \quad (\text{Ec. 10})$$

(c) Para  $\rho_c S \geq 20$

$$k_{12} = \frac{200}{(\rho_c S)^2} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

- $S = S_3$  para pandearse sobre el eje mayor  
 $S_4$  para pandearse sobre el eje menor

El coeficiente de esbeltez para el pandeo alrededor del eje mayor ( $S_3$ ), se tomará como el menor valor entre las siguientes expresiones:

(a)  $S_3 = \frac{L_{ax}}{d}$  (Ec. 12)

(b)  $S_3 = \frac{g_{13}L}{d}$  (Ec. 13)

El coeficiente de esbeltez para el pandeo alrededor del eje menor ( $S_4$ ), se tomará como el menor valor entre las siguientes expresiones:

(a)  $S_4 = \frac{L_{ay}}{b}$  (Ec. 14)

(b)  $S_4 = \frac{g_{13}L}{b}$  (Ec. 15)

Donde:

- $L_{ax}$  : Distancia entre puntos de restricción entre los cuales se produciría la flexión alrededor del eje mayor (x) por pandeo bajo una determinada carga
- $L_{ay}$  : Distancia entre puntos de restricción entre los cuales se produciría la flexión alrededor del eje menor (y) por pandeo bajo una determinada carga

El factor  $g_{13}$  viene dado por [15]:

Tabla B.2 - Factor de longitud efectiva ( $g_{13}$ ) para pies derechos

Condición de restricción final	Factor de longitud efectiva ( $g_{13}$ )
Extremos planos	0,7
Restringidos en ambos lados (posición y dirección)	0,7
Cada extremo sostenido por dos tornillos (sustancialmente restringidos)	0,75
Un extremo fijo en posición y dirección, el otro restringido solo en posición	0,85
<b>Pies derechos en marcos livianos</b>	<b>0,9</b>
Restringido en ambos extremos en posición solamente	1,0
Restringido en un extremo en posición y dirección y en el otro extremo parcialmente restringido en dirección, pero no en posición	1,5
Restringido en un extremo en posición y dirección, pero no restringido en ninguna posición o dirección en el otro extremo	2,0

Fuente: Adaptado de [15]

La constante del material ( $\rho_c$ ), se obtiene ocupando la siguiente expresión:

$$\rho_c = 11,39 \left( \frac{E}{f_c} \right)^{-0,480} r^{-0,074} \quad (\text{Ec. 16})$$

En base a lo expuesto, a continuación, se presentan los valores ocupados dentro del análisis de este trabajo.

Tabla B.3 - Parámetros de diseño - coeficiente de esbeltez eje mayor ( $S_3$ )

$L_{ax}$ [m]	0,3
$d$ [m]	0,185
$g_{13}$	0,9
$L$ [m]	3,0
$S_{31}$	1,62
$S_{32}$	14,59
<b>Valor menor</b>	<b>1,62</b>

Fuente: Adaptado de [15]

Tabla B.4 - Parámetros de diseño - coeficiente de esbeltez eje menor (S4)

$L_{ay}$ [m]	0,6
$b$ [m]	0,041
$g_{13}$	0,9
$L$ [m]	3,0
$S_{41}$	14,63
$S_{42}$	65,85
<b>Valor menor</b>	<b>14,63</b>

Fuente: Adaptado de [15]

Tabla B.5 - Parámetros para determinar el factor de estabilidad

$r$	1,00
$E$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	101972
$f'_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	76,48
$\rho_c$	0,61
$\rho_c S$	8,85
$k_{12}$	1,00

Fuente: Adaptado de [15]

- **$k_7$  : longitud y posición de las placas de anclaje**

La longitud de la placa de anclaje se medirá paralela al grano del elemento cargado [15]. El valor que se toma para este factor es de 1,00.

## Anexo C: Factores de modificación de resistencia/contrachapado

Tabla C.1 - Factores de contenido de humedad para madera contrachapada - factor de resistencia  $k_{19}$

Tipo de esfuerzo	Contenido de humedad bajo el 15%	Contenido de humedad sobre el 25%
Flexión	1,0	0,6
Tensión en el plano del contrachapado	1,0	0,7
<b>Corte</b>	<b>1,0</b>	<b>0,6</b>
Compresión en el plano del contrachapado	1,0	0,4
Compresión normal al plano del contrachapado	1,0	0,45

Fuente: Adaptado de [15]

Tabla C.2 - Factores de montaje para el contrachapado ( $g_{19}$ )

Propiedad	Dirección de las capas de la cara	Factor de montaje ( $g_{19}$ )
Esfuerzo a flexión	Perpendicular al largo	1,2
	- 3 capas	1,0
	- 5 capas o más	1,0
	Paralelo al largo	1,0
Esfuerzo a corte	Cualquier dirección	0,4
Esfuerzo por capacidad	Cualquier dirección	1,0
Desviación por flexión	Paralelo o perpendicular al largo	1,0
<b>Deformación por corte</b>	<b>Paralelo o perpendicular al largo</b>	<b>1,0</b>

Fuente: Adaptado de [15]

## Anexo D: Envolventes de corte

Se presentan las envolventes de corte para los muros de 3,7 [m], 4,0 [m] y 3,0 [m], para los registros sísmicos chilenos y neozelandeses. Similarmente a lo presentado en la sección 8.4.2.4, las mayores demandas, en la mayoría de los muros, se producen para los registros de Lolloo (1985) y Christchurch Resthaven (2011).

