

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil



**MODELACION Y EVALUACION DE EDIFICIOS
ESTRUCTURADOS EN MUROS DE ALBAÑILERIA NO REFORZADA
CON DIAFRAGMAS FLEXIBLES DE MADERA**

**INFORME DE PROYECTO DE TITULO PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

JUAN PABLO VENEGAS ZURITA

Profesor Guía:

Dr. Claudio A. Oyarzo Vera

Profesor Informante:

Dr. Nelson E. Maureira Carsalade

Concepción, Octubre 2015

RESUMEN

La presente investigación consiste en caracterizar mecánicamente el comportamiento de muros de albañilería no reforzada y el comportamiento de diafragmas flexibles de madera, con el fin de desarrollar una metodología de modelación y evaluación de edificios estructurados en base a estas materialidades.

Para ello, se recopiló los principales estudios que han caracterizado mecánicamente el comportamiento a compresión y a flexión de la albañilería no reforzada mediante expresiones de elasticidad y criterios de estabilidad lateral de muros basados en ensayos de compresión axial de prismas de albañilería y ensayos de flexión fuera del plano.

La ortotropía de los diafragmas de madera fue caracterizada a través de la misma metodología utilizada en los muros de albañilería, cuyas investigaciones abordaron la obtención de parámetros estructurales a través de la ejecución de ensayos de flexión de diafragmas de madera a escala real.

La caracterización mecánica de la albañilería no reforzada y la caracterización del diafragma de madera se utilizaron para modelar el comportamiento de un edificio estructurado en estos materiales, el cual fue evaluado sísmicamente mediante un criterio de estabilidad lateral de muros a partir de un análisis tiempo-historia cuyos registros sísmicos están asociados a las ciudades de Auckland y Wellington.

ABSTRACT

The research presented here consists of mechanically characterizing the behavior of unreinforced masonry walls and flexible timber diaphragms, in order to develop a methodology of modeling and assessing buildings structured based on these materials. Several studies that mechanically characterize the compressive and flexural behavior of unreinforced masonry building were compiled. These studies describes material behavior using mathematical expressions for elasticity and lateral stability criteria based on prisms compression tests and out-of-plane wall bending tests.

The orthotropy of the timber diaphragms was characterized employing the same methodology used in the walls. These investigations addressed the problem of determining structural parameters by performing in-plane flexural tests on full scale timber diaphragms.

The mechanical characterization of unreinforced masonry walls and the characterization of the flexible timber diaphragm were used to model the behavior of an entire building constructed with these materials. This building was seismically assessed applying a wall's lateral stability criteria. Time-history were conducted with ground motion records are compatibles with the cities of Auckland and Wellington (New Zealand).

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a Dios por su inmenso amor, cuidado y protección durante mi estadía en Concepción.

Agradezco a mis Padres, por su apoyo incondicional, por los valores que me han entregado y el amor inagotable que me han demostrado. Así también a mis hermanos quienes me han brindado de su amistad y cariño.

Agradezco a mi esposa Cecilia Parra, quien me acompañó durante todos estos años de universitario, brindando de su cariño, comprensión y alegría.

Agradezco a mis amigos y futuros colegas de profesión Pía Ocampo, Javiera Padilla y Marco Quiroz, quienes fueron un gran grupo de trabajo y son grandes amigos.

Agradezco al profesor guía Dr. Claudio Oyarzo por su apoyo, dedicación y paciencia en el desarrollo de esta tesis y a los profesores del Departamento de Ingeniería Civil, por sus conocimientos entregados.

INDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
INDICE.....	iv
INDICE DE FIGURAS	vi
SIMBOLOGIA	xiv
1. INTRODUCCION.....	1
1.1 Objetivos	2
1.2 Esquema de Tesis.....	2
2. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES	4
2.1 Albañilería.....	4
2.1.1 Ladrillo	4
2.1.2 Mortero	7
2.1.3 Comportamiento Mecánico de la Albañilería	8
2.2 Diafragma de Madera.....	28
2.2.1 Comportamiento Mecánico de Diafragmas de Madera.....	31
3. ANALISIS Y RESULTADOS	43
3.1 Albañilería	43
3.2 Diafragma de Madera.....	47
3.2.1 Modelación del Diafragma de Madera.....	47
3.2.2 Modelación de la Placa Equivalente	49
3.2.3 Parametrización del Diafragma de Madera	54
3.2.4 Metodología para Determinar la Elasticidad de la Placa Equivalente	67
4. EVALUACION SISMICA.....	74
4.1 Descripción Sísmica y Análisis Tiempo Historia.	75
4.2 Desempeño Sísmico de Edificio Patrimonial.....	78
4.2.1 Implementación de Metodología.....	82
4.2.2 Parámetro de Desempeño Estructural	86

5. CONCLUSIONES.....	99
5.1 Conclusiones Generales.....	99
BIBLIOGRAFIA	102
ANEXO A	105
ANEXO B.....	107
ANEXO C.....	109

INDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1: Geometría de ladrillo macizo.	5
Figura 2. 2: Geometría de ladrillo hueco.	5
Figura 2. 3: Geometría de ladrillo perforado	6
Figura 2. 4: Ensayo de compresión de prisma de albañilería.....	9
Figura 2. 5: Curva Tensión- Deformación de ensayos de compresión.	10
Figura 2. 6: Módulo de elasticidad vs Resistencia a la compresión.	11
Figura 2. 7: Muretes de albañilería con celdas vacía (a la izquierda) y con mortero de relleno (a la derecha).	12
Figura 2. 8: Diagrama de cuerpo libre del muro de albañilería en la dirección perpendicular al plano.	13
Figura 2. 9: Diagrama de cuerpo libre del bloque superior del muro de albañilería. ...	15
Figura 2.10: Condición de borde en la base del muro de albañilería.....	20
Figura 2.11: Condición de borde en la parte superior del muro de albañilería.....	21
Figura 2.12: Simulación de la fuerza sísmica a través de bolsas de aire.	21
Figura 2.13: Curva analítica Fuerza vs Desplazamiento de los muros de albañilería ..	22
Figura 2.14: Comparación entre curva trilineal y curva experimental.	25
Figura 2.15: Edificios patrimoniales con diafragma de madera	28
Figura 2.16: Configuración típica de un piso de madera.	29
Figura 2.17: Conexiones en la dirección paralela a la viga del diafragma.	30
Figura 2. 18: Planta del diafragma de madera Sc-3b.	31
Figura 2.19: Ensayo de flexión en la dirección paralela a la viga del diafragma.	32

Figura 2.20: Curva Fuerza vs Desplazamiento del diafragma de madera sc-3a.	33
Figura 2. 21: Dimensión en planta del diafragma de madera D1.....	33
Figura 2.22: Dimensión en planta del diafragma de madera D2.....	34
Figura 2.23: Ensayo de flexión en dirección perpendicular a la viga del diafragma	34
Figura 2.24: Ensayo de flexión en dirección paralela a la viga del diafragma.	35
Figura 2.25: Curva Fuerza vs Desplazamiento del diafragma D1 en la dirección paralela (a la izquierda) y perpendicular a la viga (a la derecha).....	36
Figura 2.26: Curva Fuerza vs Desplazamiento del diafragma D2 en la dirección paralela (a la izquierda) y perpendicular a la viga (a la derecha).....	36
Figura 2.27: Condición de borde del diafragma cuando es solicitado en la dirección paralela a la viga	37
Figura 2.28: Condición de borde del diafragma cuando es solicitado en la dirección perpendicular a la viga.....	38
Figura 2.29: Grados de libertad del elemento link.....	39
Figura 2.30: Modelo de elementos finitos del diafragma de madera.....	39
Figura 2.31: Distribución de masas concentradas en edificio.....	40
Figura 2.32: Distribución de fuerzas para muros de rigidez nula en dirección perpendicular al plano.	41
Figura 2.33: Distribución de fuerzas laterales en edificios de dos niveles.	41
Figura 2.34: Edificio de una planta ensayado en mesa vibratoria.....	42
Figura 3. 1: Comparación de deformaciones entre modelo analítico y modelo de elementos finitos del muro de albañilería.....	44
Figura 3. 2: Distribución de fuerza lateral en la dirección paralela a las vigas del modelo del diafragma Sc- 3b.....	48

Figura 3. 3: Deformada del piso de madera en la dirección paralela y perpendicular a las vigas, modelo de Wilson.	52
Figura 3. 4: Deformada del piso de madera en la dirección paralela y perpendicular a las vigas, modelo de placa equivalente.	53
Figura 3. 5: Distribución de la fuerza sísmica en la dirección paralela y perpendicular a las vigas del diafragma.	57
Figura 3. 6: Rigidez lateral vs S_v , variando la sección transversal de las tablas de piso y la dirección del diafragma.	62
Figura 3. 7: Rigidez lateral vs S_v , variando la sección transversal de las vigas y la dirección del diafragma.	62
Figura 3. 8: Sección transversal de la dirección perpendicular y paralela a la viga del diafragma de madera.	63
Figura 3. 9: Elasticidad de la Placa vs S_v , variando la sección transversal de las tablas de piso y la dirección del diafragma.	64
Figura 3. 10: Elasticidad de la Placa vs S_v , variando la sección transversal de las vigas y la dirección del diafragma.	64
Figura 3. 11: Desplazamiento lateral vs Razon L/A , variando el módulo de elasticidad de la madera y las direcciones del diafragma.	65
Figura 3. 12: Elasticidad de placa vs Razon L/A , variando el módulo de elasticidad de la madera y las direcciones del diafragma.	65
Figura 3. 13: Red de flujo para la obtención de la elasticidad de la placa para $R = 1.5$	68
Figura 3. 14: Red de flujo para la obtención de la elasticidad de la placa para $R = 2$. .	68
Figura 4. 1: Tectónica de placas de Nueva Zelanda.	75
Figura 4. 2: Coeficiente de riesgo sísmico de Nueva Zelanda.	75

Figura 4. 3: Edificio tipo C de Nueva Zelanda	78
Figura 4. 4: Estructura típica de edificios tipo C de Nueva Zelanda. [26].....	79
Figura 4. 5: Vista isométrica del modelo del edificio en estudio.....	81
Figura 4. 6: Numeración de muros de albañilería en elevación A.	83
Figura 4. 7: Deformaciones modales del edificio en estudio.	85
Figura 4. 8: Nodos de registros de desplazamiento relativo del edificio en estudio.	86
Figura 4. 9: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta L1$ del edificio para 1/3 de NBS.....	88
Figura 4. 10: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Auckland para 1/3 de NBS.....	89
Figura 4. 11: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Wellington para 1/3 de NBS.....	90
Figura 4. 12: Planta del edificio reestructurado.	93
Figura 4. 13: Vista isometrica del edificio reestructurado.	93
Figura 4. 14: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta L1$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	95
Figura 4. 15: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Auckland para 1/3 de NBS.....	96
Figura 4. 16: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Wellington para 1/3 de NBS.....	97
Figura B. 1: Numeración de muro del eje B.....	107
Figura B. 2: Numeración de muro del eje 1.....	107
Figura B. 3: Numeración del muro del eje 2.....	108

Figura C. 1: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta F1$ del edificio para 1/3 de NBS.....	109
Figura C. 2: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo de los nodos $\Delta F2$ y $\Delta F3$ del edificio para 1/3 de NBS.	110
Figura C. 3: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta F4$ del edificio para 1/3 de NBS.....	111
Figura C. 4: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta L2$ del edificio para 1/3 de NBS.....	112
Figura C. 5: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta L3$ del edificio para 1/3 de NBS.....	113
Figura C. 6: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta R1$ del edificio para 1/3 de NBS.....	114
Figura C. 7: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta R2$ del edificio para 1/3 de NBS.....	115
Figura C. 8: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta R3$ del edificio para 1/3 de NBS.....	116
Figura C. 9: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta F1$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	117
Figura C. 10: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo de los nodos $\Delta F2$ y $\Delta F3$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.	118
Figura C. 11: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta F4$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	119
Figura C. 12: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta L2$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	120

Figura C. 13: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta L3$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	121
Figura C. 14: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta R1$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	122
Figura C. 15: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta R2$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	123
Figura C. 16: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo $\Delta R3$ del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.....	124

INDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1: Clasificación del ladrillo de acuerdo a la clase y grado estructural	7
Tabla 2. 2: Propiedades de la albañilería según FEMA 356.	9
Tabla 2. 3: Propiedades de la albañilería según OPCM 3431.	9
Tabla 2. 4: Porcentaje de la altura de la grieta de muros de albañilería ensayados.	23
Tabla 2. 5: Fuerza máxima teórica vs Fuerza máxima experimental.	24
Tabla 2. 6: Rigidez fuera del plano de muros de albañilería ensayados.	26
Tabla 2. 7: Comparación de rigideces entre normas y ensayo experimental.	37
Tabla 2. 8: Comparación de metodologías de modelación en edificio de albañilería con diafragma flexible.	42
Tabla 3. 1: Desplazamiento máximo en la dirección perpendicular del plano del muro para diferentes estados de carga.	45
Tabla 3. 2: Comparación de desplazamientos entre el ensayo experimental del diafragma pequeño y el modelo de elementos finitos.	48
Tabla 3. 3: Módulo de elasticidad de la madera.	54
Tabla 3. 4: Clasificación de la madera por grado estructural y especie en estado húmedo.	55
Tabla 3. 5: Clasificación del agrupamiento de las especies de madera.	55
Tabla 3. 6: Dimensiones comerciales de las vigas y tablas de piso de madera.	56
Tabla 3. 7: Parametrización del diafragma para $R = 1.5$ y $S_v = 500$ [mm].	58
Tabla 3. 8: Parametrización del diafragma para $R = 1.5$ y $S_v = 1000$ [mm].	59
Tabla 3. 9: Parametrización del diafragma para $R = 2$ y $S_v = 500$ [mm].	60
Tabla 3. 10: Parametrización del diafragma para $R = 2$ y $S_v = 1000$ [mm].	61

Tabla 4. 1: Registros utilizados en análisis tiempo-historia del edificio.....	77
Tabla 4. 2: Intervalo de dimensiones del edificio tipo C de Nueva Zelanda	79
Tabla 4. 3: Dimensiones del edificio de dos pisos.	80
Tabla 4. 4: Propiedades y dimensiones del diafragma de madera y muro de albañilería.	80
Tabla 4. 5: Factor de reducción de la inercia.	82
Tabla 4. 6: Participación modal del edificio en estudio.	84
Tabla 4. 7: Desplazamiento relativo máximo a media altura de cada muro.	87
Tabla 4. 8: Promedio de los máximos desplazamientos relativos de los muros del edificio para 1/3 NBS.	91
Tabla 4. 9: Participación modal de edificio reestructurado.....	94
Tabla A. 1: Fuerza aplicada en las tablas de piso del diafragma.....	105
Tabla A. 2: Fuerza aplicada en las vigas del diafragma.	106

SIMBOLOGIA

a	Ancho infinitesimal de la grieta del muro de albañilería.
A	Área del diafragma.
A_0	Aceleración efectiva.
b	Ancho sección transversal del diafragma de madera.
C	Coefficiente sísmico.
D_{par}	Desplazamiento en la dirección paralela a la viga del diafragma.
D_{per}	Desplazamiento en la dirección perpendicular a la viga del diafragma.
e_p	Espesor de la placa equivalente.
E_f	Módulo de elasticidad de la madera.
E_m	Módulo de elasticidad de la albañilería.
E_{par}	Módulo de elasticidad de la placa en dirección paralela a la viga.
E_{per}	Módulo de elasticidad de la placa en dirección perpendicular a la viga.
F_f	Tensión de flexión.
F_{cp}	Tensión de compresión paralela.
F_{tp}	Tensión de tracción paralela.
F_{cz}	Tensión de cizalle.
F_d	Fuerza sísmica.
F'_b	Resistencia a la compresión del ladrillo.
F'_{fb}	Resistencia a la tracción del ladrillo.
F'_j	Resistencia a la compresión del mortero.
F'_m	Resistencia a la compresión de la albañilería.
F_{max}	Fuerza sísmica maxima.
F_0	Fuerza sísmica resultante.
g	Aceleración de gravedad.
G	Módulo de corte de la albañilería.
h	Altura sección transversal del diafragma de madera.
H_m	Altura del muro de albañilería.
H_A	Reacción horizontal en la parte inferior del muro de albañilería.
H_C	Reacción horizontal en la parte superior del muro de albañilería.

I	Factor de importancia.
I_g	Inercia de la sección transversal del muro de albañilería.
I_{cr}	Inercia agrietada de la sección transversal del muro de albañilería.
K_c	Rigidez lateral del clavo.
K_{dpar}	Rigidez en dirección paralela a la viga del diafragma.
K_{dper}	Rigidez en dirección perpendicular a la viga del diafragma.
K_m	Rigidez fuera del plano de muros de albañilería.
L	Longitud de diafragma en dirección de análisis.
L_m	Longitud del muro de albañilería.
L_1	Longitud inicial del area tributaria de cada viga y tabla de piso.
L_2	Longitud final del area tributaria de cada viga y tabla de piso.
n_v	Número de vigas.
n_{tp}	Número de tablas de piso.
O	Carga axial proveniente del diafragma de madera.
P_{sis}	Peso sísmico.
PMR	Porcentaje de máxima resistencia del muro de albañilería.
PMR_{exp}	Porcentaje de máxima resistencia experimental del muro de albañilería.
S	Parámetro asociado al tipo de suelo.
S_v	Espaciamiento entre vigas estructurales.
S_c	Espaciamiento entre clavos.
T	Periodo del diafragma de madera.
t	Espesor estructural del muro de albañilería.
t_n	Espesor arquitectónico del muro de albañilería.
V_a	Reacción vertical en la base del muro de albañilería.
w	Fuerza sísmica en el muro de albañilería.
w_D	Peso del diafragma.
w_p	Peso de la placa.
w_{tp}	Peso de las tablas de piso.
w_v	Peso de las vigas.
W	Peso del muro de albañilería.
W_e	Distribución parabólica de la fuerza sísmica.

w_{\max}	Fuerza sísmica máxima cuando el desplazamiento en la grieta es cero.
w_{\max}'	Fuerza sísmica máxima cuando el espesor del punto pivote B es cero.
β	Altura de la grieta del muro de albañilería.
Δl	Desplazamiento lineal fuera del plano del muro de albañilería.
Δd	Desplazamiento del diafragma.
Δm	Desplazamiento fuera del plano a βh del muro de albañilería.
Δt	Desplazamiento fuera del plano en la parte superior del muro de albañilería.
η	Parámetro auxiliar.
Ψ	Relación entre la carga axial O y el peso del muro de albañilería W.

1. INTRODUCCION

En la construcción de viviendas y edificios habitacionales existe una gran variedad de elementos estructurales y sistemas que unen dichos elementos, muchos de éstos son fáciles de caracterizar a través de modelos físicos, pues existen numerosas investigaciones que han abordado su comportamiento mecánico, como es el caso del hormigón armado y el acero. En cambio, existen otro tipo de elementos estructurales y sistemas de unión que poseen un alto grado de incertidumbre por el hecho de no ser homogéneos, porque su fabricación no está estandarizada o simplemente porque las uniones son flexibles y muchas veces no lineales. Tal es el caso de las edificaciones patrimoniales estructuradas a partir de muros de albañilería no reforzada con diafragmas flexibles de madera.

Esta incertidumbre genera que la modelación y la respuesta global de este tipo de edificaciones ante solicitaciones como el sismo, sea compleja de evaluar. Es por ello que en esta investigación se presenta una metodología para modelar el comportamiento mecánico de la albañilería no reforzada y el comportamiento del diafragma flexible de madera, con la finalidad de evaluar el comportamiento global de un edificio patrimonial a través de un análisis tiempo-historia.

1.1 Objetivos

Objetivo General

Representar el comportamiento global de un edificio patrimonial de albañilería no reforzada con diafragma de madera, mediante un modelo de elementos finitos, que contenga las propiedades mecánicas de ambos elementos estructurales, permitiendo evaluar el desempeño estructural mediante un criterio de estabilidad lateral de muros de albañilería no reforzada.

Objetivo Específico

1. Caracterizar mecánicamente un muro de albañilería no reforzada de cualquier dimensión y calidad de ladrillo y mortero, a través de un modelo de homogenización.
2. Caracterizar mecánicamente el comportamiento en el plano de cualquier configuración de diafragma de madera.
3. Caracterizar las uniones entre un muro de albañilería no reforzada y un diafragma flexible de madera.

1.2 Esquema de Tesis

Esta investigación se estructura en 5 capítulos. En el Capítulo 1 se plantean los objetivos generales y específicos de esta investigación.

En el Capítulo 2 se presentan las principales investigaciones que han caracterizado el comportamiento en el plano de diafragmas de madera y su incidencia en términos de desplazamiento en la respuesta global de una estructura. De la misma forma, se presentan

las publicaciones que han abordado el comportamiento mecánico de muros de albañilería no reforzada.