Sin embargo, para el muro LTF cuyo largo es de 3,7 [m], bajo la normativa chilena, las demandas de corte son menores al corte obtenido en el análisis modal espectral, a excepción del registro de Lolloo (1985) el cual sigue siendo superior.

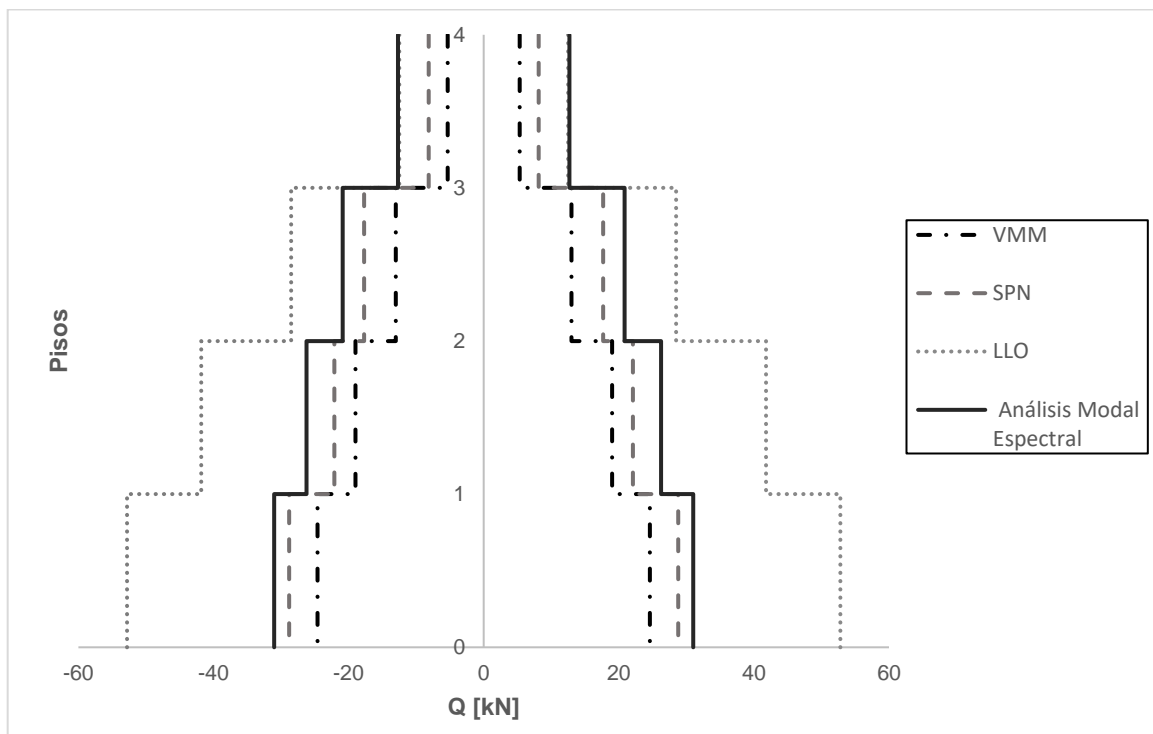


Figura D.1 - Envolventes de corte: muro 3,7 [m] - NCh 433

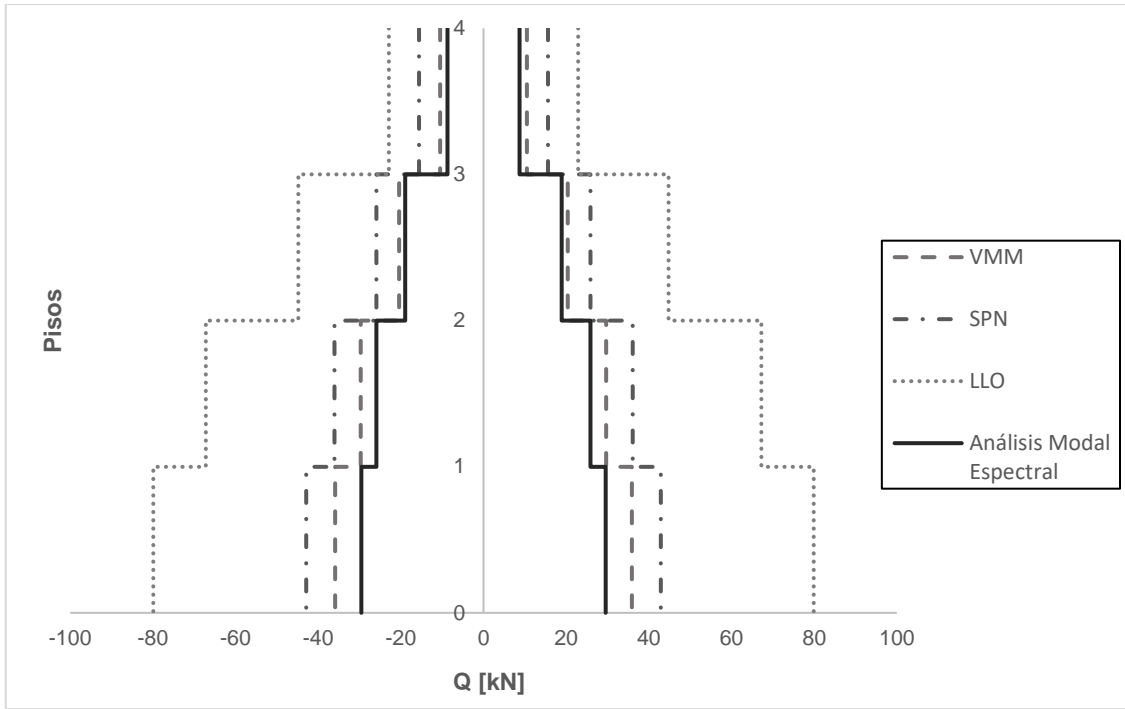


Figura D.2 - Envolventes de corte: muro 4,0 [m] - NCh 433

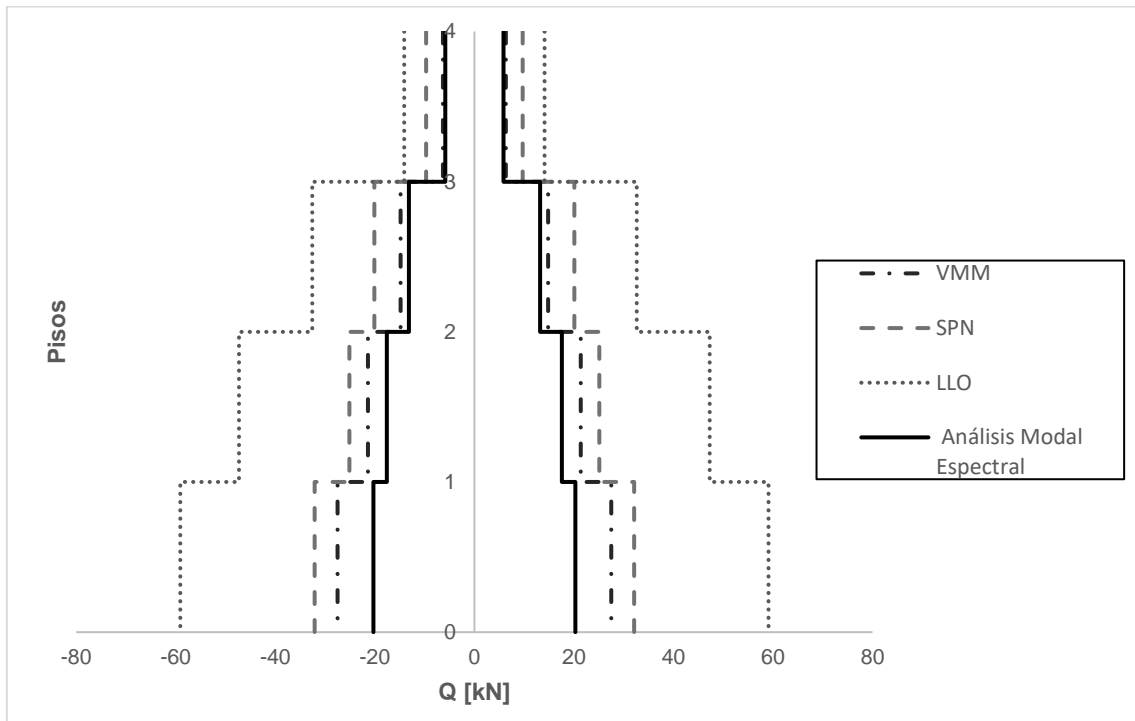


Figura D.3 - Envolventes de corte: muro 3,0 [m] - NCh 433

En el caso de los registros sísmicos neozelandeses, las demandas de corte son menores al corte obtenido en el análisis modal espectral, a excepción del muro de 3,7 [m], donde dicho corte es mayor al demandado por los diferentes registros sísmicos.