En el Capítulo 3 se plantea una metodología para caracterizar el comportamiento fuera y en el del plano de muros de albañilería, donde el primero es obtenido a partir una curva trilineal, mientras que la elasticidad en el plano es obtenida a través de las expresiones provenientes de ensayos de compresión de prismas de albañilería, ladrillo y mortero. El comportamiento en el plano de diafragmas de madera es obtenido a través de una parametrización de un modelo de placa basado en los resultados experimentales de flexión de pisos de madera de escala real.

En el Capítulo 4 se busca estimar el comportamiento sismorresistente de un edificio existente a través de la metodología de modelación y de evaluación propuestas en el Capítulo 3, donde dicha evaluación se llevará a cabo a partir de la recopilación de una serie de registros sísmicos que se utilizarán para un análisis tiempo-historia. Se tomó como caso de estudio una edificación característica de Nueva Zelanda ubicado en diferentes localidades (de baja y alta sismicidad) debido a la disponibilidad de registros sísmicos existentes.

En el capítulo 5 se presentan un resumen y las conclusiones finales de lo desarrollado en esta investigación.

2. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

En este capítulo se presentan las principales características de los elementos que componen la albañilería no reforzada, las clases y categorías mostradas en la normativa Chilena y los modelos analíticos que se han desarrollado para caracterizar el comportamiento en cada una de las direcciones de la albañilería no reforzada.

2.1 Albañilería

La albañilería es un material compuesto por ladrillos y mortero de pega, los que son ordenados de manera periódica, de modo que estos actúan en su conjunto como una sola unidad. Las dimensiones de cada uno de estos materiales no es algo estandarizado, sino que depende de la industrialización de los productos y la calidad de la mano de obra de cada país, pero la forma prismática de ambos materiales es una característica que se mantiene constante.

2.1.1 Ladrillo

Los ladrillos son unidades cerámicas compuestos principalmente por arcilla y esquisto, que consisten en alúmina y arena o sílice, con la existencia de minerales tales como: cal, hierro, sales, magnesia, materia orgánica y agua. La presencia de la alúmina proporciona a la arcilla sus propiedades de plasticidad y la arena proporciona la dureza y durabilidad. En cuanto al agente colorante del ladrillo de arcilla, el principal es el óxido de hierro, mineral que en altas temperaturas provoca la aparición de colores rojo o rojo-marrón debido a la formación de hematita (Fe_2O_3).

El ladrillo como material estructural es clasificado por la resistencia a la compresión axial de prismas de ladrillo de acuerdo a la Norma ASTM C 67 1998a [1], mientras que la Norma Chilena NCh 169 Oficial del 2001 [2] hace la distinción de éste elemento por

clase y grado estructural, las cuales corresponden a la clasificación por geometría y resistencia a la compresión.

- Clasificación por Clase

Ladrillos Macizos (MqM)

Este tipo de ladrillo es de sección rectangular sólida tal como lo muestra la Figura 2.1, cuya dimensión no es una medida estándar, puesto que depende de los tamaños ofrecidos por los productores de éste.



Figura 2. 1: Geometría de ladrillo macizo. [3]

Ladrillos Huecos (MqH)

Son unidades cerámicas industrializadas en las cuales el volumen de huecos es mayor al volumen de arcilla tal como se presenta en la Figura 2.2, es por ello que generalmente se utilizan en elementos estructurales secundarios como tabiques, con el fin de que estos no reciban cargas axiales o laterales considerables.

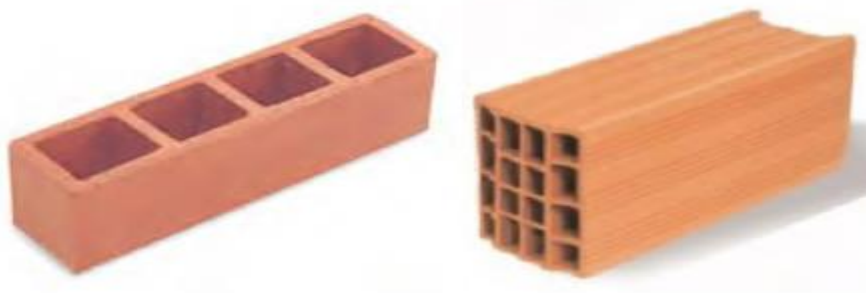


Figura 2. 2: Geometría de ladrillo hueco. [3]

Ladrillos Perforados (MqP)

Son aquellas unidades hechas a máquina que poseen dos orificios centrales y orificios regularmente distribuidos (ver Figura 2.3), cuyo fin es el de incorporar tensores de acero y rellenar las perforaciones con hormigón, haciendo de este elemento el más utilizado en la confección de estructuras de albañilerías armada y confinada.

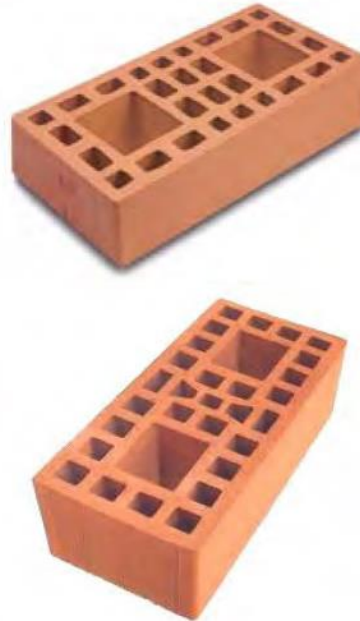


Figura 2. 3: Geometría de ladrillo perforado. [3]

- Clasificación según Grado

La Normativa Chilena [2] clasifica estos elementos en grados estructurales, de acuerdo a la resistencia a la compresión, absorción máxima del agua y la adherencia mínima del área neta del bloque de ladrillo tal como se presenta la Tabla 2.1.

Tabla 2. 1: Clasificación del ladrillo de acuerdo a la clase y grado estructural. [2]

Requisitos mecánicos	Grados de los ladrillos cerámicos						
	1		2		3		
	Clases de los ladrillos cerámicos						
	MqM	MqP	MqH	MqP	MqH	MqP	MqH
Resistencia a la compresión, [MPa]	15	15	15	11	11	5	5
Absorción del agua, [%]	14	14	14	16	16	18	18
Adherencia, [MPa]	0.1	0.4	0.4	0.35	0.35	0.3	0.25

Además de clasificar, la Norma indica que las resistencias a la compresión deben ser verificadas de acuerdo a una inspección técnica y a ensayos de compresión de probetas, en el caso de no cumplir con dicha especificación, solicita evaluar al ladrillo con grado 3.

2.1.2 Mortero

Al igual que el ladrillo, el mortero cumple un importante rol en el comportamiento de la albañilería, ya que ejerce la función de pegar las unidades de ladrillo y producir un perfecto traspaso de cargas entre cada uno de estos. Este aglomerante está compuesto por: cemento, que es el elemento que le otorga la resistencia mecánica al mortero, áridos y agua que es la que cumple la función de ser el hidratante del cemento y generar la trabajabilidad. La fabricación del mortero generalmente se realiza en obra, hecho que genera que propiedades como la resistencia a la compresión dependa del proceso y de la calidad de la mano de obra en elaboración de cada junta de mortero.

2.1.3 Comportamiento Mecánico de la Albañilería

Debido al masificado uso de la albañilería en la construcción de viviendas unifamiliares y edificaciones de baja altura, así como una mayor demanda en la evaluación de edificios patrimoniales, el comportamiento de la albañilería ha sido objeto de diversos estudios destinados a caracterizar de mejor manera el comportamiento mecánico de éste.

Actualmente, existen dos maneras para caracterizar las propiedades mecánicas de la albañilería, estas son, a través de metodologías destructivas y mediante procedimientos no destructivos. Las metodologías no destructivas son utilizadas en edificios donde no es posible extraer muestras y se basa en el análisis de vibraciones para la obtención de propiedades como la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, etc. Las metodologías destructivas son requeridas en las etapas de diseño y construcción, donde el ensayo estandarizado utilizado es el de compresión axial cuyo procedimiento es detallado en la ASTM C 1314 [4] y la NCh 2123 [5].

Aun cuando ambas metodologías son requeridas en etapas distintas, la más utilizada para evaluar la albañilería es la de ensayos de compresión de probetas, debido a la estandarización del ensayo y la facilidad en la obtención de datos. Incluso ciertas normas recomiendan valores que caracterizan el módulo de elasticidad de la albañilería. Es así como el Eurocódigo 6 [6] aconseja un valor de elasticidad de albañilería de $E_m = 1000 F'_m$ [MPa], mientras que en Estados Unidos se recomienda $E_m = 550 F'_m$ [MPa] y la NCh 1928 [7] propone un módulo de Young que se encuentra entre $800 F'_m$ y $1000 F'_m$ [MPa].

Otra manera de evaluar el bloque de albañilería es a través de la inspección visual. El código FEMA 356 [8] y OPCM [9] proponen las propiedades mecánicas que se presentan en las Tablas 2.2 y 2.3 en base a la percepción visual del examinador.

Tabla 2. 2: Propiedades de la albañilería según FEMA 356. [8]

Estado albañilería	F'_m [MPa]	F'_{fb} [MPa]	E_m [MPa]
Mala	2.07	0	1140
Intermedia	4.14	0.07	2280
Buena	6.21	0.14	3410

Tabla 2. 3: Propiedades de la albañilería según OPCM 3431. [9]

Albañilería	F'_m [MPa]	F'_{fb} [MPa]	E_m [MPa]
Ladrillo relleno con mortero	1.8-2.8	1800-2400	300-400
Ladrillo a medio llenar con mortero	3.8-5.0	2800-3600	560-720

La utilización de las expresiones anteriores en la etapa de diseño o evaluación de un muro de albañilería es algo cuestionable, ya que en ninguna de estas normativas se hace alusión al grado estructural del ladrillo, la calidad del mortero o al procedimiento realizado para la obtención de dichas ecuaciones. En base a esa incertidumbre, Lumantarma [10] realizó un programa experimental que consistió en los ensayos de compresión de 75 prismas de albañilería de ladrillo macizo de distintos grados estructurales y diferentes calidades de mortero tal como se muestra en la Figura 2.4.



Figura 2. 4: Ensayo de compresión de prisma de albañilería. [10]

Las pruebas reflejaron una gran variación en la resistencia a la compresión del macizo de arcilla (de 8.5 a 43.4 [MPa]) y del mortero (de 0.69 a 23.2 [MPa]), hecho que es consistente con los distintos grados estructurales de los materiales.

La Figura 2.5 muestra las relaciones de tensión-deformación normalizada de los ensayos de compresión de los prismas de albañilería, lo que refleja un leve comportamiento no lineal. A partir de estos ensayos, Lumantarma concluyó que las lecturas por debajo de 0.05 debían ser excluidos del análisis, ya que estos datos se asociaron con el confinamiento inicial de la muestra, mientras que la iniciación de daños visibles en los prismas se produjo a $0.70 F'_m$, en base a esto, Lumantarma propuso que el módulo de elasticidad de albañilería debe ser obtenido como el módulo de la curva de tensión-deformación entre 0.05 y $0.70 F'_m$.

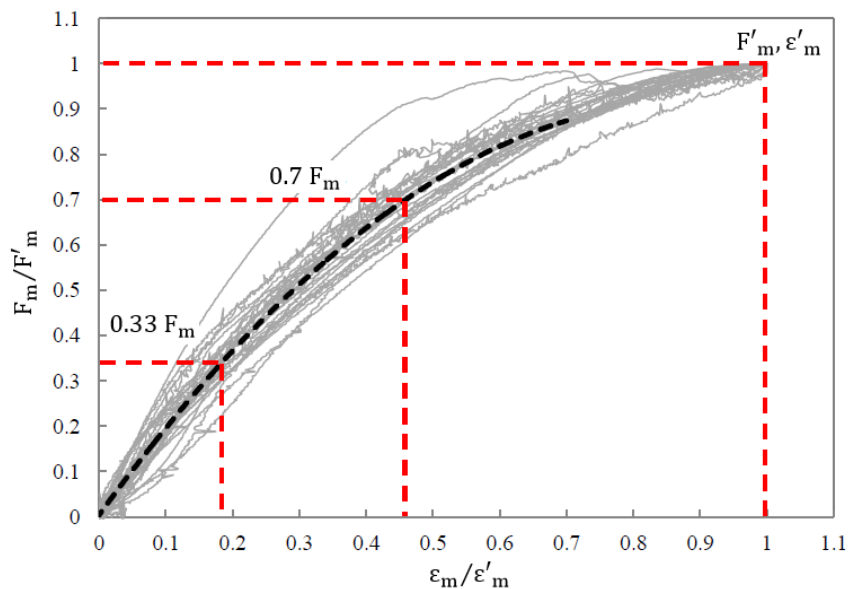


Figura 2. 5: Curva Tensión- Deformación de ensayos de compresión. [10]

A partir de resultados de las pruebas experimentales de ladrillo y mortero, Lumantarma calibró las ecuaciones dispuestas en el Eurocódigo 6 [6], obteniendo así, la siguiente ecuación:

$$F'_m = 0.75 F'_b{}^{0.75} \cdot F'_j{}^{0.31} \quad [\text{MPa}]$$

(ec. 2.1)

En base a los valores de resistencia a la compresión y de las deformaciones unitarias, Lumantarma obtuvo la elasticidad de cada uno de los prismas ensayados, cuyos valores fueron utilizados en la construcción de la curva E_m versus F'_m de la Figura 2.6, la cual sirvió para la obtención de un valor generalizado del módulo de elasticidad, tal como se plantea en la ecuación 2.2.

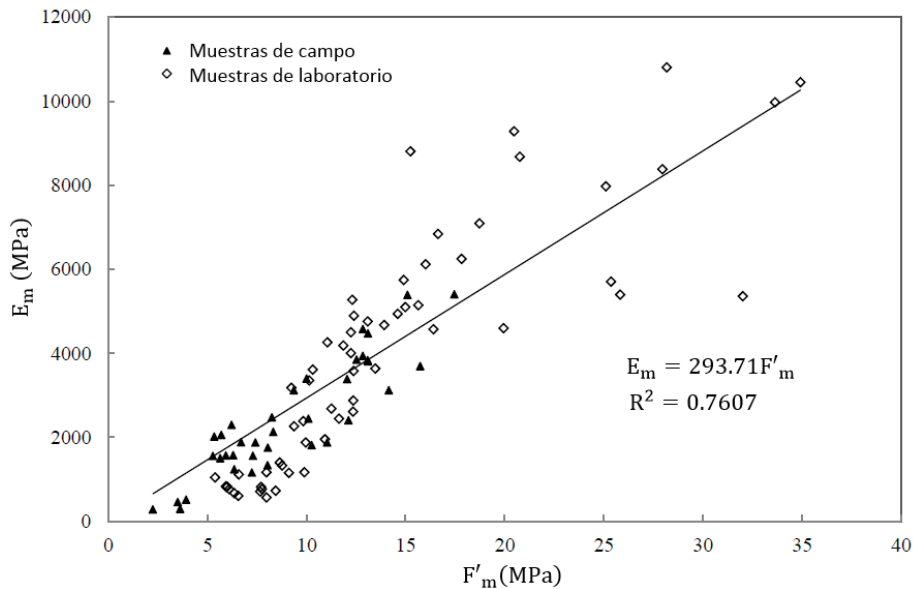


Figura 2. 6: Módulo de elasticidad vs Resistencia a la compresión. [10]

$$E_m = 294 F'_m \text{ [MPa]}$$

(ec. 2.2)

Un enfoque experimental y numérico es el que plantea Marulanda [11], quien a partir de la metodología multiescala planteó una expresión para homogeneizar el comportamiento de la albañilería. Su investigación se basó en la comparación de los resultados de la curva fuerza versus desplazamiento de los ensayos de compresión de muretes realizados por Restrepo [12] con la curva de los muros de albañilería modelados mediante elementos finitos a través del software SAP2000 [13] (ver Figura 2.7).

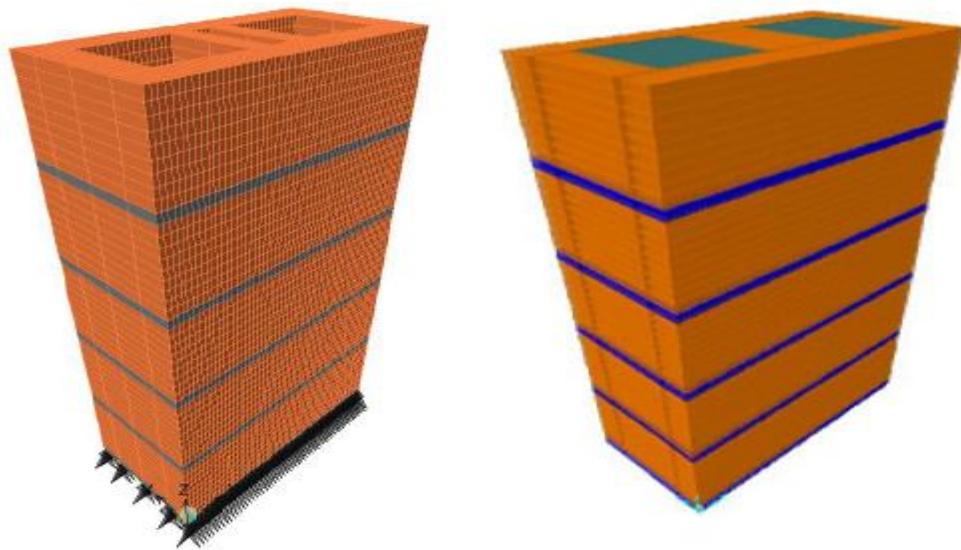


Figura 2. 7: Muretes de albañilería con celdas vacía (a la izquierda) y con mortero de relleno (a la derecha). [11]

El modelo de elementos finitos fue desarrollado a partir de un elemento de placa (shell), el cual fue dividido de acuerdo a las capas de mortero y ladrillo del muro, cuyas propiedades fueron obtenidas a partir de los ensayos de compresión de prismas. De este procedimiento, Marulanda concluyó que para obtener los mismos valores de la curva fuerza versus desplazamiento de Restrepo, los módulos de elasticidad de los materiales debían reducirse a un 56 [%] para muros con celdas vacías, mientras que para muros con celdas llenas debía reducirse a un 68 [%].

Derakhshan [14] plantea que el equilibrio de fuerzas y momentos al que se ve sometida la sección agrietada del muro de albañilería en la dirección perpendicular al plano, puede ser representado por el modelo de cuerpo rígido de la Figura 2.8, donde las fuerzas externas del elemento son: el sismo (w), la carga axial del diafragma (O), el peso del muro (W), las reacciones en la base del muro (H_A , V_A) y el diafragma (H_C).

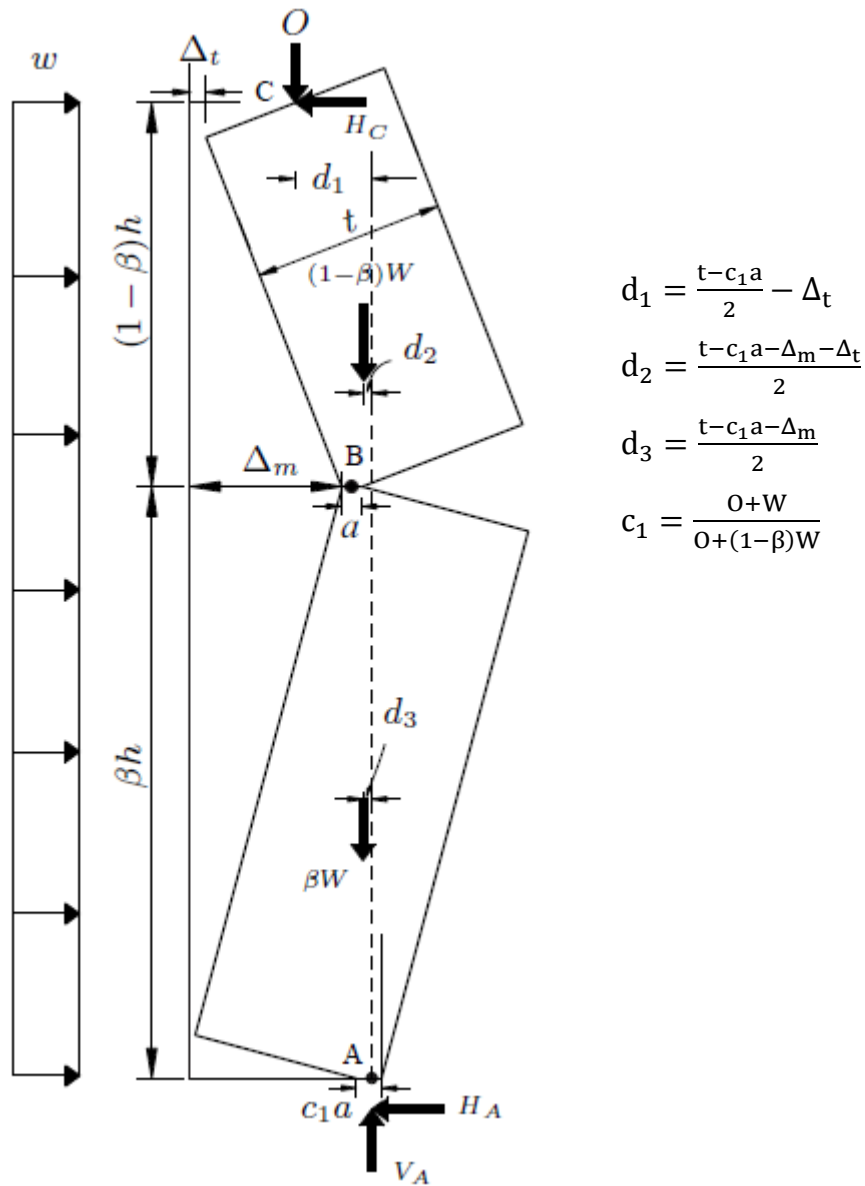


Figura 2. 8: Diagrama de cuerpo libre del muro de albañilería en la dirección perpendicular al plano. [14]

El diagrama de cuerpo libre de la Figura 2.8 plantea que las condiciones de borde del muro deben ser modeladas a través de uniones rotuladas, debido a la temprana fisuración del mortero en la base y a la baja rigidez rotacional de las conexiones apernadas entre el diafragma de madera y el muro.