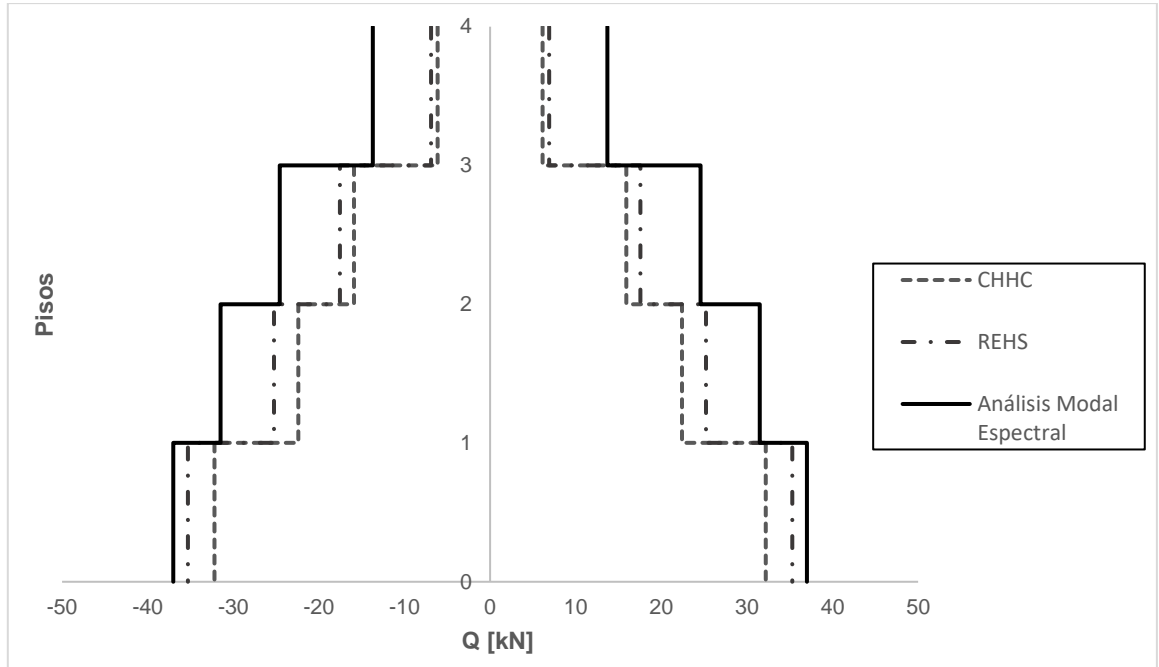


Figura D.4 - Envolturas de corte: muro 3,7 [m] - NZS 1170.5

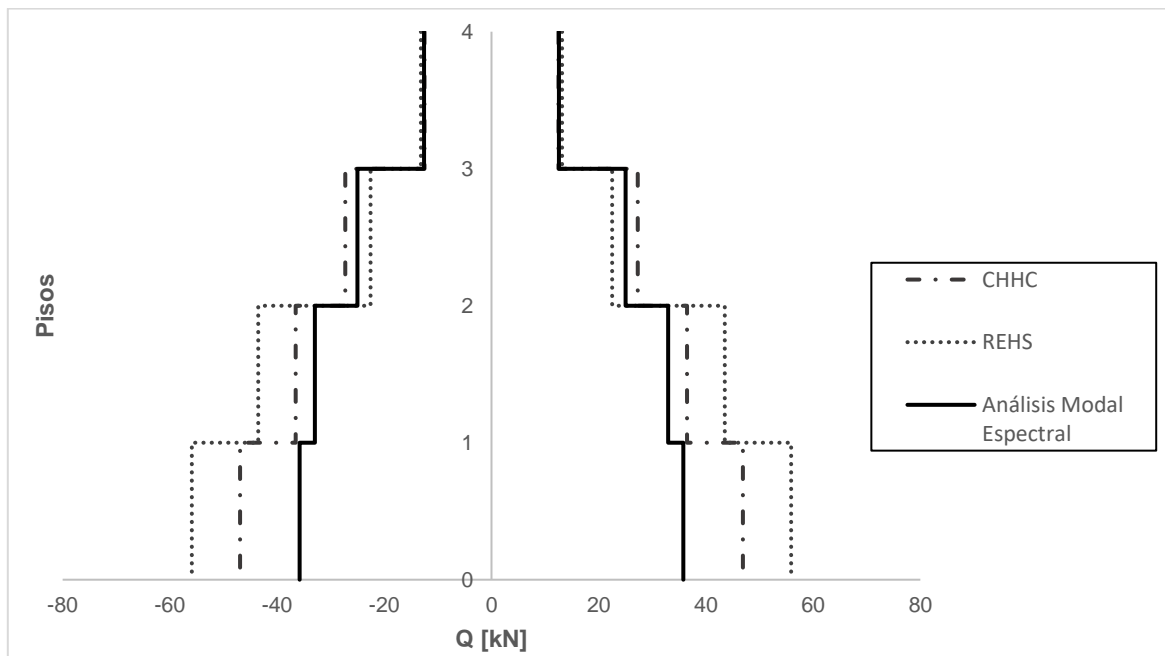


Figura D.5 - Envolturas de corte: muro 4,0 [m] - NZS 1170.5

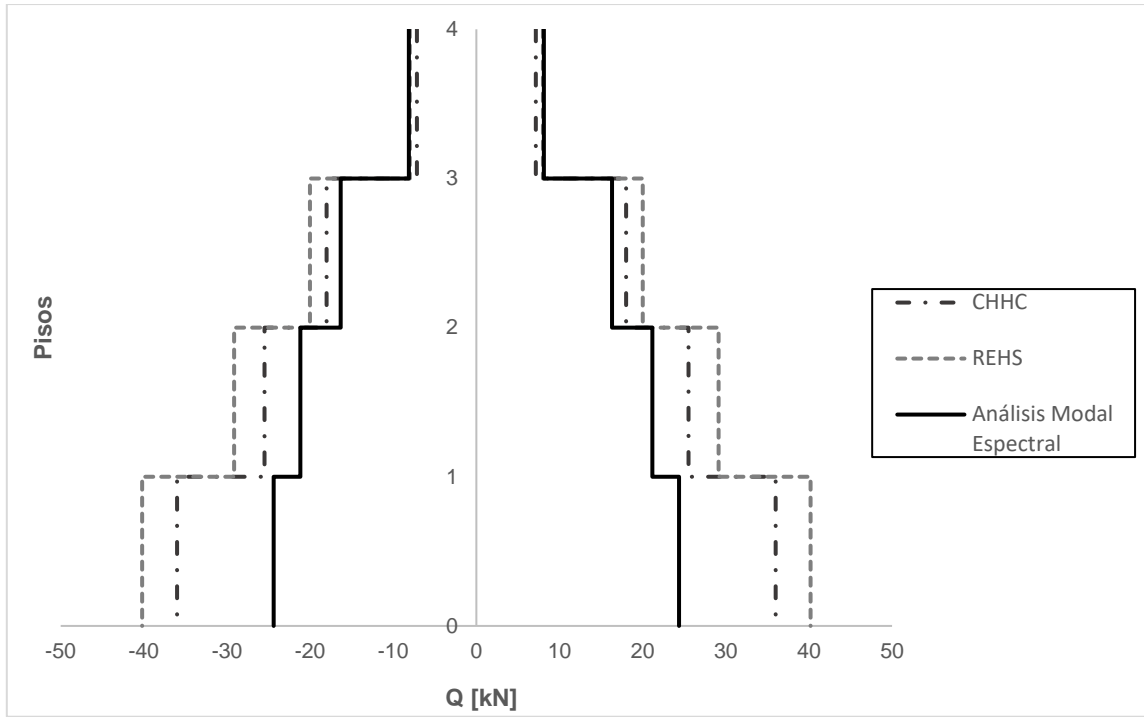


Figura D.6 - Envolventes de corte: muro 3,0 [m] - NZS 1170.5