En cuanto al equilibrio de momentos externos del modelo, Derakhshan recomienda que cada bloque de muro debe ser analizado como un cuerpo rígido y que la base, la grieta a media altura y la parte superior del muro deben ser utilizados como puntos pivotes para el equilibrios de momentos. Por lo tanto, para obtener la reacción horizontal que ejerce el muro sobre el diafragma (H_C), bastaría con realizar un equilibrio de momento en el punto A.

$$H_C \cdot h + 0 \cdot d_1 + (1 - \beta)W \cdot d_2 + (\beta)W \cdot d_3 - wh \cdot \frac{h}{2} = 0$$

(ec. 2.3)

$$H_C = w \frac{h}{2} - \frac{0}{2h} \cdot (t - c_1 \cdot a - 2\Delta_t) + \frac{W}{2h} (-t + c_1 \cdot a + \Delta_m) + \frac{(1 - \beta)W}{2h} \Delta_t$$

(ec. 2.4)

Luego, para determinar la fuerza de corte que debe resistir el mortero en la parte inferior del muro, basta con realizar un equilibrio de fuerzas horizontales, donde H_A se obtiene a partir de la ecuación 2.5.

$$-H_C - H_A + wh = 0$$

(ec. 2.5)

$$H_A = \frac{wh}{2} + \frac{0}{2h} (t - 2\Delta_t - c_1 \cdot a) + \frac{W}{2h} (\Delta_m - t + c_1 \cdot a) - (1 - \beta) \frac{W}{2h} \Delta_t$$

(ec. 2.6)

Si además, se analiza la parte superior del muro como un elemento aislado, como se muestra la Figura 2.9 y se toma nuevamente equilibrio de momentos con respecto al punto B, es posible obtener el valor de fuerza sísmica (w) en términos del peso de la estructura y los desplazamientos Δ_t y Δ_m .

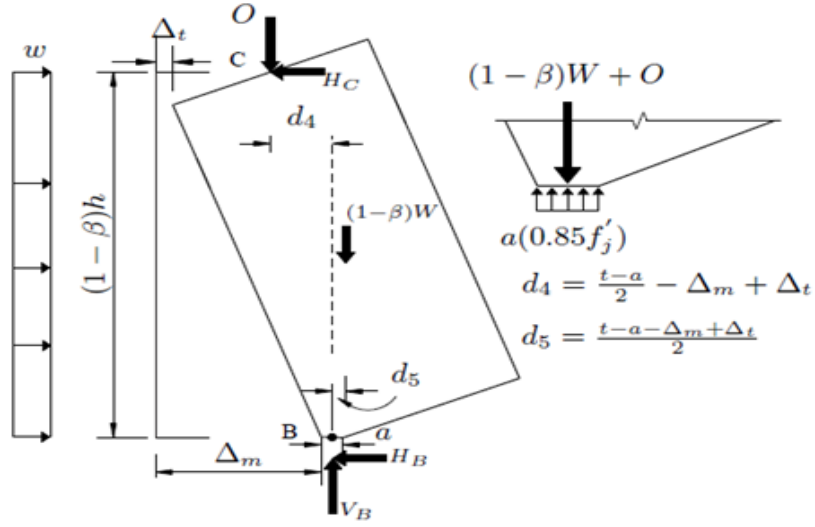


Figura 2. 9: Diagrama de cuerpo libre del bloque superior del muro de albañilería. [14]

$$H_C \cdot (1 - \beta)h + O \cdot d_4 - (1 - \beta) \cdot W \cdot d_5 - \frac{w(1 - \beta)h^2}{2} = 0 \quad (\text{ec. 2.7})$$

Sustituyendo la variable H_C de la ecuación 2.4 en 2.7, se obtiene la siguiente expresión:

$$(1 - \beta)h \cdot \left[w \frac{h}{2} - \frac{O}{2h} \cdot (t - 2\Delta_t - c_1 \cdot a) + (1 - \beta) \cdot \frac{W}{2h} \Delta_t + \frac{W}{2h} \cdot (\Delta_m - t + c_1 \cdot a) \right] - O \cdot \left(\frac{t - a}{2} - c_1 \cdot a \right) - (1 - \beta) \cdot W \cdot \left(\frac{t - \Delta_m + \Delta_t - a}{2} \right) - w \cdot (1 - \beta)^2 \cdot \frac{h^2}{2} = 0 \quad (\text{ec. 2.8})$$

Reordenando la ecuación 2.8 y resolviendo para w , se obtiene:

$$w = \frac{2}{\beta h^2} \cdot \left[W \cdot \left(t - \Delta_m + \beta \frac{\Delta_t}{2} - \frac{1 + c_1}{2} a \right) \right] + \frac{2}{\beta h^2} \cdot \left[\frac{O}{1 - \beta} \cdot \left((1 - 0.5\beta)t - \Delta_m + \beta \Delta_t - (1 + c_1 - c_1 \beta) \frac{a}{2} \right) \right] \quad (\text{ec. 2.9})$$

De la ecuación 2.9 es posible observar que existen dos variables de desplazamiento producto de la fuerza lateral, Δ_m que es el desplazamiento de inestabilidad en la grieta, y Δ_t que es el desplazamiento en la parte superior del muro, siendo este último dependiente de la fuerza transmitida al apoyo horizontal y de la rigidez del diafragma, cuya expresión se plantea en la ecuación 2.10.

$$\Delta_t = \frac{H_c}{K_d}$$

(ec. 2.10)

Sustituyendo la expresión 2.10 en la ecuación 2.4, y despejando la variable Δ_t , se puede obtener el desplazamiento en el tope del muro en función de las fuerzas solicitantes.

$$\Delta_t = \frac{wh^2 + W \cdot (\Delta_m - t + c_1 a) - O \cdot (t - c_1 a)}{2hK_d - (1 - \beta) \cdot W - 2 \cdot O}$$

(ec. 2.11)

Reemplazando el valor de Δ_t en la ecuación 2.9, se obtiene la fuerza sísmica dependiente de un solo desplazamiento lateral tal como se presenta en la ecuación 2.12.

$$w = \frac{2}{\beta h^2} \cdot \left[W \cdot \left(t - \Delta_m - \frac{1 + c_1}{2} a \right) + \frac{O}{1 - \beta} \left((1 - 0.5\beta)t - \Delta_m - (1 + c_1 - c_1\beta) \frac{a}{2} \right) \right] + \frac{2O + (1 - \beta)W wh^2 + W(\Delta_m - t + c_1 a) - O(t - c_1 a)}{(1 - \beta)h^2} \frac{2hK_d - (1 - \beta)W - 2O}{2hK_d - (1 - \beta)W - 2O}$$

(ec. 2.12)

Con la finalidad de simplificar la expresión 2.12, Derakhshan planteó el parámetro auxiliar η en la ecuación 2.13.

$$\eta = \left[\frac{\beta}{(1-\beta)} \frac{O + 0.51(1-\beta)W}{2hK_d - (1-\beta)W - 2O} \right]$$

(ec. 2.13)

Así, la expresión 2.12 está dada por:

$$w = \frac{2}{\beta h^2} \left[W \left(t - \Delta_m - \frac{1+c_1}{2} a \right) + \frac{O}{1-\beta} \left((1-0.5\beta)t - \Delta_m - (1+c_1-c_1\beta) \frac{a}{2} \right) \right] + \frac{2}{\beta h^2} [\eta(wh^2 + W(\Delta_m - t + c_1 a) - O(t - c_1 a))]$$

(ec. 2.14)

Reagrupando términos en la ecuación 2.14, se obtiene:

$$w = \frac{2W}{\left(1 - \frac{2\eta}{\beta}\right) \beta h^2} \left[(t - \Delta_m)(1 - \eta) - 1(1 + c_1 - 2c_1\eta) \frac{a}{2} \right] + \frac{2O}{\beta(1-\beta) \left(1 - \frac{2\eta}{\beta}\right) h^2} \left(t(1 - 0.5\beta - \eta(1 - \beta)) + \eta(1 - \beta)c_1 a - \Delta_m - (1 + c_1 - c_1\beta) \frac{a}{2} \right)$$

(ec. 2.15)

De la expresión 2.15, Derakhshan obtiene el desplazamiento lateral a la altura de la grieta en función de las condiciones de borde del muro.

$$\Delta_m = \frac{\beta \left(\frac{2\eta}{\beta} - 1 \right) h^2 w}{2W \left(1 - \eta + \frac{\Psi}{1-\beta} \right)} + t \frac{1 - \eta - \frac{(1+c_1-2c_1\eta)a}{2t} + \Psi \left[\frac{1-\beta}{1-\beta} - \eta + \left(\eta c_1 - \frac{1+c_1-c_1\beta}{2(1-\beta)} \right) \frac{a}{t} \right]}{1 - \eta + \frac{\Psi}{1-\beta}}$$

(ec. 2.16)

A partir de pruebas analíticas del modelo planteado, Derakhshan llegó a la conclusión que la flexibilidad del diafragma de madera no hace significativamente más grandes los desplazamientos laterales, por lo que para simplificar la expresión 2.16, asume el valor de la rigidez del diafragma como infinitamente grande ($K_d \rightarrow \infty$), por lo que la expresión 2.15 queda de la siguiente manera:

$$w = \frac{W}{(\beta - \beta^2)h^2} \cdot \left[2(1 - \beta) \cdot \left(t - \Delta_m - \frac{1 + c_1}{2} a \right) \right] + \frac{W}{(\beta - \beta^2)h^2} \cdot \left[\psi \cdot \left((2 - \beta)t - 2\Delta_m + (c_1\beta - 1 - c_1)a \right) \right]$$

(ec. 2.17)

Además, plantea que cuando el desplazamiento lateral a la altura de la grieta es cero, la fuerza sísmica es máxima, ya que se deben superar los momentos de restauración de las fuerzas gravitacionales, por lo que, haciendo $\Delta_m = 0$, se obtiene la máxima fuerza lateral:

$$w_{\max} = \frac{W t}{(\beta - \beta^2)h^2} \cdot \left[2(1 - \beta) \cdot \left(1 - \frac{1 + c_1}{2} \frac{a}{t} \right) + \psi \cdot \left((2 - \beta) + (c_1\beta - 1 - c_1) \frac{a}{t} \right) \right]$$

(ec. 2.18)

Y cuando esta fuerza es cero, es posible obtener el máximo valor para el desplazamiento de inestabilidad del muro:

$$\Delta_m = t \frac{1 - \frac{(1+c_1)a}{2t} + \psi \left[\frac{1-\beta}{1-\beta} - \frac{1+c_1-c_1\beta}{2(1-\beta)} \frac{a}{t} \right]}{1 + \frac{\psi}{1-\beta}}$$

(ec. 2.19)

Dónde:

$$a = \frac{W}{0.85F'_j} \cdot (1 - \beta + \psi)$$
$$C_1 = \frac{0 + W}{0 + (1 - \beta)W} = \frac{1 + \psi}{1 - \beta + \psi}$$

Asumiendo que el espesor “a” del punto pivote B mostrado en la Figura 2.11 tiende a cero, se puede obtener el máximo valor para la fuerza sísmica.

$$w_{\max'} = \frac{W t}{(\beta - \beta^2)h^2} \cdot [2(1 - \beta) + \psi(2 - \beta)]$$

(ec. 2.20)

Así, la fuerza resultante máxima aplicada en el muro queda expresada como:

$$F_{\max} = h \cdot w_{\max'}$$

(ec. 2.21)

Y el desplazamiento de inestabilidad se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta_m = t \frac{1 + \psi \left[\frac{1-\beta}{1-\beta} \right]}{1 + \frac{\psi}{1-\beta}}$$

(ec. 2.22)

A partir de las ecuaciones 2.18 y 2.20, es posible obtener el porcentaje de la máxima resistencia lateral del muro (PMR):

$$PMR = \frac{w_{\max}}{w_{\max'}} \cdot 100 = 100 \cdot \left[1 - \frac{a}{t} \cdot \frac{((1 - \beta) \cdot (1 - c_1) + (1 + c_1 - c_1 \beta) \cdot \psi)}{2 \cdot (1 - \beta) + (2 - \beta) \cdot \psi} \right]$$

(ec. 2.23)

Reemplazando las expresiones de a y c_1 y simplificando términos, se obtiene:

$$PMR = 100 \cdot \left[1 - \frac{0.002h}{F'_j} \cdot \left(\psi + \frac{(1 - \beta) \cdot (2\psi + 2 - \beta)}{2 \cdot (1 - \beta) + \psi \cdot (2 - \beta)} \right) \cdot \frac{t_n}{t} \right]$$

(ec. 2.24)

A partir de este desarrollo analítico, Derakhshan desarrolló una investigación experimental para cuantificar los parámetros utilizados en el análisis de muros de albañilería agrietados. Para esto, ensayó 8 muros de diferente espesor, altura y grado estructural, los cuales fueron puestos bajo las condiciones de borde del modelo. Para lograrlo, colocó una pasta de mortero delgada en la base del muro y una pieza de madera con dos ángulos metálicos, con la finalidad de generar un rotula en la parte inferior y superior de este tal como se aprecia en Figuras 2.10 y 2.11.



Figura 2.10: Condición de borde en la base del muro de albañilería. [14]



Figura 2.11: Condición de borde en la parte superior del muro de albañilería. [14]

Para representar el efecto del sismo en los muros, Derakhshan utilizó bolsas de aire para proporcionar una presión lateral uniforme sobre toda la pared, como lo muestra la Figura 2.12.



Figura 2.12: Simulación de la fuerza sísmica a través de bolsas de aire. [14]

En la realización de cada uno de los ensayos, se midieron los desplazamientos laterales mediante un transductor de desplazamiento lineal variable (LVDT), de donde se obtuvo la curva fuerza versus desplazamiento de cada uno de los muros de albañilería ensayados, como se muestra en la Figura 2.13.

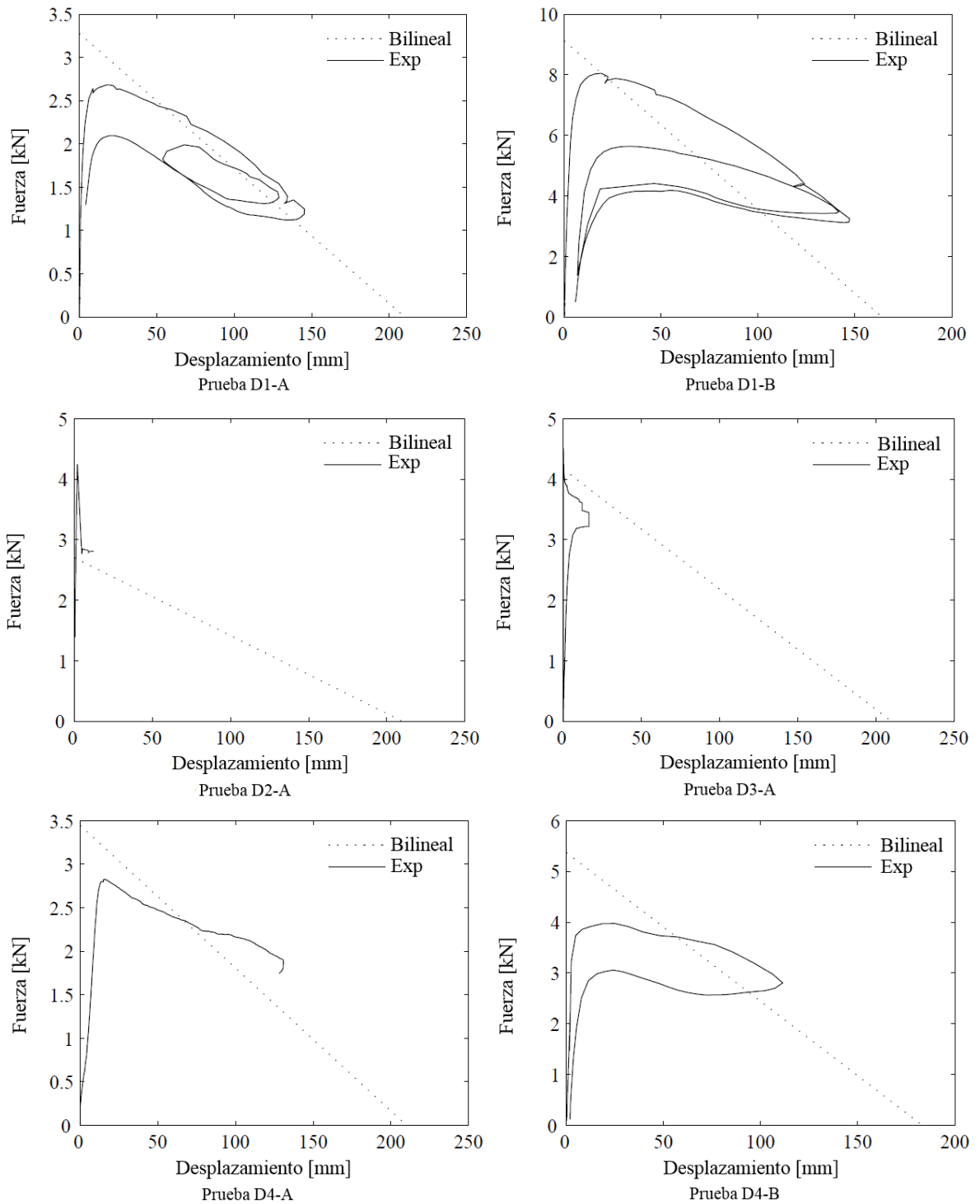


Figura 2.13: Curva analítica Fuerza vs Desplazamiento de los muros de albañilería. [14]

En cuanto a la fisuración, Derakhshan pudo observar que el máximo desplazamiento lateral, sin visualizar colapso, se acercó a $0.7 t_n$ y que en promedio todas las paredes desarrollaron una grieta horizontal a una altura intermedia $\beta = 0.58h$, las cuales se indican en la Tabla 2.4.

Tabla 2. 4: Porcentaje de la altura de la grieta de muros de albañilería ensayados. [14]

Muro	β
D1	0.61
D2	0.74
D3	0.48
D4	0.58
D5	0.48
T1	0.61
T2	0.71
T3	0.41
Promedio (Cov)	0.58 (0.2)

Además de la altura de la grieta, pudo comparar la fuerza lateral máxima del muro con los valores obtenidos de la ecuación analítica, como se aprecia en la Tabla 2.5, donde el valor experimental resultó ser en promedio un 83 [%] del valor teórico.

Tabla 2. 5: Fuerza máxima teórica vs Fuerza máxima experimental. [14]

Prueba	$F_{\max,exp}$ [kN]	F_{\max} [kN]	PMR_{exp} [%]	PMR [%]	PMR_{exp}/PMR
D1-A	2.7	3.3	82	99	0.83
D1-B	8.0	9.2	87	98	0.89
D2-A	2.7	2.7	99	93	1.08
D3-A	3.6	4.1	89	92	0.97
D4-A	2.9	3.5	82	99	0.83
D4-B	4.0	5.3	76	98	0.77
D4-C	5.4	7.2	75	97	0.76
D5-A	3.5	4.1	86	99	0.87
Promedio (CoV)			85 (0.09)	97 (0.03)	0.83 (0.13)
T1-A	6.3	7.9	80	97	0.82
T1-B	14.0	16.9	8	95	0.88
T2-A	6.3	6.8	9	99	0.94
T2-B	13.0	16.7	78	99	0.79
T3-A	8.4	11.9	71	99	0.71
Promedio (CoV)			81 (0.10)	98 (0.02)	0.83 (0.10)

A partir de los resultados de la Tabla 2.5, Derakhshan calibró la ecuación 2.24, para así obtener un porcentaje de utilización de muros en base a los resultados experimentales.

$$PMR_{exp} = 83 \cdot \left[100 - \frac{0.002h}{F'_j} \cdot \left(\psi + \frac{(1 - \beta) \cdot (2\psi + 2 - \beta)}{2 \cdot (1 - \beta) + \psi \cdot (2 - \beta)} \right) \cdot \frac{t_n}{t} \right]$$

(ec. 2.25)

En base a las curvas fuerza versus desplazamiento, Derakhshan caracterizó el comportamiento perpendicular al plano de los muros de albañilería ensayados, a través, de una curva trilineal que sigue la misma trayectoria de la curva real, por medio de rectas como se muestra en la Figura 2.14.

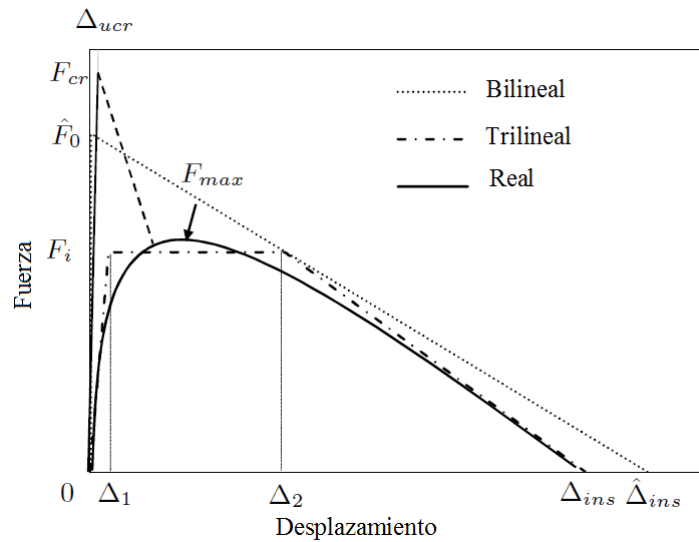


Figura 2.14: Comparación entre curva trilineal y curva experimental. [14]

Además del porcentaje de resistencia máxima, Derakhshan propuso un factor de corrección de 0.9 a la ecuación 2.21, quedando así:

$$F_i = 0.9 \cdot F_{\max} \cdot PMR_{\text{exp}} \quad (\text{ec. 2.26})$$

Derakhshan determinó la rigidez experimental en la dirección perpendicular al plano de cada uno de los muros de albañilería y la comparó con la rigidez analítica para diferentes estados de carga, tal como se muestra en la Tabla 2.6.

Tabla 2. 6: Rigidez fuera del plano de muros de albañilería ensayados. [14]

Prueba	Ψ	K_{Exp} [kN/mm]	K_{Ana} [kN/mm]	K_{Exp}/K_{Ana}
D1-A		0.2	1.9	0.10
D4-A		0.2	4.0	0.06
D5-A	0	0.4	21.3	0.02
T1-A		0.5	19.3	0.02
T3-A		0.7	90.5	0.01
Promedio	0	-	-	0.04
D1-B	1.0	0.5	1.9	0.26
D4-B	0.3	0.6	4.0	0.16
D4-C	0.7	1.3	4.0	0.32
T1-B	0.7	1.3	19.3	0.06
T2-B	0.7	1.2	25.8	0.04
Promedio	0.7	-	-	0.18

A partir de la Tabla 2.6 se concluye que para muros que no están cargados axialmente, la inercia de la sección fisurada es en promedio un 4 [%] de la sección sin agrietar, mientras que para muros cuya carga axial proveniente del diafragma sea igual al peso del muro, la inercia se incrementa linealmente a un 18 [%], a partir de esto Derakhshan plantea la siguiente ecuación para obtener la inercia agrietada en muros de albañilería cargados axialmente:

$$I_{cr} = (0.18\psi + 0.04) I_g < I_g$$

(ec. 2.27)

Dónde:

ψ : Razon entre la carga axial proveniente del diafragma (O) y el peso del muro (W).

I_g : Inercia del muro de la sección sin agrietar.

Por lo tanto, el desplazamiento máximo que puede resistir la sección agrietada en un rango lineal sin sufrir colapso queda definido por la ecuación 2.28.

$$\Delta_1 = \frac{5F_i h_m^3}{384EI_{cr}}$$

(ec. 2.28)

2.2 Diafragma de Madera

Los diafragmas flexibles de madera son pisos estructurales que fueron utilizados en gran parte de las edificaciones de baja altura del siglo XIX y que hoy forman parte de las edificaciones patrimoniales de diferentes localidades del mundo tal como se muestra en la Figura 2.15. Estos pisos fueron masivamente utilizados debido a su buen comportamiento ante sollicitaciones gravitacionales, a lo amigable con el medio ambiente y al bajo costo constructivo.



a) La Población Obrera, Valparaíso. b) Banco Chambers, Christchurch.

Figura 2.15: Edificios patrimoniales con diafragma de madera. [15 y 16]

En cuanto a su estructuración, este tipo de pisos está conformado por: vigas estructurales de madera, que son las que aportan la rigidez gravitacional; tablas de piso de madera, cuya finalidad es hacer transitable el diafragma y que éste trabaje como un conjunto ante cargas laterales; y conexiones de corte en la unión Viga-Tabla de piso, tal como lo muestra en la Figura 2.16.

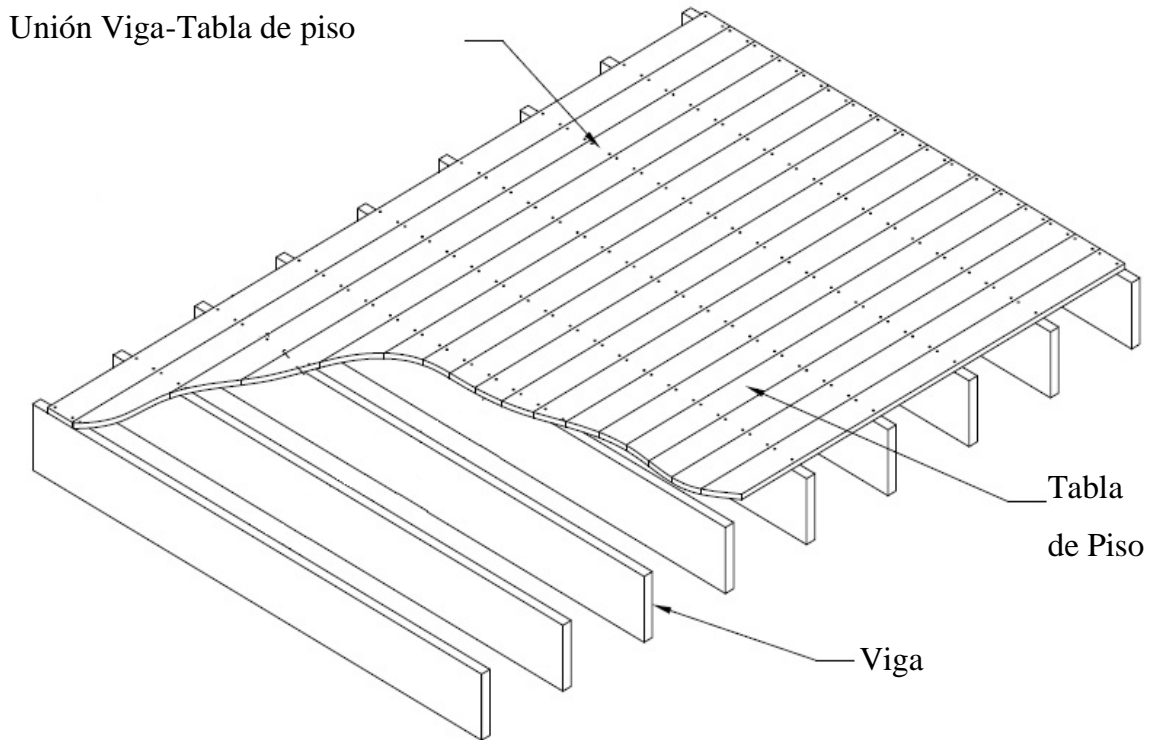


Figura 2.16: Configuración típica de un piso de madera. [16]

El número de vigas estructurales en el diafragma tiene directa relación con: la resistencia, deformación admisible, grado estructural de la madera, las cargas de servicio, condiciones de borde y el espaciamiento (s_v).

En relación a la orientación espacial de la viga, esta es ubicada generalmente en la dirección corta del reticulado, con la finalidad de reducir la deformación y evitar posibles empalmes, facilitando el montaje y reduciendo el costo de éste.

El número de conectores de corte de las vigas y tablas de piso, tiene directa relación con la fuerza de corte a la que es sometido el diafragma, pero por costumbre constructiva, se colocan dos clavos en cada intersección viga-tabla de piso.

En cuanto a los grados de libertad de las uniones del diafragma con los muros de albañilería, estos deben ser definidos por ingeniería, con el fin de que la estructura se comporte rígidamente, es decir, que sea capaz de transmitir los 6 grados de libertad

existentes en cada conexión, o flexiblemente, de manera que se transmitan los grados de libertad asociados al corte y carga axial.

En la Figura 2.17 se muestra que en la dirección paralela a las vigas estructurales existen dos tipos de conexiones, donde la unión de momento es aquella cuando la viga está totalmente embebida en la albañilería a través del mortero (c) y la unión de corte es cuando la viga se encuentra simplemente apoyada en el muro (a y b).



a) Unión de corte

b) Unión de corte



c) Unión de momento

Figura 2.17: Conexiones en la dirección paralela a la viga del diafragma. [16]

En cuanto a la dirección perpendicular a la viga estructural, la unión está compuesta por las vigas perimetrales, las cuales están totalmente unidas al muro de albañilería a través de conectores de corte, mientras que encima de la viga y a través de dos clavos es conectada cada tabla de piso.

2.2.1 Comportamiento Mecánico de Diafragmas de Madera

Debido al gran número de viviendas unifamiliares y una gran demanda en la evaluación de edificios patrimoniales, el comportamiento ortotrópico de los diafragmas flexibles ha sido objeto de diversas investigaciones destinadas a caracterizar el comportamiento mecánico de estos.

Wilson [16-17] demostró numéricamente que un diafragma flexible de madera posee un comportamiento estructural ortotrópico y que las perforaciones de escaleras poseen poca influencia en la rigidez lateral de este tipo de pisos. Además, comparó las rigideces de diafragmas entregadas por diferentes normas (ASCE 41-06 2007 y NZSE 2006) con la rigideces obtenidas de los diafragmas ensayados en su programa experimental. Dicho programa consistió en la construcción de diafragmas de pequeña y gran escala basados en el método constructivo de Nueva Zelanda y en métodos más modernos como la madera contraenchapada. Wilson empezó su programa experimental ensayando diafragmas pequeños, cuyas dimensiones en planta se muestran en la Figura 2.18, las cuales fueron solicitadas en la dirección paralela a la viga mediante un accionador hidráulico tal como se muestra en la Figura 2.19, donde dicha sollicitación fue transmitida en los tercios del entablado para otorgarle la distribución parabólica propuesta por la ASCE [18].

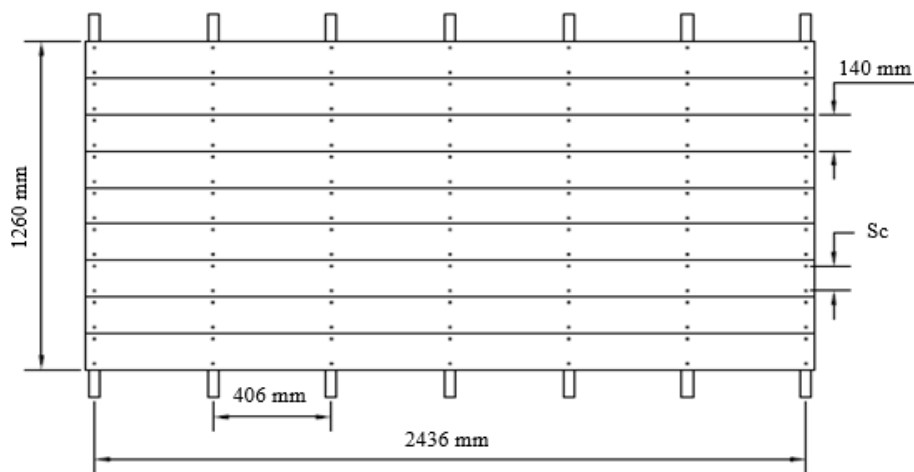


Figura 2. 18: Planta del diafragma de madera Sc-3b. [16]

$$W_e = \frac{1.5 F_d}{L} \left[1 - \left(\frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

(ec. 2.29)

El montaje del ensayo consistió en acoplar el accionador hidráulico al diafragma mediante vigas de acero que fueron conectadas a las vigas de madera, mientras que el accionador fue conectado a un marco de reacción de hormigón para así evitar cualquier peligro dentro del ensayo. Una vez montado el accionador, este solicitó cíclicamente el piso de madera para medir los desplazamientos en el centro del entablado mediante un transductor de desplazamiento, para así obtener la curva fuerza versus desplazamiento para cargas cíclicas (ver Figura 2.20).

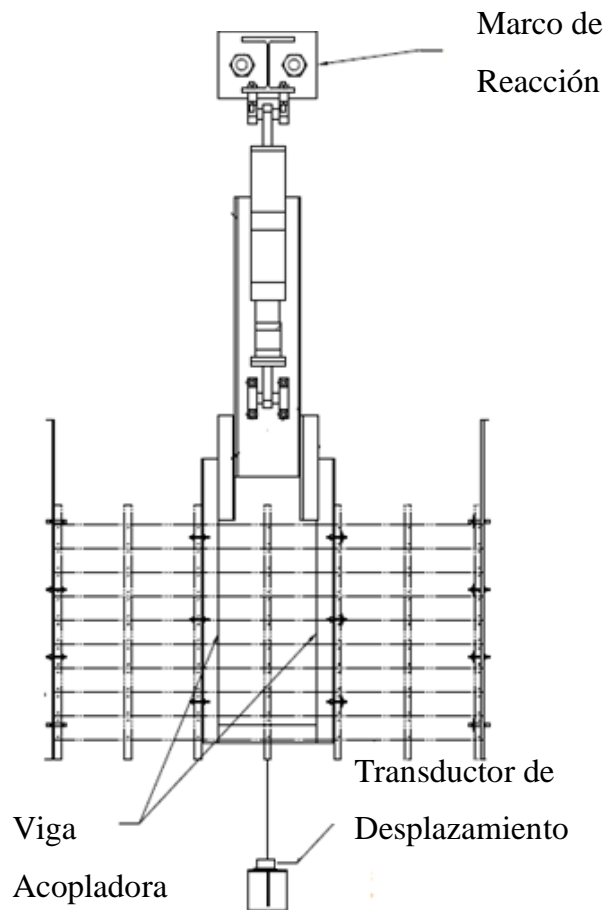


Figura 2.19: Ensayo de flexión en la dirección paralela a la viga del diafragma. [16]

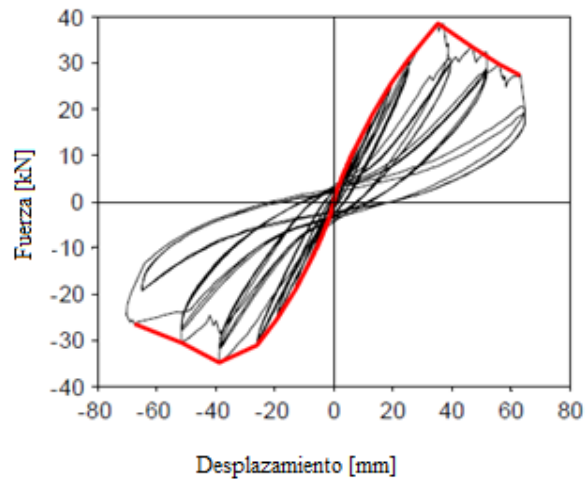


Figura 2.20: Curva Fuerza vs Desplazamiento del diafragma de madera sc-3a. [16]

Una vez realizado dichos ensayos, Wilson [16] realizó el mismo procedimiento para diafragmas de tamaño real de dimensiones en planta de 10400x5500 [mm], donde además incorporó perforaciones para cuantificar la influencia de las escaleras tal como se muestra en las Figuras 2.21 y 2.22.

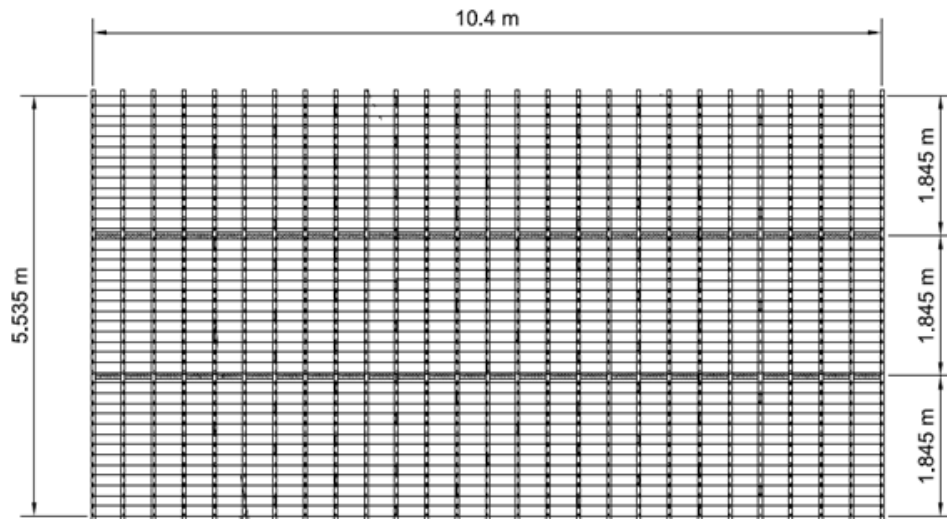


Figura 2. 21: Dimensión en planta del diafragma de madera D_1 . [16]

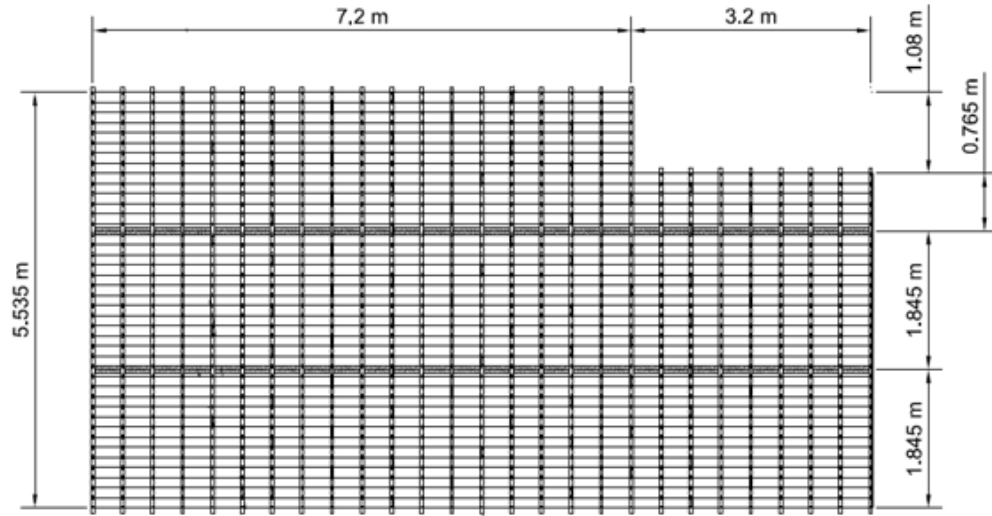


Figura 2.22: Dimensión en planta del diafragma de madera D₂. [16]

A diferencia de la primera etapa, Wilson solicitó el piso de madera mediante un accionador hidráulico en la dirección paralela y perpendicular a las vigas del diafragma. La medición de los desplazamientos en la dirección paralela se realizó en los tercios y en el centro del diafragma, mientras que en el lado perpendicular los midió en el centro, tal como se muestra en las Figuras 2.23 y 2.24.