## Anexo E: Ciclos de histéresis

Se presentan los ciclos de histéresis de los elementos verticales de borde de los muros restantes en el análisis.

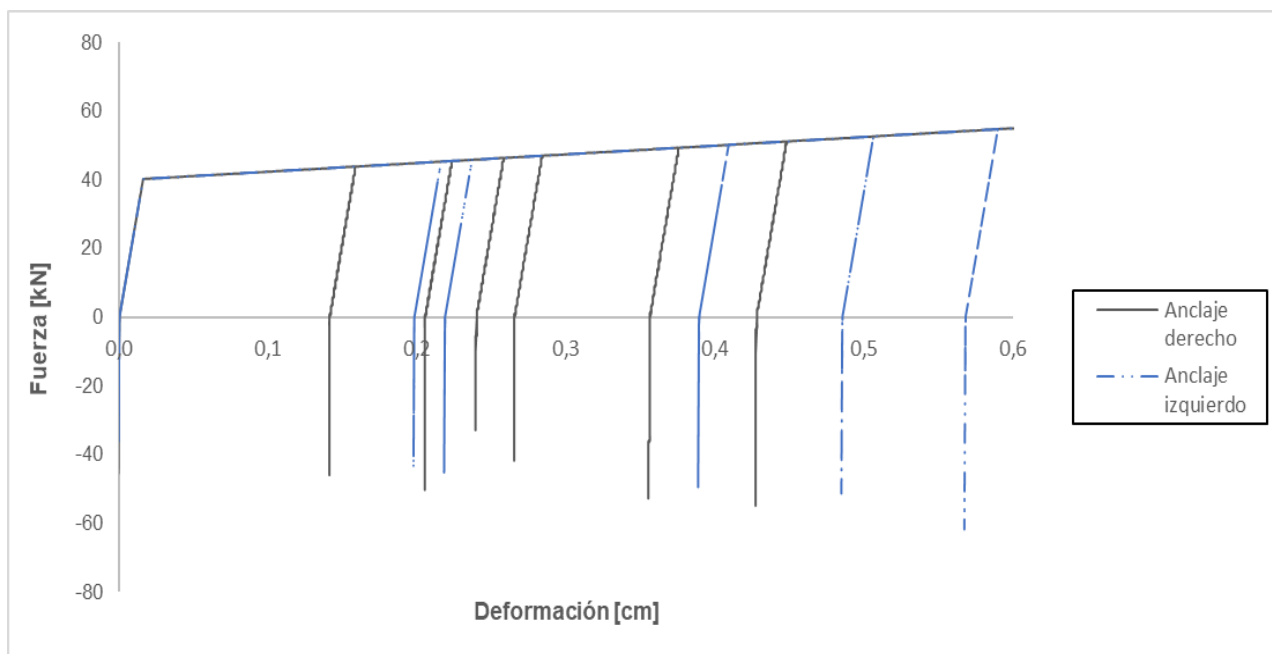


Figura E.1 - Histéresis elementos verticales de borde muro 2,7 [m] - Lillole (1985)