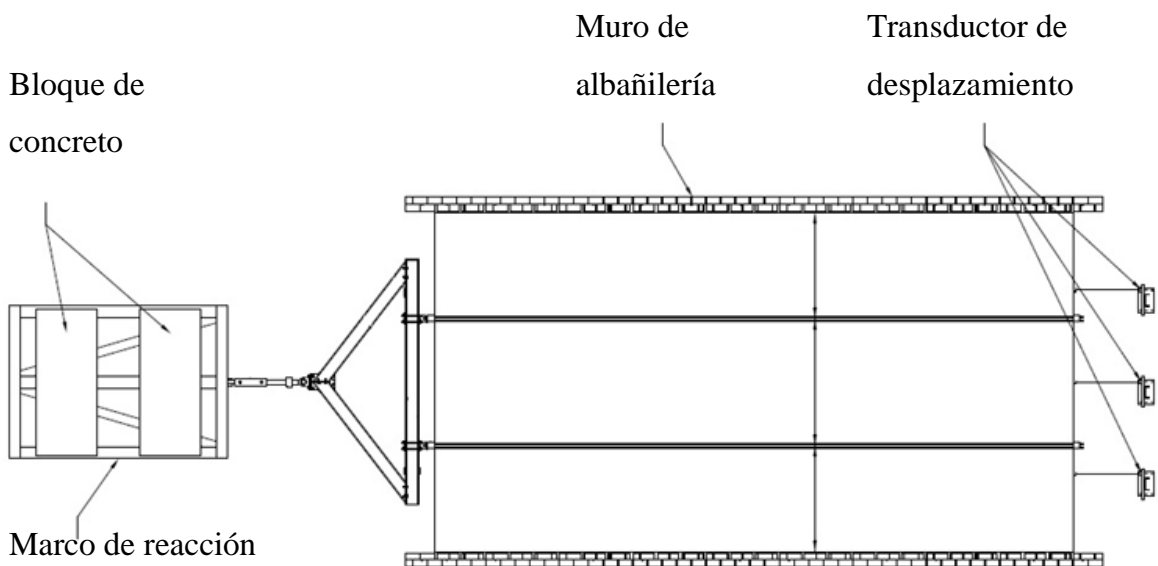


Figura 2.23: Ensayo de flexión en dirección perpendicular a la viga del diafragma. [16]

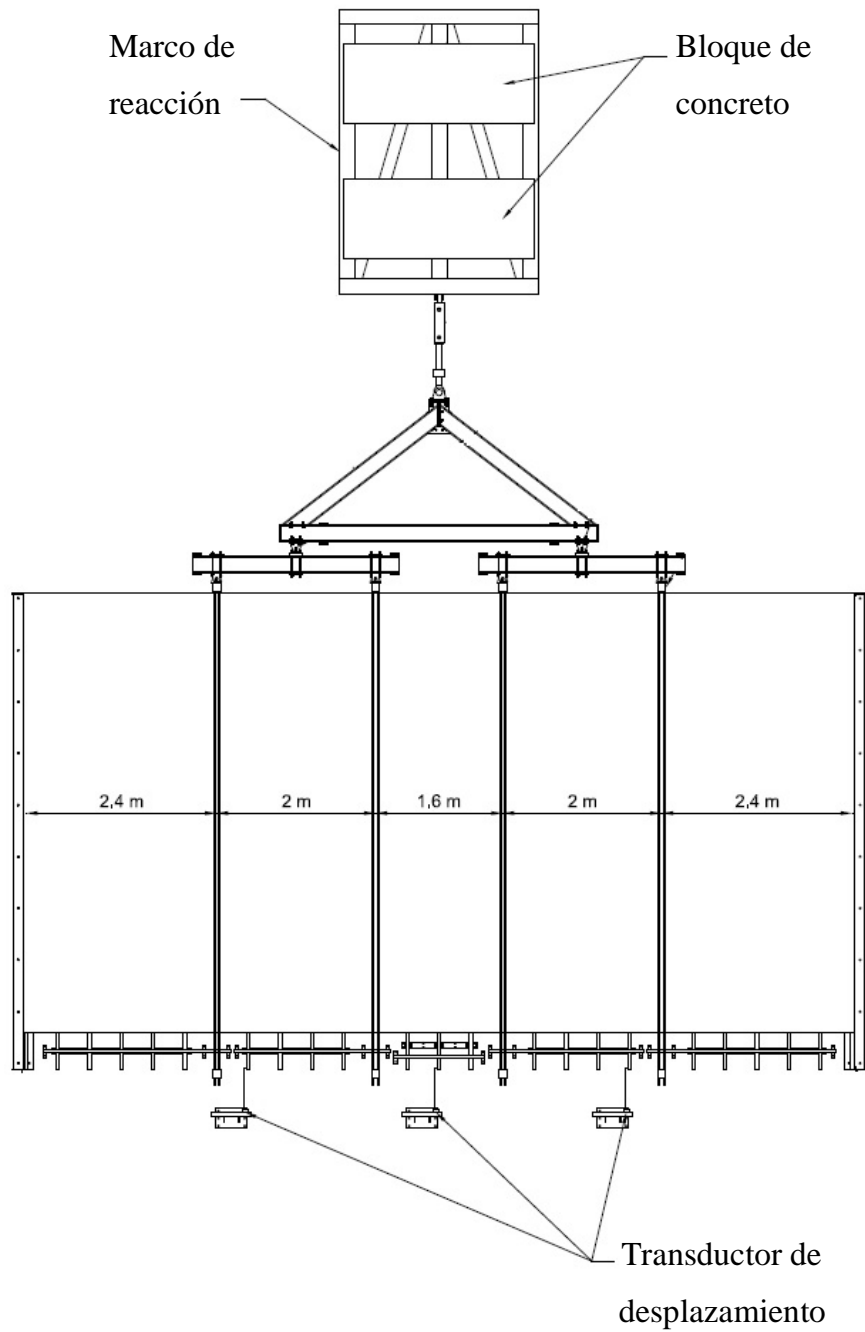


Figura 2.24: Ensayo de flexión en dirección paralela a la viga del diafragma. [16]

La respuesta flexural en términos de desplazamiento lateral de ambos diafragmas en la dirección paralela y perpendicular a la viga se presenta en las curvas fuerza versus desplazamiento de las Figuras 2.25 y 2.26.

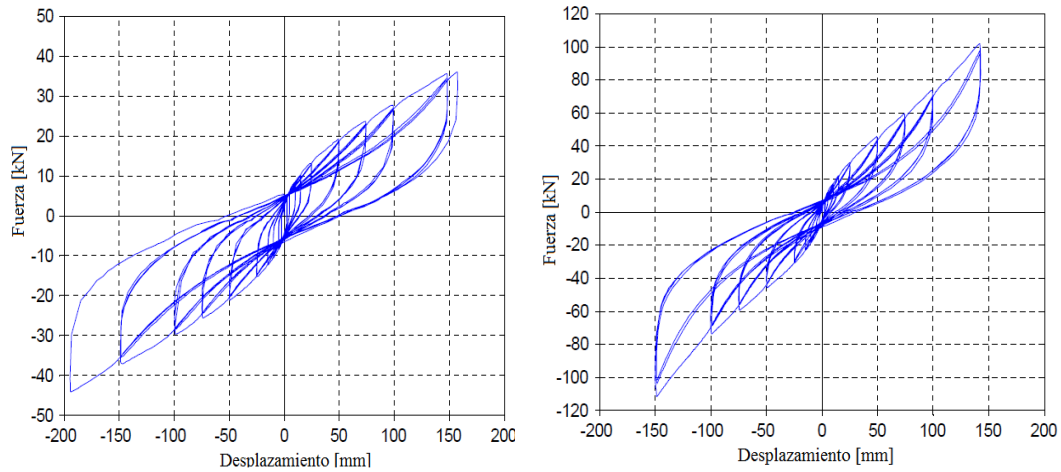


Figura 2.25: Curva Fuerza vs Desplazamiento del diafragma D_1 en la dirección paralela (a la izquierda) y perpendicular a la viga (a la derecha). [16]

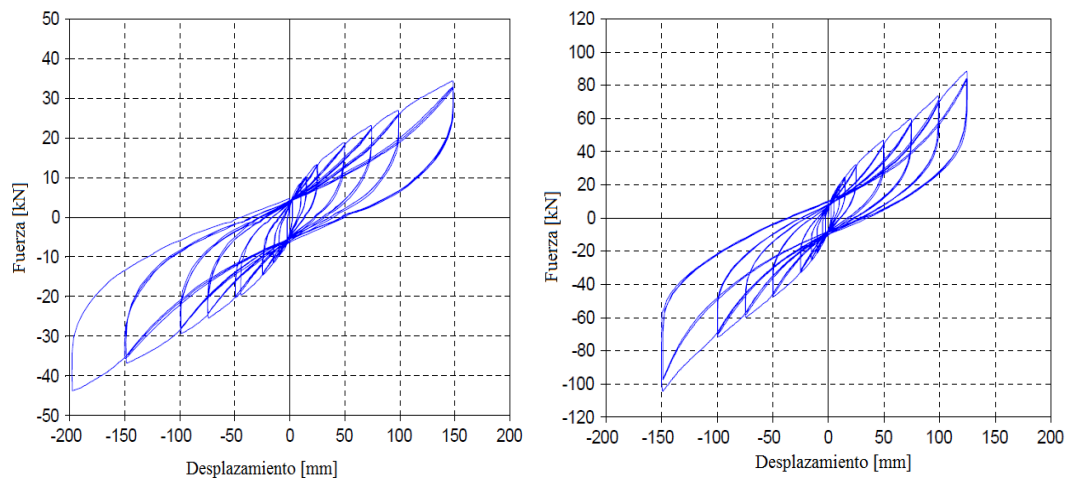


Figura 2.26: Curva Fuerza vs Desplazamiento del diafragma D_2 en la dirección paralela (a la izquierda) y perpendicular a la viga (a la derecha). [16]

Una vez concluido los ensayos, Wilson observó que todos los diafragmas permanecieron completamente operativos para desplazamientos laterales inferiores a 25 [mm], lo que dejó al descubierto el comportamiento lineal del diafragma ante grandes solicitaciones. Además, determinó la rigidez lateral en ambas direcciones de los diafragmas. Dicha rigidez la comparó con lo propuesto por NZSEE (2006) y la ASCE 41-06 (2007) y pudo observar que las normativas no son capaces de predecir el comportamiento flexural del piso de madera. También, comprobó su hipótesis de que el

diafragma es un elemento ortotrópico y que las perforaciones debido a las escaleras no genera un cambio significativo en términos de desplazamiento lateral tal como se aprecia en la Tabla 2.7.

Tabla 2. 7: Comparación de rigideces entre normas y ensayo experimental. [17]

	Desplazamientos [mm]			Rigidez [kN/m]		
	NZSEE	ASCE	Exp	NZSEE	ASCE	Exp
D1-Para	74.9	13.8	26.8	207	745	644
D2-Para	74.9	13.8	29.4	207	745	601
D1-Perp	39.8	26.0	16.9	730	2630	1605
D2-Perp	39.8	26.0	16.7	730	2630	1743

En base a los resultados experimentales, Wilson planteó una metodología de modelación a partir de un modelo de elementos finitos. Dicha metodología considera que cuando el diafragma es solicitado en la dirección paralela a la viga, la unión de las tablas de piso con las vigas perimetrales deben ser consideradas como empotradas, debido a la conexión de la viga perimetral a lo largo de todo el muro, tal como se muestra en la Figura 2.27.

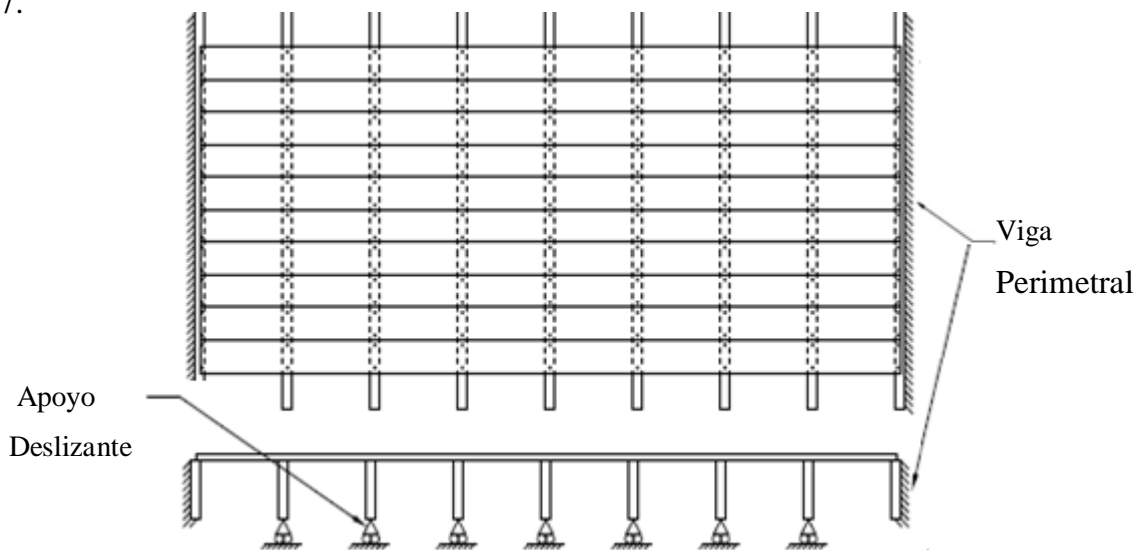


Figura 2.27: Condición de borde del diafragma cuando es solicitado en la dirección paralela a la viga. [16]

Mientras que en la dirección larga del entablado (Ver Figura 2.28), la unión debe ser modelada como una rotula, ya que la conexión no posee ningún tipo de restricción al giro.

En cuanto a la modelación de los elementos estructurales de madera, estos deben ser modelados como elementos “frame” elásticos, dicha afirmación se basa en que los diafragmas de madera ensayados permanecieron operativos luego de grandes sollicitaciones una vez realizadas las pruebas.

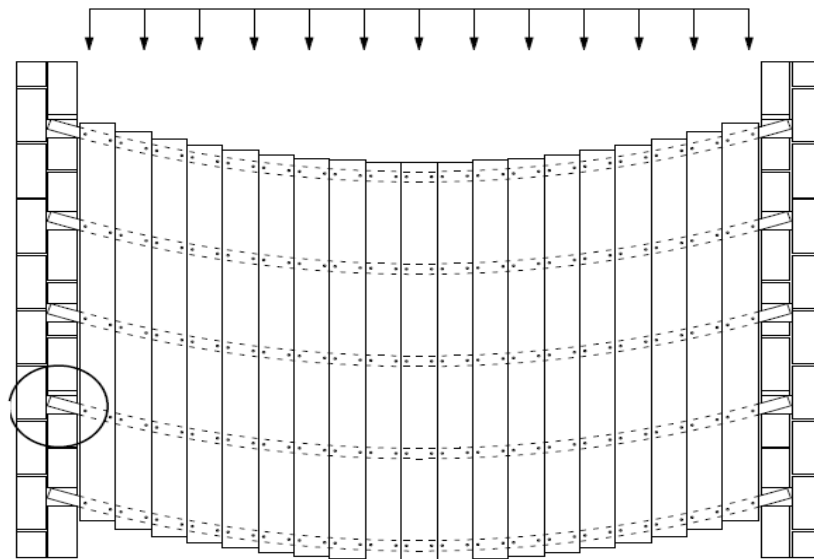


Figura 2.28: Condición de borde del diafragma cuando es sollicitado en la dirección perpendicular a la viga. [16]

La conexión que generan los clavos entre las vigas y las tablas de piso, debe ser representada a través de un elemento “link” (Ver Figura 2.29). Este elemento permite caracterizar el comportamiento de un sólido en todas sus direcciones al poseer 6 grados de libertad, donde tres son resortes de traslación (u_1 , u_2 y u_3) y tres son momentos de rotación (r_1 , r_2 y r_3). El grado de libertad vertical u_1 y los de rotación deben fijarse, para así evitar cualquier compresión y rotación relativa que se produzcan durante el análisis, mientras que los grados de libertad horizontales (u_2 y u_3) deben ser caracterizados a partir de la rigidez del clavo (K_c).

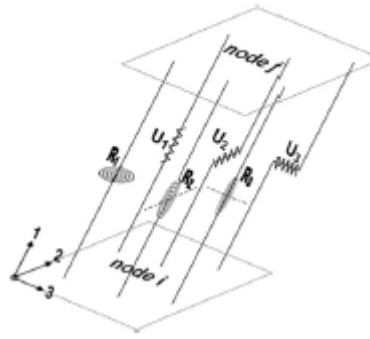


Figura 2.29: Grados de libertad del elemento link. [16]

Dado que los elementos “frames” son unidades lineales y que cada intersección viga-tabla de piso posee 2 clavos, es que Wilson propone incorporar una viga acopladora para conectar ambos elementos. Esta debe poseer una sección tal, que los desplazamientos entre el diafragma real y el modelo físico sean iguales, tal como se presenta en la Figura 2.30.

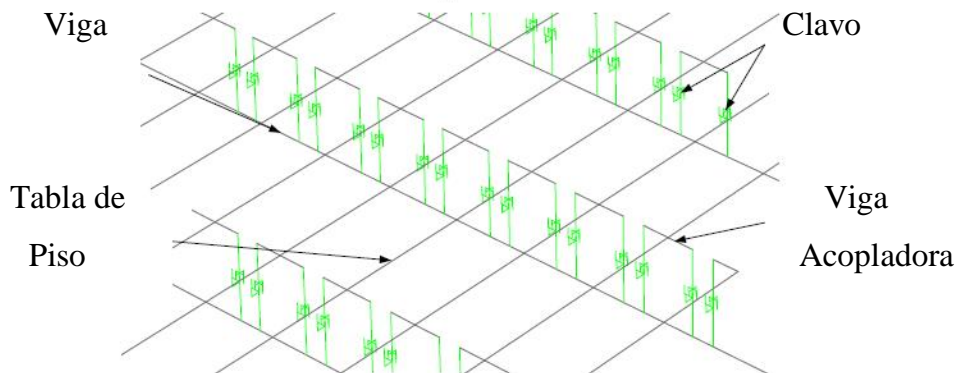
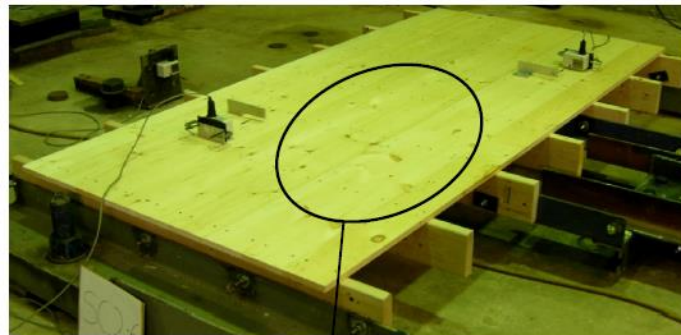


Figura 2.30: Modelo de elementos finitos del diafragma de madera. [16]

Kim [19] desarrolló un procedimiento sencillo y práctico para el análisis sísmico de edificios de muros de albañilería con diafragmas flexible, utilizando el método de separación estructural. Dicho procedimiento considera la modelación de cada uno de los diafragmas y sus paredes adyacentes dentro de un edificio, como subconjuntos separados, bajo el supuesto de que estos responden independientemente unos de otros. El primer paso de este método consiste en separar la estructura en subconjuntos, para luego determinar masas concentradas en el centro del diafragma y en las intersecciones con las paredes, tal como se muestra en la Figura 2.31, para posteriormente estimar el periodo, donde FEMA 356 [8] propone la siguiente ecuación para edificios con diafragmas flexible de una sola planta:

$$T = (0.078 \Delta_d)^{0.5}$$

Donde Δ_d es el desplazamiento del diafragma.

La ASCE [18] sugiere que el desplazamiento de la membrana debe ser determinado a partir de una distribución probable de las fuerzas inerciales, y sugiere la distribución parabólica de la ecuación 2.29.

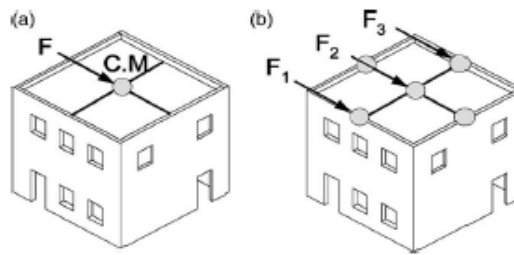


Figura 2.31: Distribución de masas concentradas en edificio. [19]

Kim plantea que cuando la rigidez en el plano de los muros de albañilería no es significativamente mayor que la rigidez del diafragma, y la rigidez de los muros fuera del plano es despreciable, se puede asumir el modelo de distribución de fuerzas de la Figura 2.32, donde las fuerzas laterales en el plano del diafragma, se calculan a partir de la masa concentrada y la aceleración basal en cada ubicación.

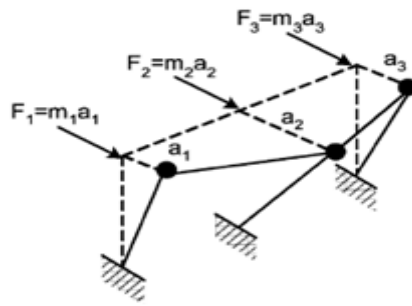


Figura 2.32: Distribución de fuerzas para muros de rigidez nula en dirección perpendicular al plano. [19]

Para construcciones de más de un nivel basadas en diafragmas flexibles, se debe suponer la distribución de fuerzas de la Figura 2.33, la cual supone que las rigideces de las paredes fuera del plano son insignificantes. Sin embargo, se incluyen las masas de los muros fuera del plano como una condición desfavorable para la determinación de la estabilidad de los muros en el plano.

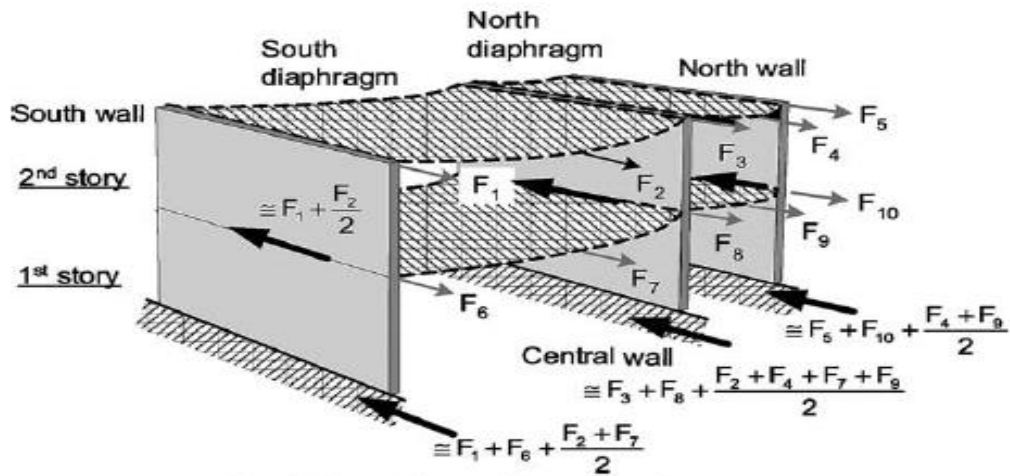


Figura 2.33: Distribución de fuerzas laterales en edificios de dos niveles. [19]

La validez de este procedimiento se basó en la comparación con los resultados de un estudio experimental de laboratorio, donde se construyó un edificio de una sola planta en albañilería reforzada y diafragma flexible mostrado en la Figura 2.34, el cual fue sometido a un terremoto de $PGA = 0,5g$ en la mesa vibratoria del Ejército de Estados Unidos.

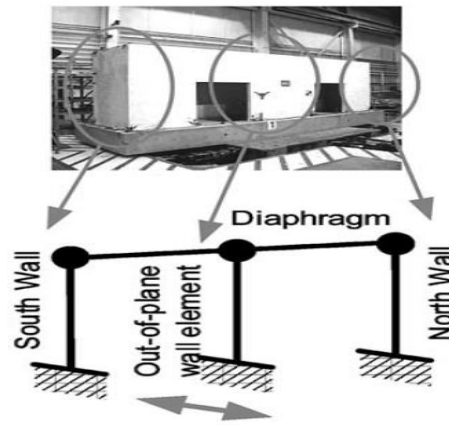


Figura 2.34: Edificio de una planta ensayado en mesa vibratoria. [19]

Kim [19] demostró que los resultados de su análisis simplificado (A.S.) eran similares a los de un análisis lineal estático (A.L.E) y tiempo historia (A.T.H) tal como lo presenta la Tabla 2.8:

Tabla 2. 8: Comparación de metodologías de modelación en edificio de albañilería con diafragma flexible. [19]

Lugar	M [kg]	K [kN/mm]	T [s]	a [g]	Fuerza Inercial [kN]	Fuerza Corte [kN]		
						A.S.	L.E.	T.H
Muro Sur	466	8.8	0.62	2.83	2.83	4.63	4.00	4.06
Muro Norte	689	2.8	1.32	8.94	8.94	6.09	6.63	7.12
Fuera del Plano	466	8.8	0.62	2.83	2.83	2.83	4.00	4.06

3. ANALISIS Y RESULTADOS

3.1 Albañilería

A través de lo expuesto en la sección de muros de albañilería del capítulo anterior, esta investigación propone utilizar las expresiones planteadas por Lumantarma y Derakhshan para la modelación de estructuras basadas en muros de albañilería no reforzada mediante elementos finitos. El comportamiento en el plano del muro, se obtendrá a partir de la ecuación de elasticidad propuesta por Lumantarma, cuyo valor depende de la resistencia a la compresión de un prisma de albañilería.

$$E_m = 294 F'_m \text{ [MPa]}$$

En el caso que se tengan los valores de resistencia a la compresión de ladrillo (F'_b) y mortero (F'_j), Lumantarma recomienda determinar la resistencia a la compresión del bloque compuesto a partir de la siguiente ecuación:

$$F'_m = 0.75 F'_b{}^{0.75} \cdot F'_j{}^{0.31} \text{ [MPa]}$$

La rigidez fuera del plano del muro se obtendrá a través de la inercia agrietada de la sección transversal (I_{cr}), expresión que depende del parámetro $\psi \left(\frac{O}{W}\right)$ el cuál es la relación entre la carga axial proveniente del diafragma (O) y el peso del muro (W), cuyo valor debe ser determinado una vez que se conozcan las cargas y dimensiones de la estructura.

$$I_{cr} = (0.18 \psi + 0.04) \cdot I_g < I_g$$

Además de la inercia agrietada, se utilizará el umbral de deformación (Δ_1), el cual es capaz de resistir un muro de albañilería no reforzado en su rango lineal sin llegar al colapso.

Para validar la aplicabilidad de lo expuesto, se comparará la deformación analítica de un muro de albañilería (Δ_1), con la deformación de un muro modelado a través de un elemento finito tipo shell, mediante el software estructural SAP 2000 [13], cuya condiciones de borde se plantean en la Figura 3.1.

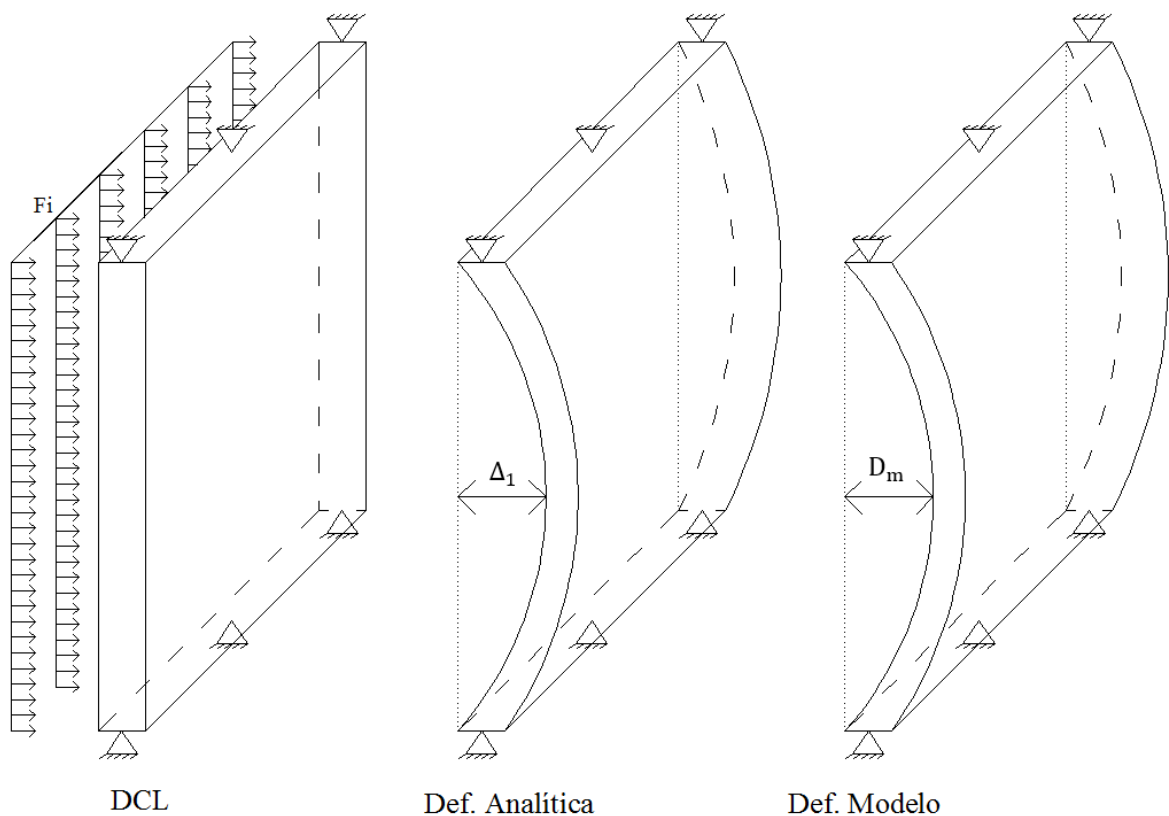


Figura 3. 1: Comparación de deformaciones entre modelo analítico y modelo de elementos finitos del muro de albañilería.

La altura del muro modelado es $H_m = 2500$ [mm], mientras que el ancho se considera como unitario, la resistencia a la compresión es $F'_m = 6.95$ [MPa], el módulo

de elasticidad es $E_m = 2042$ [MPa] y el espesor estructural es $t = 110$ [MPa]. En la Tabla 3.1 se presenta la fuerza máxima aplicada, la deformación elástica, la rigidez fuera del plano del muro de albañilería en diferentes estados de carga y la deformación del muro modelado con elementos finitos para diferentes densidades de la malla.

Tabla 3. 1: Desplazamiento máximo en la dirección perpendicular del plano del muro para diferentes estados de carga.

Ψ	Ec. 2.1	Ec. 2.21	Ec. 2.25	Ec.2.26	Ec.2.29	Ec.2.27	D_m [mm]			
	W [kN]	F_{max} [kN]	PMR_{exp} [%]	F_1 [kN]	I_{cr} $\cdot 10^4$ [mm ⁴]	Δ_1 [mm]	K_m [kN/mm]	Densidad malla MEF		
								2x2	4x4	4x10
0.0	5.9	0.9	82.3	0.7	443.7	14.8	0.04	11.6	13.8	14.5
1.0	5.9	2.4	81.4	1.7	2440.2	7.1	0.24	5.6	6.7	7.0
2.0	5.9	3.9	80.4	2.8	4436.7	6.3	0.45	4.9	5.9	6.2
3.0	5.9	5.4	79.5	3.9	6433.2	6.0	0.65	4.6	5.5	5.8
4.0	5.9	6.9	78.5	4.9	8429.7	5.8	0.85	4.5	5.3	5.6
5.0	5.9	8.4	77.5	5.9	10426.2	5.6	1.05	4.3	5.2	5.4

En base a lo planteado se indican los pasos a seguir, para modelar un muro de albañilería no reforzado en el software de cálculo estructural SAP 2000:

1. Conocer la resistencia a la compresión del prisma de albañilería o la resistencia del prisma de mortero y ladrillo para obtener la resistencia a la compresión y elasticidad de la sección homogenizada.
2. Conocer las dimensiones del muro.
3. Asumir la altura de la grieta como $\beta = 0.58h$.
4. Determinar el peso del muro (W), asumiendo la densidad de la albañilería como $\rho = 1.8$ kN/m³.
5. Determinar la carga axial (O) que tributa sobre el muro de albañilería.

6. Determinar el porcentaje de máxima resistencia (PMR_{exp}) y la fuerza sísmica máxima (F_i) a partir de las ecuaciones 2.25 y 2.26.
7. Determinar la inercia agrietada de la sección transversal en la dirección perpendicular al plano del muro de albañilería a partir de la ecuación 2.29.
8. Determinar el desplazamiento en la dirección perpendicular al plano del muro de albañilería (Δ_1).
9. Utilizar una densidad de malla que proporcione cuadrados de 250x250 [mm].
10. Incorporar el efecto de la inercia agrietada a través de la reducción del parámetro “bending” de un elemento shell.

3.2 Diafragma de Madera

A partir de lo expuesto en la sección 3.2, se concluye que la investigación elaborada por Kim [19], presenta una metodología para modelar el comportamiento del diafragma de madera con muros de albañilería reforzados, pero no caracteriza los elementos estructurales y las uniones del piso flexible. En cambio, el artículo de Wilson [16-17] caracteriza las propiedades mecánicas de un diafragma flexible de madera a partir de un estudio experimental, demostrando el comportamiento ortotrópico en el plano y la poca influencia de perforaciones, además, desarrolla una metodología de modelación a través de un modelo lineal de elementos finitos. Es por esto que para este estudio se adoptará la metodología propuesta por Wilson [16-17] para caracterizar mecánicamente el comportamiento del piso de madera.

3.2.1 Modelación del Diafragma de Madera

En esta sección se pretende ver la precisión de la metodología de modelación, para lo cual se compara los resultados experimentales de dos de los diafragmas ensayados por Wilson [16-17], con los diafragmas modelados a partir de elementos finitos. La primera comparación se realizara con un diafragma de escala pequeña en la dirección paralela a la viga, cuyas dimensiones en planta son 1260x2436 [mm]. Mientras que la segunda comparación se realizara a un diafragma de escala real de dimensiones 10400x5500 [mm] solicitado en ambas direcciones del plano. Las dimensiones y propiedades mecánicas de los elementos estructurales y la distribución del diafragma pequeño se presentan a continuación:

Sección Viga:	38x140 [mm]
Sección Tabla de Piso:	19x140 [mm]
Espaciamiento entre vigas (s_v):	406 [mm]
Elasticidad de la madera (E_f):	8.5 [mm]
Rigidez del clavo (K_c):	0.7 [kN/mm]

El ensayo experimental desarrollado por Wilson se basó en la aplicación de cargas cíclicas aplicadas en los tercios del entablado tal como se presenta en la Figura 3.2, cuya curva fuerza versus desplazamiento se aprecia en la Figura 2.19. Para realizar la comparación entre el diafragma ensayado y el modelo, se extrajeron las cargas y desplazamientos de la Figura 2.19 y se comparo con los resultados del modelo, los cuales se presentan en la Tabla 3.2.

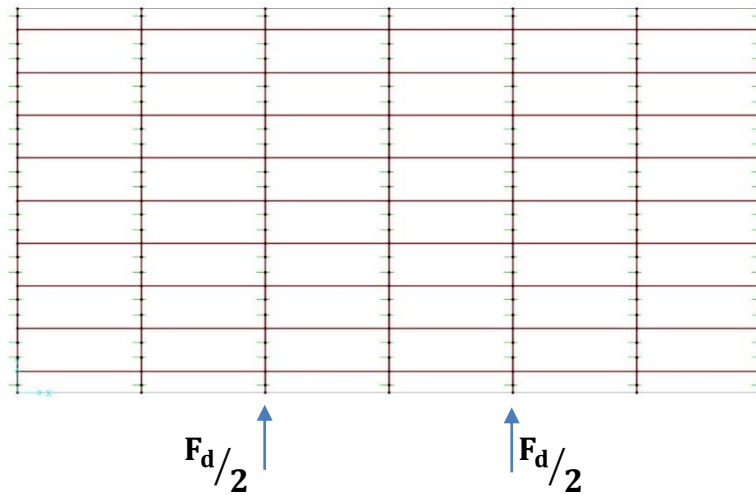


Figura 3. 2: Distribución de fuerza lateral en la dirección paralela a las vigas del modelo del diafragma Sc- 3b.

Tabla 3. 2: Comparación de desplazamientos entre el ensayo experimental del diafragma pequeño y el modelo de elementos finitos.

F_d [kN]	Δ_{par} ensayo [mm]	Δ_{par} modelo [mm]
5	0	3
10	6	7
15	10	11.9
20	14	15.9
30	23	23.8

A partir de la Tabla 3.2, es posible apreciar que el modelo no es capaz de representar el confinamiento inicial del diafragma, pero para fuerzas superiores a 10 [kN] los desplazamientos medidos en el modelo son en promedio 2 [mm] inferior al obtenido en el ensayo experimental, valor que es ampliamente aceptado para esta investigación.

3.2.2 Modelación de la Placa Equivalente

La metodología elaborada por Wilson [16] contiene un gran número de variables para caracterizar el piso de madera, lo que en términos de modelación de un edificio puede conllevar a un alto costo en términos de tiempo y memoria computacional. Es por ello que, a continuación, se presenta una metodología que busca reducir el número de variables, pero que contenga las propiedades mecánicas de un piso de madera flexible a través de un modelo de placa.

Dicha metodología consiste en representar el diafragma como un elemento que contiene 3 grados de libertad de rotación y 3 de traslación (shell) en cada uno de sus nodos, el cual posee las mismas condiciones de contorno que el modelo real, un espesor que le brinda al modelo una masa proporcional a la del diafragma flexible y una elasticidad equivalente que fue calibrada a partir de un modelo de diafragma que contiene todas las variables de modelación elaboradas por Wilson.

La metodología propuesta propone que el modelo de placa debe mantener las dimensiones en planta y el peso unitario del diafragma, por lo que la variable a conocer es el espesor de ésta, por ende, solo se necesita obtener el peso total del diafragma (w_D) y el peso del modelo de placa (w_P), para luego resolver dichas ecuaciones para la variable “ e_p ”.

$$w_D = w_v \cdot n_v + w_{tp} \cdot n_{tp}$$

$$w_P = \rho \cdot e_p \cdot A_m$$

$$w_D = w_P$$

$$e_p = \frac{w_D}{\rho \cdot A} \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde w_v : Peso de las vigas.

w_{tp} : Peso de las tablas de piso.

n_v : Número de vigas.

n_{tp} : Número de tablas de piso.

e_p : Espesor de la placa equivalente.

ρ : Densidad de la madera.

A : Área en planta del diafragma.

La ecuación 3.1 es una expresión generalizada para la obtención del espesor de la placa, donde en dicho cálculo no se consideró el peso de los clavos y de las conexiones por el hecho de tener un peso muy inferior al de los elementos de madera.

El módulo de elasticidad en el plano del diafragma se obtiene a partir de la comparación del desplazamiento entre el diafragma idealizado propuesto por Wilson con el modelo de placa, ante la sollicitación sísmica propuesta por la ASCE [18] que se indica en la ecuación 2.29. Para aplicar dicha distribución en el diafragma de madera, se debe obtener la fuerza resultante en cada viga y tabla de piso, por lo que es necesario resolver la integral de la ecuación 3.2.

$$W_e = \frac{1.5 F_d}{L} \int_{L_2}^{L_1} \left[1 - \left(\frac{2x}{L} \right)^2 \right] dx \quad (\text{ec. 3.2})$$

$$W_e = \frac{1.5 F_d}{L} \left[\int_{L_2}^{L_1} 1 dx + \int_{L_2}^{L_1} \left(\frac{2x}{L} \right)^2 dx \right]$$

$$W_e = \frac{1.5 F_d}{L} \left[x_{L_2}^{L_1} + \frac{4x^3 L_1}{3L^2 L_2} \right]$$

$$W_e = \frac{1.5 F_d}{L} \left[L_1 - L_2 + \frac{4}{3L^2} (L_1^3 - L_2^3) \right]$$

(ec. 3.3)

Donde:

F_d : Fuerza sísmica.

L : Longitud del diafragma en la dirección en análisis.

L_1 : Longitud inicial del área tributaria de cada viga y tabla de piso.

L_2 : Longitud final del área tributaria de cada viga y tabla de piso.

La fuerza sísmica, se estimará según lo indicado en la Norma Chilena NCh 433 [20]:

$$F_d = C \cdot I \cdot P_{sis}$$

Donde C es el coeficiente sísmico, el cual tiene relación con la zona y los periodos de la estructura, valor que para este ejemplo se adoptará como el mínimo indicado en la Norma Chilena NCh 433, I es el factor de importancia, valor que tiene relación con la utilidad de la estructura y P_{sis} es el peso sísmico que se obtendrá de la suma del peso propio (P_p), carga muerta (C_M) y un 25 [%] de la sobrecarga de uso (S_C).

A continuación se muestra un ejemplo de cómo obtener las propiedades mecánicas de un diafragma modelado mediante una placa equivalente según la metodología expuesta, para ello se considera una magnitud de 200 [kg/m²] de carga muerta y sobrecarga de uso, mientras que para considerar la masa sísmica de los muros de albañilería se contempla muros perimetrales de espesor y altura de $t_n = 230$ [mm] y $H_m = 2500$ [mm].