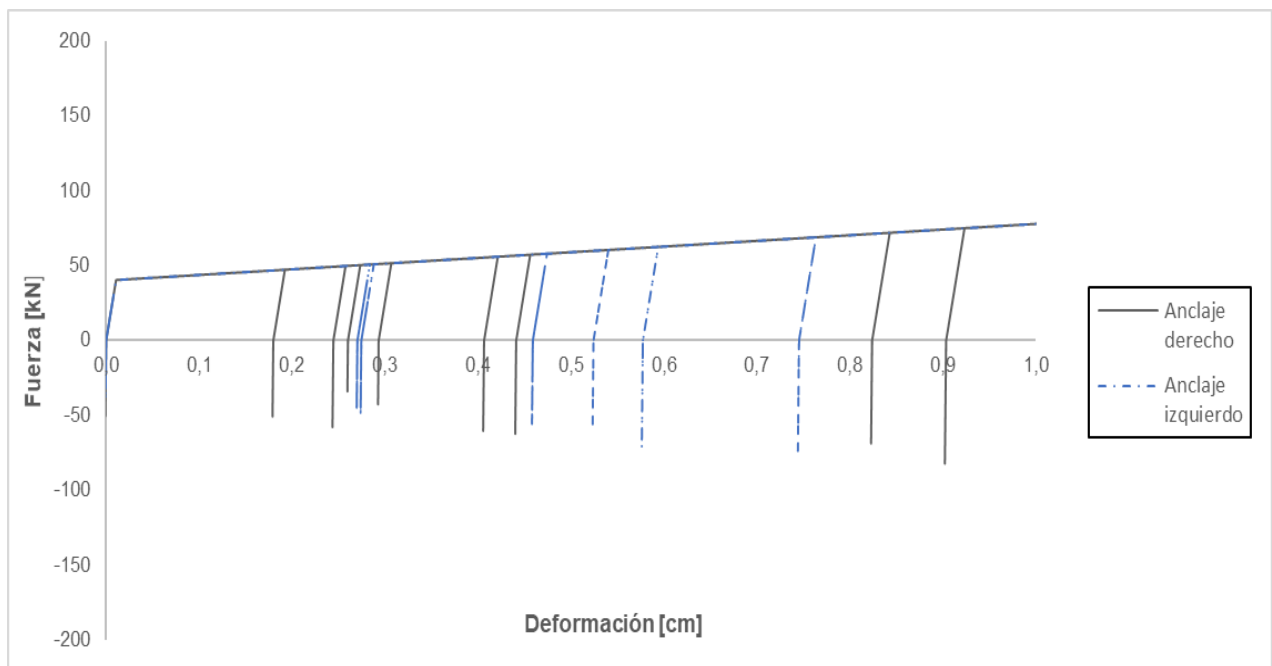


Figura E.2 - Histéresis elementos verticales de borde muro 4,0 [m] - Lillole (1985)

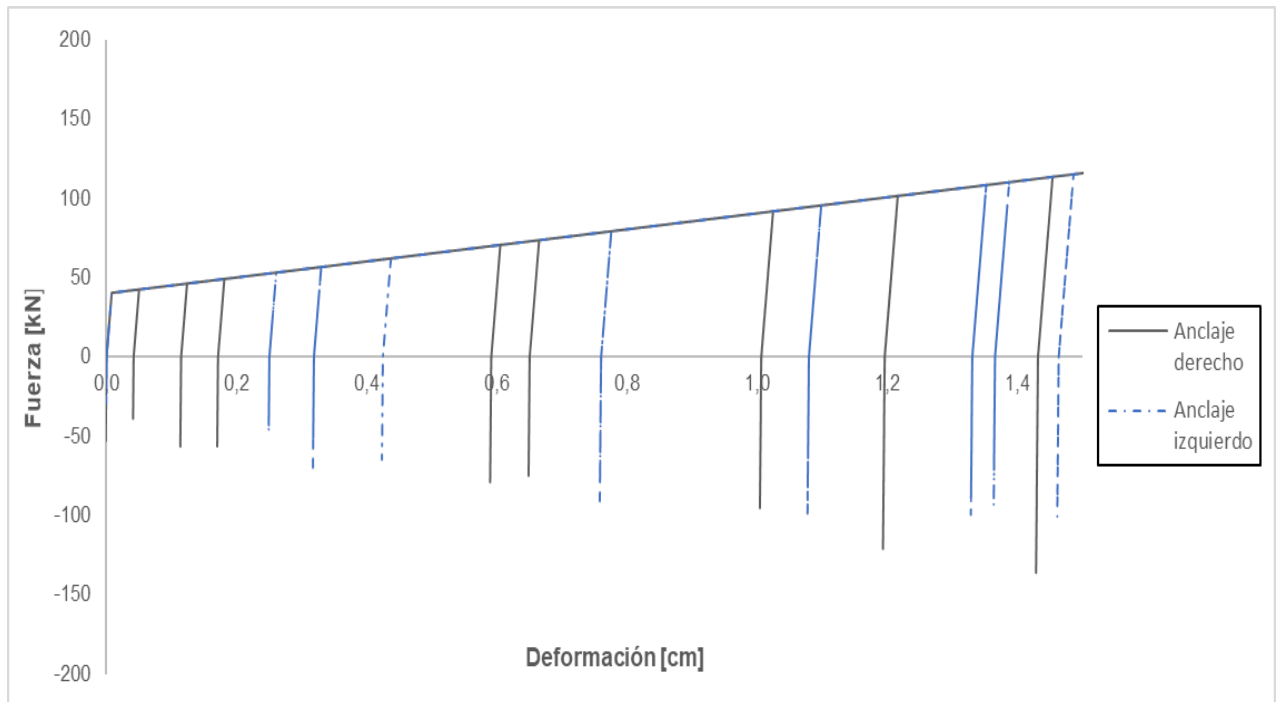


Figura E.3 - Histéresis elementos verticales de borde muro 6,4 [m] - Lolloe (1985)

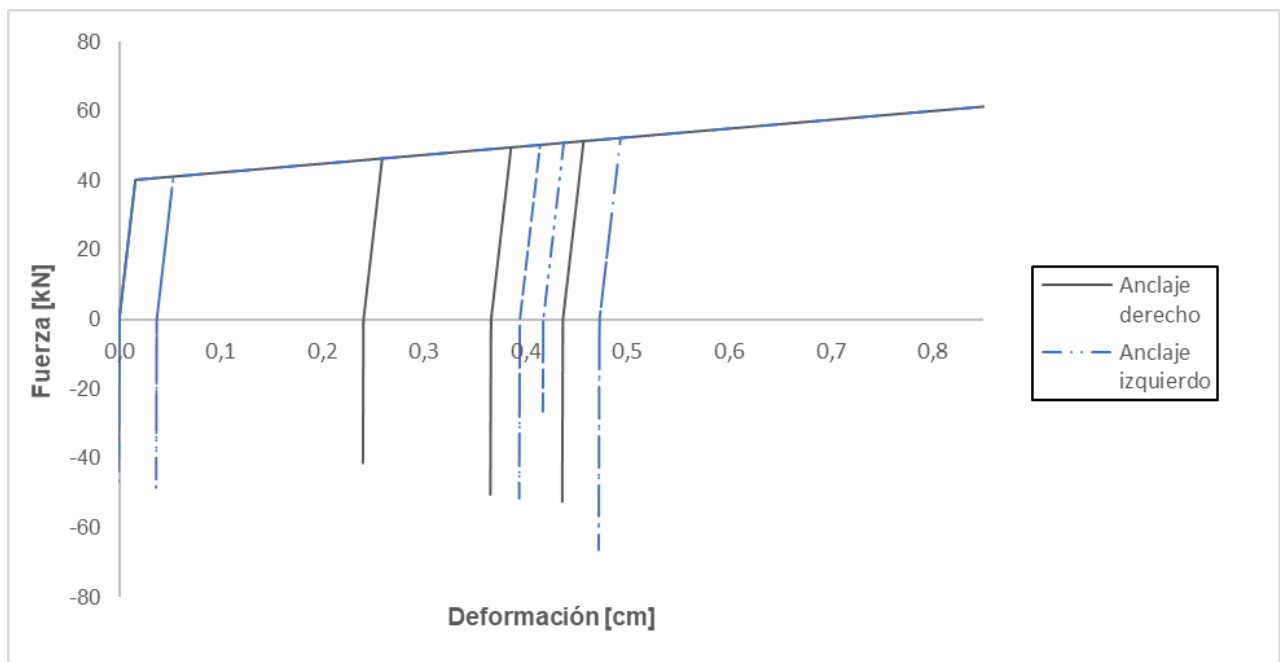


Figura E.4 - Histéresis elementos verticales de borde muro 2,7 [m] - CHHC (2011)