Las dimensiones y propiedades mecánicas de los elementos estructurales del diafragma se presentan a continuación:

Dimensiones

Diafragma: 9000x6000 [mm]

Sección viga: 41x138 [mm]

Sección tabla de piso: 9x83 [mm]

Separación entre clavo (S_c): 60 [mm]

Separación entre vigas (S_v): 500 [mm]

Propiedades Mecánicas

Elasticidad madera (E_f): 10.6 [GPa]

Rigidez del clavo (K_c): 0.7 [kN]

A partir de las cargas de servicio y el peso de los muros de albañilería se determinó el peso sísmico igual a $P_{sis} = 436.54$ [kN]. Para efectos de este ejemplo se asumirá una aceleración basal de 0.3g y un valor del factor del suelo “S” igual a 1, así el coeficiente y la fuerza sísmica serán:

$$C_{min} = 0.5$$

$$F_d = 21.8 \text{ [kN]}$$

La magnitud de la fuerza sísmica en cada uno de las vigas y tablas de piso se presenta en las Tablas A.1 y A.2 del Anexo A, mientras que la deformada del modelo del piso de madera de Wilson se presenta en la Figura 3.3:

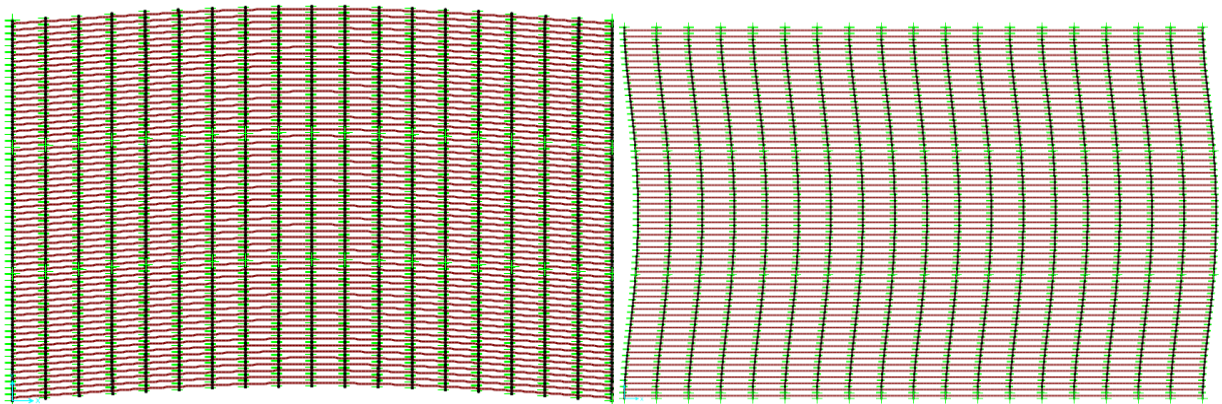


Figura 3. 3: Deformada del piso de madera en la dirección paralela y perpendicular a las vigas, modelo de Wilson.

Los desplazamientos laterales medidos en el centro del diafragma son los siguientes:

$$\Delta_{\text{par}} = 23.6 \text{ [mm]}$$

$$\Delta_{\text{per}} = 9.9 \text{ [mm]}$$

La placa a modelada tiene las mismas dimensiones, condiciones de borde y fuerza sísmica, cuyo espesor es $e_p = 20.9 \text{ [mm]}$ de acuerdo lo planteado en la ecuación 3.1. Para obtener la misma respuesta en términos de desplazamiento se disminuyó el módulo de elasticidad de la placa en cada dirección hasta obtener la misma magnitud de desplazamiento que el modelo de Wilson, cuya deformada se presenta en la Figura 3.4.

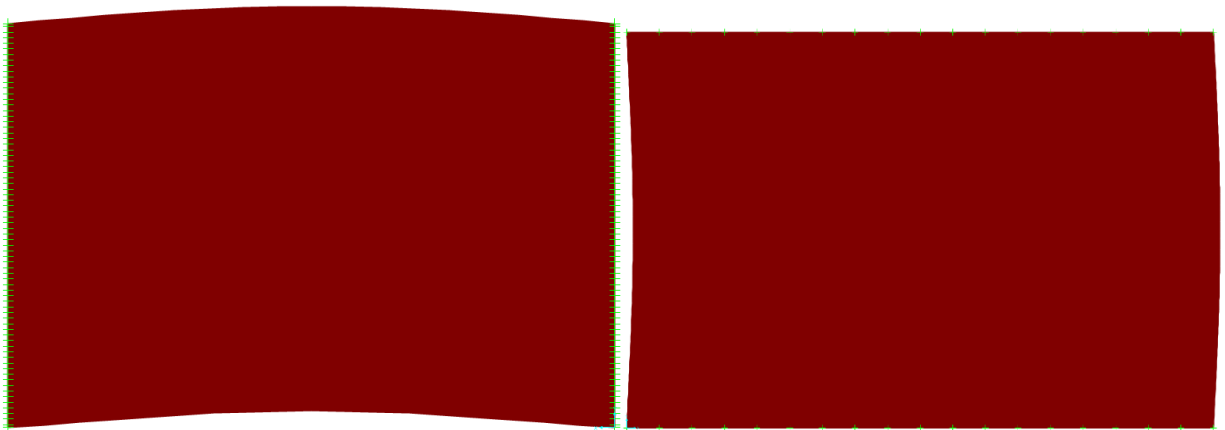


Figura 3. 4: Deformada del piso de madera en la dirección paralela y perpendicular a las vigas, modelo de placa equivalente.

En base al procedimiento expuesto, el módulo de elasticidad de la placa en la dirección paralela a la viga es $E_{\text{par}} = 37787 \text{ [kN/m}^2\text{]}$, mientras que en la dirección perpendicular es $E_{\text{per}} = 50666 \text{ [kN/m}^2\text{]}$.

3.2.3 Parametrización del Diafragma de Madera

Con la finalidad de encontrar una expresión generalizada del módulo de elasticidad en cada dirección de la placa equivalente, es que se realizó una parametrización del piso de madera, en la que se modificó cada una de las variables geométricas y mecánicas de los elementos estructurales de éste, y a su vez se adoptó dimensiones que son las típicamente utilizadas y disponibles en el mercado. La forma de los diafragmas modelados se asumió como rectangular, sin considerar las perforaciones de las escaleras, debido a la poca influencia en la flexión del piso de madera, mientras que las dimensiones del diafragma será de 9000x6000 y 12000x6000 [mm], abarcando así razones de diafragma entre 1.5 y 2.

El módulo de elasticidad de la madera según la NCh 1198 Oficial del 2006 [21] depende del grado estructural y del agrupamiento de las especies de madera tal como lo plantean las Tablas 3.4 y 3.5, cuyos valores sirven para obtener el módulo de Young tal como se indica en la Tabla 3.3.

Tabla 3. 3: Módulo de elasticidad de la madera. [21]

Clase estructural	Tensiones admisibles de [MPa]				Módulo de elasticidad en flexión [MPa] E_f
	Flexión	Compresión Paralela	Tracción paralela	Cizalle	
	F_f	F_{cp}	F_{tp}	F_{cz}	
F 34	34.5	26	20.7	2.45	18150
F 27	27.5	20.5	16.5	2.05	15000
F 17	17	13	10.2	1.45	10600
F 14	14	10.5	8.4	1.25	9100
F 11	11	8.3	6.6	1.05	7900
F 5	5.5	4.1	3.3	0.62	5500
F 3	3.4	2.6	2.0	0.43	4600
F 2	2.8	2.1	1.7	0.36	4350

Tabla 3. 4: Clasificación de la madera por grado estructural y especie en estado húmedo. [21]

Clasificación		Agrupamiento de especies						
Grado estructural	Razón de resistencia	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7
		Clase estructural						
N1	0.75	F27	F22	F17	F14	F11	F8	F7
N2	0.60	F22	F17	F14	F11	F8	F7	F5
N3	0.48	F17	F14	F11	F8	F7	F5	F4
N4	0.38	F14	F11	F8	F7	F5	F4	F3

Tabla 3. 5: Clasificación del agrupamiento de las especies de madera. [21]

Contenido de humedad de la madera			
H>30%		H=12%	
Grupo	Especie maderera	Grupo	Especie maderera
E 2	Eucalipto	ES 2	Eucalipto
E 3	Ulmo	ES 3	Lingue
E 4	Araucaria	ES 4	Araucaria
	Coigue		Coigue
	Coigue (Chiloé)		Coigue (Chiloé)
	Coigue (Magallanes)		Laurel
	Raulí		Lenga
	Roble		Mañio Hojas Largas
	Roble (Maule)		Roble
Tineo	Roble (Maule)		
E 6	Álamo	ES 6	Álamo
	Pino Insigne		Ciprés de las Guaitecas Mañio Hembra

Debido a la gran variabilidad de combinaciones posibles para la obtención de esta propiedad mecánica, esta investigación solo se referirá a la madera en términos de magnitud de la elasticidad, variando esta propiedad desde el límite inferior 4.35 [GPa] al límite superior 18.15 [GPa].

En cuanto a las dimensiones de la viga estructural y de la tabla de piso, se utilizaron las secciones disponibles en el comercio, las cuales se presentan en la Tabla 3.6.

Tabla 3. 6: Dimensiones comerciales de las vigas y tablas de piso de madera. [22]

Secciones Vigas de Madera	Secciones Tablas de Piso
2" x 2" = 41 X 41 [mm]	1/2" x 4" = 9 x 83 [mm]
2" x 4" = 41 X 90 [mm]	3/4" x 4" = 14 x 83 [mm]
2" x 6" = 41 X 138 [mm]	1" x 4" = 19 x 83 [mm]
2" x 8" = 41 X 185 [mm]	
2" x 10" = 41 X 230 [mm]	
3" x 2" = 65 X 41 [mm]	
3" x 4" = 65 X 90 [mm]	
3" x 6" = 65 X 138 [mm]	
3" x 8" = 65 X 185 [mm]	
3" x 10" = 65 X 230 [mm]	

De las secciones mostradas en la Tabla 3.6 se utilizaron todas las secciones de tablas de piso, mientras que en las vigas se utilizaron arbitrariamente aquellas que poseen una altura de 6" y 10" por cada espesor, para así tener un abanico de comparación y poder limitar el número de modelos. En cuanto al espaciamiento entre vigas, se considera una separación entre 500 y 1000 [mm].

En términos de diseño, el espaciamiento de los clavos depende exclusivamente del esfuerzo de corte que se transmita a lo largo de la tabla de piso, pero de acuerdo a lo comúnmente construido y al buen funcionamiento se asume un espaciamiento de 60 [mm] y una rigidez en el plano del clavo de 0.7 [kN/mm], que es lo recomendado por Wilson [16] para clavos de Nueva Zelanda.

Con respecto a la fuerza sísmica (F_d) aplicada al diafragma, se utilizó la misma magnitud para ambas dimensiones del piso de madera ($R = 1.5$ y $R = 2$), para así tener el mismo parámetro de comparación y cuantificar la variabilidad de la dimensión en términos de desplazamiento.

A continuación en la Figura 3.5 se presenta la distribución de la fuerza parabólica en cada dirección de análisis, donde la magnitud de cada una de ellas se presenta en la Tablas del anexo A.

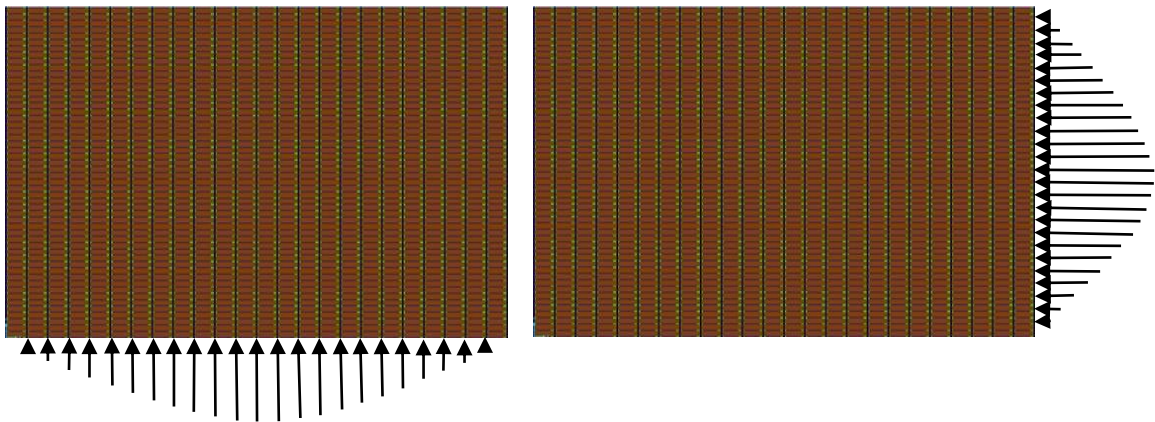


Figura 3. 5: Distribución de la fuerza sísmica en la dirección paralela y perpendicular a las vigas del diafragma.

La parametrización del piso de madera consideró la variación de cada uno de los elementos que lo constituyen para así obtener una expresión de elasticidad en la dirección paralela y perpendicular a las vigas de la placa equivalente, valor que se presenta en las Tablas 3.7, 3.8, 3.9 y 3.10.

Tabla 3. 7: Parametrización del diafragma para $R = 1.5$ y $S_v = 500$ [mm].

Modelo	E_f [GPa]	Viga [pulgxpulg]	Tabla Piso [pulgxpulg]	Lado Paralelo				Lado Perpendicular			
				e_p [mm]	E_{par} [kN/m ²]	Δ_{par} [mm]	K_{par} [kN/mm]	e_p [mm]	E_{per} [kN/m ²]	Δ_{per} [mm]	K_{per} [kN/mm]
D1-1	4.35	2x6"	1/2x4"	20.9	16456	54.2	0.402	20.9	21989	22.9	0.954
D1-2			3/4x4"	25.9	14083	51.1	0.427	25.9	18437	22.0	0.991
D1-3			1"x4"	30.9	12235	49.3	0.442	30.9	15657	21.7	1.005
D1-4		2x10"	1/2x4"	28.9	11968	53.9	0.404	28.9	16219	22.4	0.973
D1-5			3/4x4"	33.9	10805	50.9	0.428	33.9	14336	21.6	1.009
D1-6			1"x4"	38.9	9762	49.1	0.444	38.9	12735	21.2	1.028
D1-7		3x6"	1/2x4"	27.9	12466	53.6	0.407	27.9	17839	21.1	1.033
D1-8			3/4x4"	32.9	11175	50.7	0.430	32.9	15574	20.5	1.063
D1-9			1"x4"	37.9	10040	49.0	0.445	37.9	13779	20.1	1.085
D1-10		3x10	1/2x4"	40.6	8600	53.4	0.408	40.6	13129	19.7	1.107
D1-11			3/4x4"	45.6	8093	50.5	0.432	45.6	11994	19.2	1.135
D1-12			1"x4"	50.6	7552	48.8	0.447	50.6	10984	18.9	1.153
D2-1	10.6	2x6"	1/2x4"	20.9	37787	23.6	0.924	20.9	50666	9.9	2.198
D2-2			3/4x4"	25.9	32286	22.3	0.978	25.9	42282	9.6	2.276
D2-3			1"x4"	30.9	28063	21.5	1.014	30.9	35983	9.4	2.312
D2-4		2x10"	1/2x4"	28.9	27551	23.4	0.932	28.9	37457	9.7	2.245
D2-5			3/4x4"	33.9	24790	22.2	0.982	33.9	32974	9.4	2.322
D2-6			1"x4"	38.9	22396	21.4	1.019	38.9	29295	9.2	2.362
D2-7		3x6"	1/2x4"	27.9	28671	23.3	0.936	27.9	41275	9.1	2.390
D2-8			3/4x4"	32.9	25738	22.0	0.991	32.9	36024	8.9	2.460
D2-9			1"x4"	37.9	23099	21.3	1.023	37.9	31702	8.7	2.497
D2-10		3x10	1/2x4"	40.6	19790	23.2	0.940	40.6	30261	8.6	2.550
D2-11			3/4x4"	45.6	18647	22.0	0.993	45.6	27689	8.3	2.623
D2-12			1"x4"	50.6	17356	21.2	1.028	50.6	25345	8.2	2.659
D3-1	18.15	2x6"	1/2x4"	20.9	63360	14.1	1.549	20.9	85387	5.9	3.701
D3-2			3/4x4"	25.9	54140	13.3	1.642	25.9	71032	5.7	3.825
D3-3			1"x4"	30.9	46275	12.8	1.699	30.9	60629	5.6	3.893
D3-4		2x10"	1/2x4"	28.9	46105	14.0	1.559	28.9	62933	5.8	3.778
D3-5			3/4x4"	33.9	41645	13.2	1.650	33.9	55640	5.6	3.907
D3-6			1"x4"	38.9	37624	12.7	1.711	38.9	49276	5.5	3.971
D3-7		3x6"	1/2x4"	27.9	48137	13.9	1.571	27.9	69214	5.4	4.015
D3-8			3/4x4"	32.9	43143	13.1	1.660	32.9	60635	5.3	4.137
D3-9			1"x4"	37.9	38834	12.7	1.721	37.9	53524	5.2	4.200
D3-10		3x10	1/2x4"	40.6	33238	13.8	1.577	40.6	50752	5.1	4.291
D3-11			3/4x4"	45.6	31232	13.1	1.667	45.6	46677	4.9	4.413
D3-12			1"x4"	50.6	29205	12.6	1.727	50.6	42501	4.9	4.476

Tabla 3. 8: Parametrización del diafragma para $R = 1.5$ y $S_v = 1000$ [mm].

Modelo	E_f [GPa]	Viga [pulgxpulg]	Tabla Piso [pulgxpulg]	Lado Paralelo				Lado Perpendicular			
				e_p [mm]	E_{par} [kN/m ²]	Δ_{par} [mm]	K_{par} [kN/mm]	e_p [mm]	E_{per} [kN/m ²]	Δ_{per} [mm]	K_{per} [kN/mm]
D1-1	4.35	2x6"	1/2x4"	15.3	11349	104.8	0.208	15.3	14111	47.6	0.458
D1-2			3/4x4"	20.3	9474	94.6	0.230	20.3	11395	44.4	0.491
D1-3			1"x4"	25.3	8108	88.7	0.246	25.3	9443	43.0	0.507
D1-4		2x10"	1/2x4"	19.5	8936	104.4	0.209	19.5	11330	46.5	0.469
D1-5			3/4x4"	24.5	7877	94.3	0.231	24.5	9635	43.5	0.501
D1-6			1"x4"	29.5	6976	88.4	0.247	29.5	8297	42.0	0.519
D1-7		3x6"	1/2x4"	19.0	9218	103.9	0.210	19.0	12519	43.2	0.505
D1-8			3/4x4"	24.0	8064	94.0	0.232	24.0	10538	40.6	0.537
D1-9			1"x4"	29.0	7116	88.2	0.247	29.0	8989	39.4	0.553
D1-10		3x10	1/2x4"	25.6	6856	103.7	0.210	25.6	10057	39.9	0.546
D1-11			3/4x4"	30.6	6338	93.8	0.232	30.6	8908	37.7	0.578
D1-12			1"x4"	35.6	5809	88.0	0.248	35.6	7867	36.7	0.594
D2-1	10.6	2x6"	1/2x4"	15.3	26234	45.4	0.481	15.3	32678	20.5	1.061
D2-2			3/4x4"	20.3	21897	40.9	0.533	20.3	26275	19.3	1.132
D2-3			1"x4"	25.3	18707	38.4	0.567	25.3	21845	18.6	1.170
D2-4		2x10"	1/2x4"	19.5	20704	45.1	0.484	19.5	26311	20.0	1.088
D2-5			3/4x4"	24.5	18192	40.8	0.534	24.5	22279	18.8	1.160
D2-6			1"x4"	29.5	16155	38.2	0.571	29.5	19099	18.2	1.197
D2-7		3x6"	1/2x4"	19.0	21373	44.8	0.487	19.0	29074	18.6	1.172
D2-8			3/4x4"	24.0	18678	40.6	0.537	24.0	24423	17.5	1.243
D2-9			1"x4"	29.0	16493	38.1	0.573	29.0	20796	17.0	1.280
D2-10		3x10	1/2x4"	25.6	15894	44.7	0.488	25.6	23330	17.2	1.269
D2-11			3/4x4"	30.6	14688	40.5	0.538	30.6	20660	16.3	1.340
D2-12			1"x4"	35.6	13485	37.9	0.575	35.6	18208	15.8	1.376
D3-1	18.15	2x6"	1/2x4"	15.3	44209	26.9	0.810	15.3	55064	12.2	1.787
D3-2			3/4x4"	20.3	36759	24.4	0.893	20.3	44318	11.4	1.907
D3-3			1"x4"	25.3	31507	22.8	0.955	25.3	36706	11.1	1.968
D3-4		2x10"	1/2x4"	19.5	34809	26.8	0.813	19.5	44321	11.9	1.835
D3-5			3/4x4"	24.5	30610	24.3	0.899	24.5	37581	11.2	1.953
D3-6			1"x4"	29.5	27135	22.8	0.958	29.5	32188	10.8	2.013
D3-7		3x6"	1/2x4"	19.0	35917	26.6	0.818	19.0	49187	11.0	1.982
D3-8			3/4x4"	24.0	31439	24.1	0.903	24.0	41161	10.4	2.094
D3-9			1"x4"	29.0	27760	22.6	0.963	29.0	34985	10.1	2.154
D3-10		3x10	1/2x4"	25.6	26728	26.6	0.821	25.6	39338	10.2	2.137
D3-11			3/4x4"	30.6	24666	24.1	0.906	30.6	34735	9.7	2.254
D3-12			1"x4"	35.6	22665	22.6	0.965	35.6	30646	9.4	2.314

Tabla 3. 9: Parametrización del diafragma para $R = 2$ y $S_v = 500$ [mm].