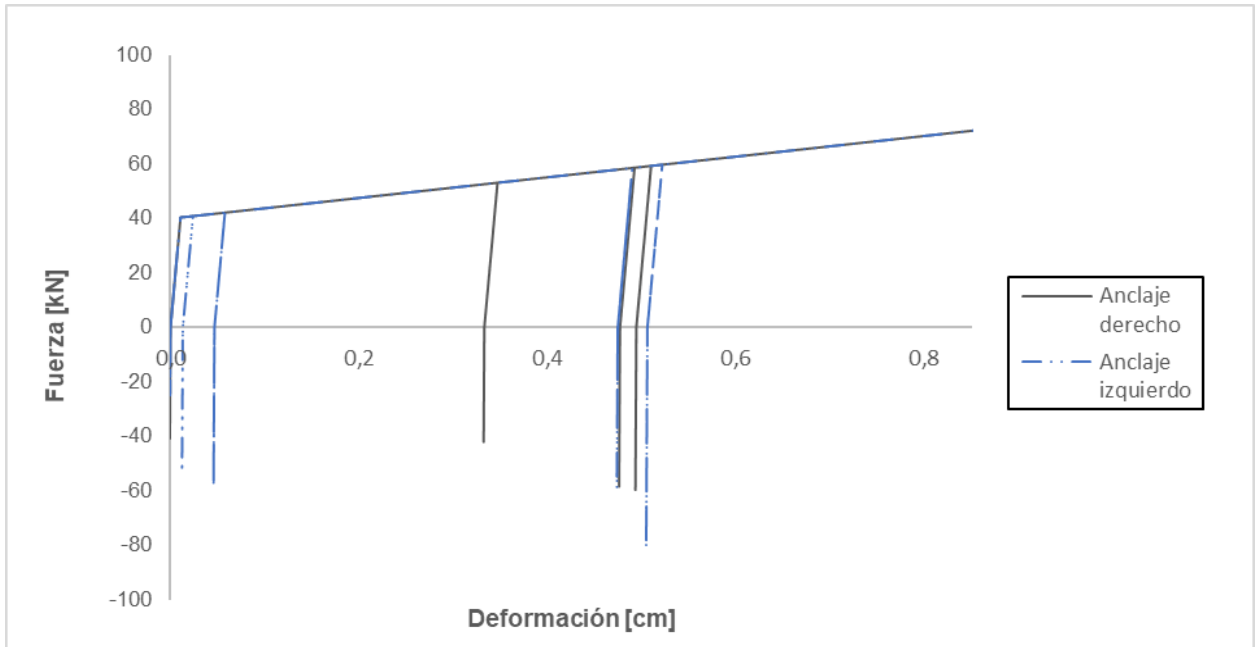


Figura E.5 - Histéresis elementos verticales de borde muro 4,0 [m] - CHHC (2011)

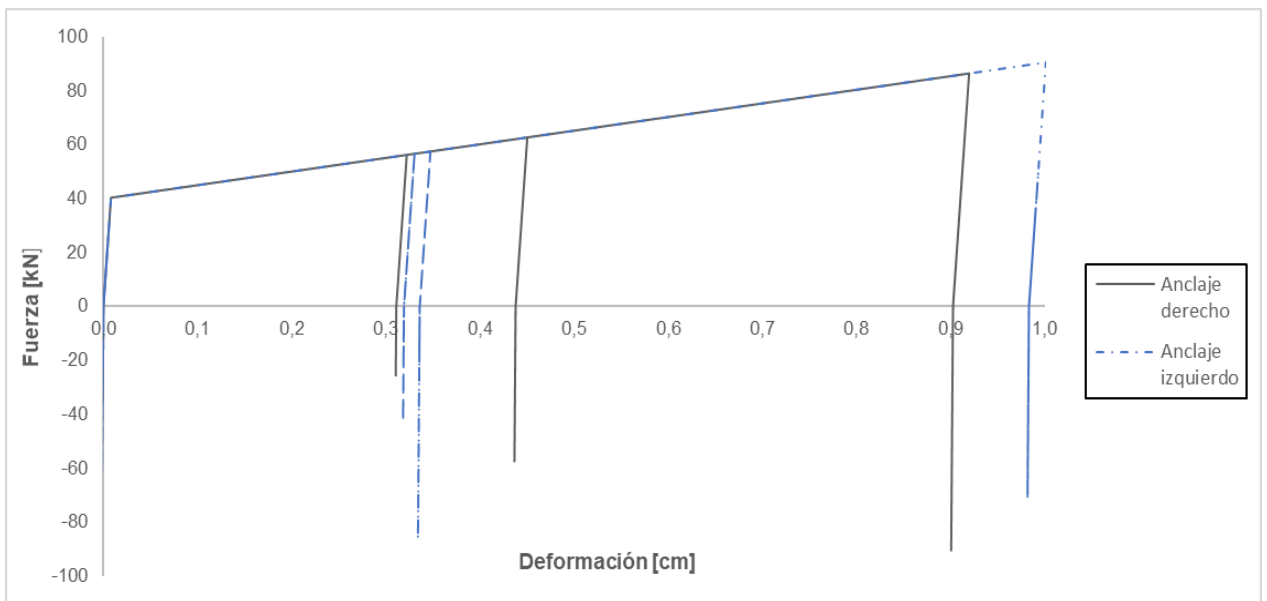


Figura E.6 - Histéresis elementos verticales de borde muro 6,4 [m] - CHHC (2011)