Modelo	E_f [GPa]	Viga [pulgxpulg]	Tabla Piso [pulgxpulg]	Lado Paralelo				Lado Perpendicular			
				e_p [mm]	E_{par} [kN/m ²]	Δ_{par} [mm]	K_{par} [kN/mm]	e_p [mm]	E_{per} [kN/m ²]	Δ_{per} [mm]	K_{per} [kN/mm]
D1-1	4.35	2x6"	1/2x4"	18.5	19542	74.3	0.293	18.5	29553	18.0	1.210
D1-2			3/4x4"	22.3	17062	70.7	0.308	22.3	25305	17.5	1.249
D1-3			1"x4"	26.0	15077	68.6	0.318	26.0	22036	17.2	1.267
D1-4		2x10"	1/2x4"	26.4	13781	73.9	0.295	26.4	21068	17.7	1.232
D1-5			3/4x4"	30.1	12715	70.3	0.310	30.1	19085	17.1	1.272
D1-6			1"x4"	33.9	11636	68.2	0.320	33.9	17168	16.9	1.288
D1-7		3x6"	1/2x4"	25.4	14421	73.4	0.297	25.4	23038	16.8	1.295
D1-8			3/4x4"	29.2	13172	69.9	0.312	29.2	20620	16.4	1.333
D1-9			1"x4"	32.9	12041	67.9	0.321	32.9	18538	16.1	1.351
D1-10		3x10	1/2x4"	37.9	9709	73.1	0.298	37.9	16318	15.9	1.368
D1-11			3/4x4"	41.6	9287	69.6	0.313	41.6	15279	15.5	1.406
D1-12			1"x4"	45.4	8762	67.6	0.322	45.4	14149	15.3	1.423
D2-1	10.6	2x6"	1/2x4"	18.5	44869	32.4	0.673	18.5	68069	7.8	2.788
D2-2			3/4x4"	22.3	39118	30.8	0.707	22.3	58334	7.6	2.876
D2-3			1"x4"	26.0	34869	29.7	0.735	26.0	50676	7.5	2.918
D2-4		2x10"	1/2x4"	26.4	31656	32.2	0.677	26.4	48663	7.7	2.842
D2-5			3/4x4"	30.1	29212	30.6	0.712	30.1	44039	7.4	2.930
D2-6			1"x4"	33.9	26705	29.7	0.734	33.9	39583	7.3	2.970
D2-7		3x6"	1/2x4"	25.4	33091	32.0	0.682	25.4	53383	7.3	2.999
D2-8			3/4x4"	29.2	30236	30.4	0.716	29.2	47626	7.1	3.079
D2-9			1"x4"	32.9	27657	29.6	0.737	32.9	42840	7.0	3.123
D2-10		3x10	1/2x4"	37.9	22315	31.8	0.686	37.9	37870	6.9	3.178
D2-11			3/4x4"	41.6	21539	30.0	0.726	41.6	35345	6.7	3.259
D2-12			1"x4"	45.4	20141	29.4	0.741	45.4	32886	6.6	3.298
D3-1	18.15	2x6"	1/2x4"	18.5	75081	19.4	1.125	18.5	114650	4.6	4.698
D3-2			3/4x4"	22.3	65485	18.4	1.184	22.3	98043	4.5	4.844
D3-3			1"x4"	26.0	58469	17.7	1.232	26.0	85465	4.4	4.910
D3-4		2x10"	1/2x4"	26.4	53023	19.2	1.135	26.4	82202	4.6	4.791
D3-5			3/4x4"	30.1	48894	18.3	1.193	30.1	73939	4.4	4.932
D3-6			1"x4"	33.9	44750	17.7	1.230	33.9	66628	4.4	5.000
D3-7		3x6"	1/2x4"	25.4	55506	19.1	1.143	25.4	90149	4.3	5.058
D3-8			3/4x4"	29.2	50689	18.2	1.200	29.2	80406	4.2	5.190
D3-9			1"x4"	32.9	46343	17.6	1.237	32.9	72187	4.2	5.253
D3-10		3x10	1/2x4"	37.9	37442	19.0	1.150	37.9	63792	4.1	5.356
D3-11			3/4x4"	41.6	35790	18.1	1.207	41.6	59454	4.0	5.491
D3-12			1"x4"	45.4	33745	17.5	1.243	45.4	55580	3.9	5.561

Tabla 3. 10: Parametrización del diafragma para $R = 2$ y $S_v = 1000$ [mm].

Modelo	E_f [GPa]	Viga [pulgxpulg]	Tabla Piso [pulgxpulg]	Lado Paralelo				Lado Perpendicular			
				e_p [mm]	E_{par} [kN/m ²]	Δ_{par} [mm]	K_{par} [kN/mm]	e_p [mm]	E_{per} [kN/m ²]	Δ_{per} [mm]	K_{per} [kN/mm]
D1-1	4.35	2x6"	1/2x4"	12.9	13782	150.0	0.145	12.9	19522	38.4	0.568
D1-2			3/4x4"	16.6	11649	137.9	0.158	16.6	16207	35.9	0.607
D1-3			1"x4"	20.4	10055	130.0	0.168	20.4	13627	34.8	0.627
D1-4		2x10"	1/2x4"	17.0	10480	149.7	0.146	17.0	15082	37.7	0.579
D1-5			3/4x4"	20.7	9385	137.3	0.159	20.7	13220	35.3	0.618
D1-6			1"x4"	24.5	8358	130.3	0.167	24.5	11525	34.2	0.637
D1-7		3x6"	1/2x4"	16.5	10841	149.1	0.146	16.5	16395	35.7	0.611
D1-8			3/4x4"	20.2	9658	136.7	0.159	20.2	14274	33.5	0.650
D1-9			1"x4"	24.0	8562	129.8	0.168	24.0	12356	32.6	0.669
D1-10		3x10	1/2x4"	22.9	7842	148.5	0.147	22.9	12526	33.7	0.647
D1-11			3/4x4"	26.7	7322	136.4	0.160	26.7	11395	31.8	0.686
D1-12			1"x4"	30.4	6776	129.5	0.168	30.4	10290	30.9	0.706
D2-1	10.6	2x6"	1/2x4"	12.9	31678	65.2	0.334	12.9	45261	16.5	1.318
D2-2			3/4x4"	16.6	26846	59.8	0.364	16.6	37485	15.5	1.404
D2-3			1"x4"	20.4	23026	56.8	0.384	20.4	31494	15.1	1.449
D2-4		2x10"	1/2x4"	17.0	24194	64.8	0.336	17.0	35019	16.2	1.343
D2-5			3/4x4"	20.7	21649	59.5	0.366	20.7	30594	15.3	1.430
D2-6			1"x4"	24.5	19259	56.5	0.386	24.5	26652	14.8	1.473
D2-7		3x6"	1/2x4"	16.5	25070	64.5	0.338	16.5	38156	15.3	1.421
D2-8			3/4x4"	20.2	22285	59.2	0.368	20.2	33049	14.5	1.507
D2-9			1"x4"	24.0	19752	56.3	0.387	24.0	28658	14.1	1.550
D2-10		3x10	1/2x4"	22.9	18141	64.2	0.340	22.9	29246	14.4	1.511
D2-11			3/4x4"	26.7	16924	59.0	0.369	26.7	26470	13.7	1.596
D2-12			1"x4"	30.4	15643	56.1	0.389	30.4	23918	13.3	1.639
D3-1	18.15	2x6"	1/2x4"	18.5	114650	4.6	4.698	12.9	75882	9.8	2.222
D3-2			3/4x4"	22.3	98043	4.5	4.844	16.6	63281	9.2	2.367
D3-3			1"x4"	26.0	85465	4.4	4.910	20.4	53066	8.9	2.441
D3-4		2x10"	1/2x4"	26.4	82202	4.6	4.791	17.0	59074	9.6	2.266
D3-5			3/4x4"	30.1	73939	4.4	4.932	20.7	51560	9.1	2.409
D3-6			1"x4"	33.9	66628	4.4	5.000	24.5	44874	8.8	2.483
D3-7		3x6"	1/2x4"	25.4	90149	4.3	5.058	16.5	64316	9.1	2.398
D3-8			3/4x4"	29.2	80406	4.2	5.190	20.2	55654	8.6	2.541
D3-9			1"x4"	32.9	72187	4.2	5.253	24.0	48329	8.3	2.614
D3-10		3x10	1/2x4"	37.9	63792	4.1	5.356	22.9	49266	8.6	2.550
D3-11			3/4x4"	41.6	59454	4.0	5.491	26.7	44661	8.1	2.695
D3-12			1"x4"	45.4	55580	3.9	5.561	30.4	40321	7.9	2.766

A continuación se muestran gráficamente los resultados de la parametrización de las dos configuraciones de diafragma. Las Figuras 3.6 y 3.7 presentan la variabilidad de la rigidez lateral del diafragma al utilizar diferentes secciones de tablas de piso (TP 1/2"x4" a TP 1"x4") y vigas (V 2"x6" a V 3"x10") en la dirección paralela y perpendicular a la viga, donde las rectas de la Figura 3.6 están asociadas a los modelos D2-1, D2-2 y D2-3, mientras que las rectas de la Figura 3.7 están asociadas a los modelos D2-1, D2-4, D2-7 y D2-10 de las Tablas 3.7 y 3.8.

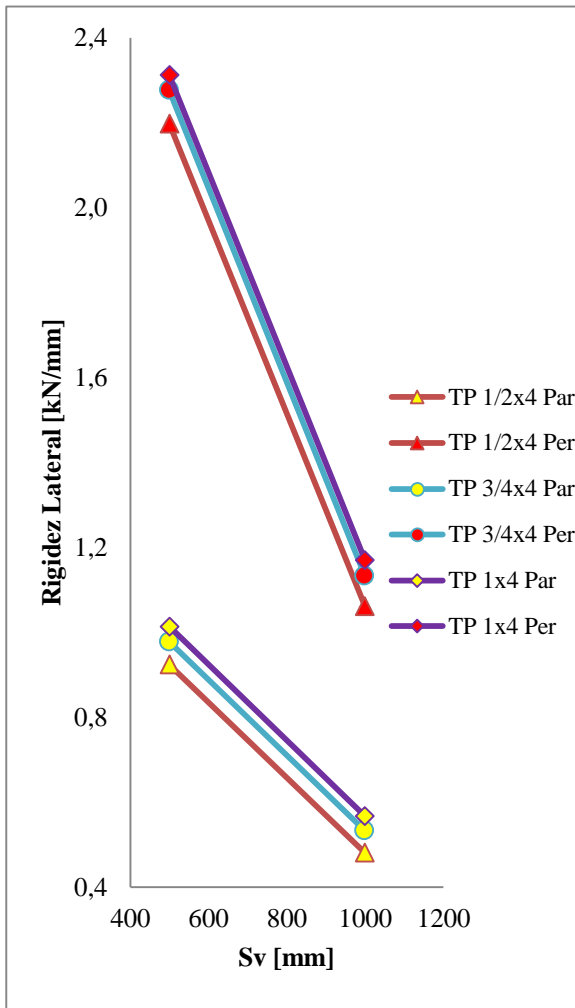


Figura 3. 6: Rigidez lateral vs Sv, variando la sección transversal de las tablas de piso y la dirección del diafragma.

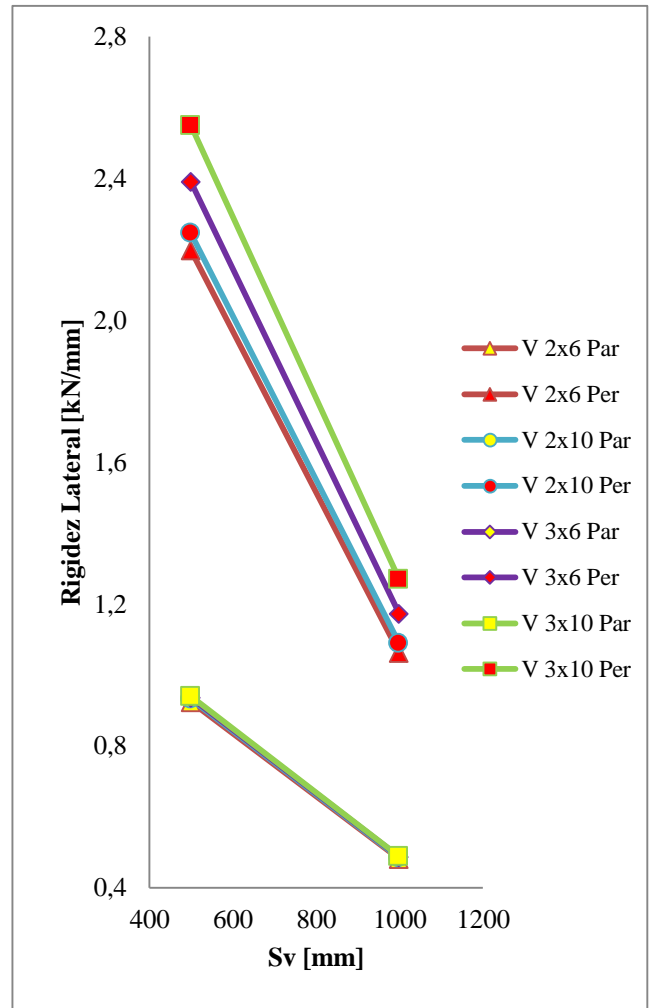


Figura 3. 7: Rigidez lateral vs Sv, variando la sección transversal de las vigas y la dirección del diafragma.

Dónde: TP axb (Par o Per): Diafragma con tabla de piso de sección a"xb" evaluado en dirección paralela o perpendicular a la viga.

V axb (Par o Per): Diafragma con viga de sección a"xb" evaluado en dirección paralela o perpendicular a la viga.

A partir de las Figuras 3.6 y 3.7 se concluye que la rigidez lateral de ambas direcciones del diafragma es sensible al espaciamiento que existe entre las vigas estructurales, debido a que estas son las que transmiten las fuerzas sísmicas al piso de madera. Además, es posible observar que la rigidez en la dirección perpendicular es casi el doble de la rigidez en la dirección paralela a la viga, lo que se debe principalmente a que la altura (h) de la sección transversal en la dirección perpendicular es mucho mayor que la altura en la dirección paralela tal como se muestra en la Figura 3.8, otorgándole así una mayor inercia y proporcionándole una mayor rigidez lateral en esa dirección.

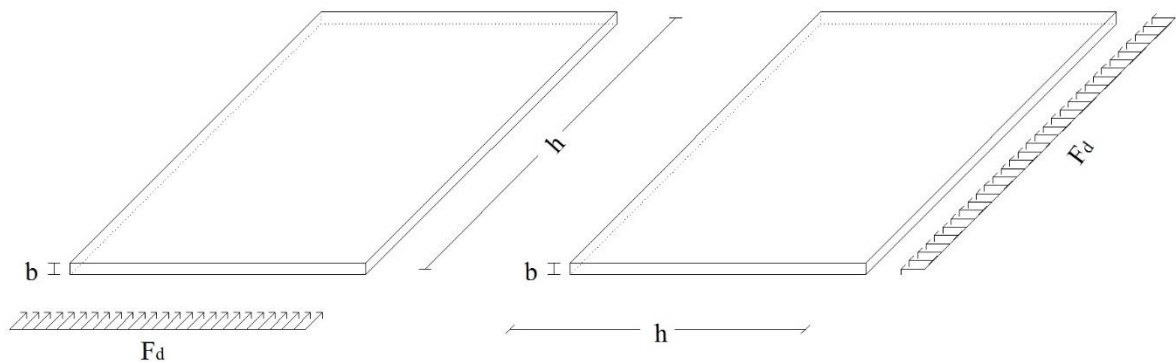


Figura 3. 8: Sección transversal de la dirección perpendicular y paralela a la viga del diafragma de madera.

En cuanto al incremento de la sección transversal de los elementos estructurales se observa que el diafragma no es muy sensible a estos, ya que cuando el piso de madera es solicitado en la dirección paralela, las vigas poseen una condición de apoyo deslizante y cuando son solicitadas en la dirección perpendicular, estas aportan rigidez en su eje

débil tal como se presenta en las Figuras 2.27 y 2.28. Por lo que la única manera de aportar rigidez y limitar los desplazamientos laterales sería disminuyendo la separación entre vigas o mediante la incorporación de arriostramientos laterales con la finalidad de transmitir la fuerza sísmica a los muros de albañilería.

Las Figuras 3.9 y 3.10 muestran la variabilidad de la elasticidad de la placa al utilizar diferentes secciones de tablas de piso y vigas en la dirección paralela y perpendicular a la viga, donde las rectas de la Figura 3.9 están asociadas a los modelos D2-1, D2-2 y D2-3, mientras que las rectas de la Figura 3.10 están asociadas a los modelos D2-1, D2-4, D2-7 y D2-10 de las Tablas 3.7 y 3.8.

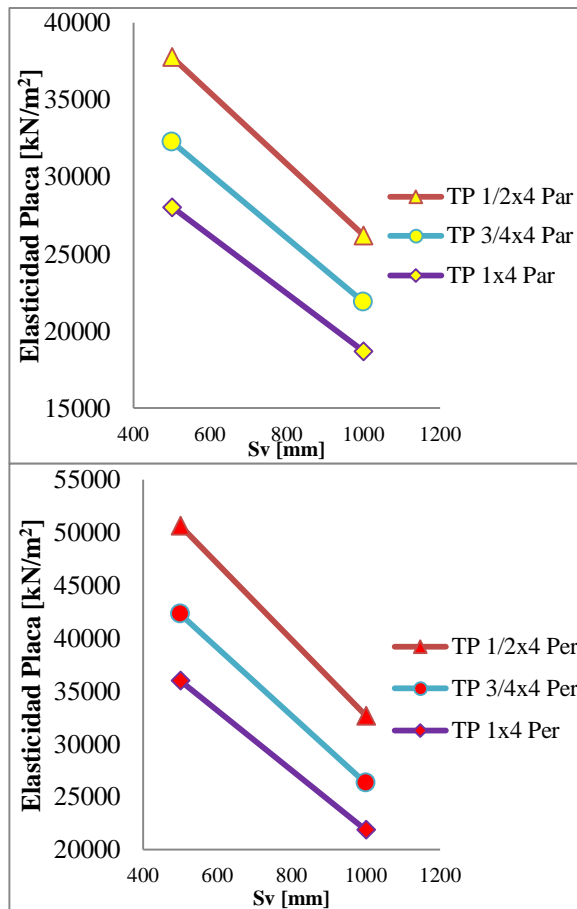


Figura 3. 9: Elasticidad de la Placa vs Sv, variando la sección transversal de las tablas de piso y la dirección del diafragma.

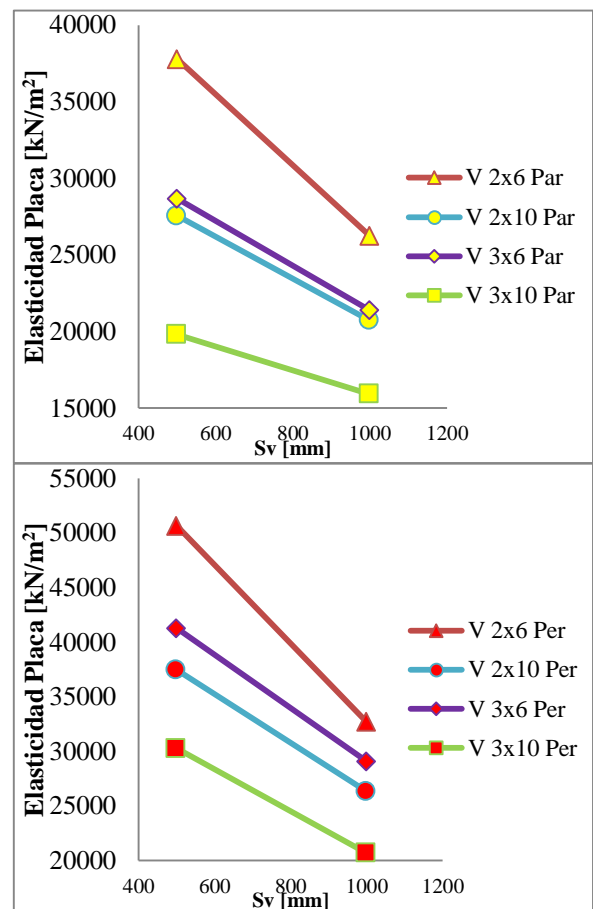


Figura 3. 10: Elasticidad de la Placa vs Sv, variando la sección transversal de las vigas y la dirección del diafragma.

De las Figuras 3.9 y 3.10 se observa que la rigidez del modelo propuesto por Wilson no aumenta a la misma tasa en la que aumenta la rigidez del modelo de placa debido al incremento de las secciones transversales de los elementos estructurales. Esto se debe a que el diafragma no es sensible a estos cambios de acuerdo a lo visto en las Figuras 3.6 y 3.7, mientras que la placa equivalente si es sensible, ya que este incremento genera un aumento en el espesor de la placa y por ende de la inercia de esta, por lo que para mantener la equivalencia en términos de rigidez de ambos modelos la elasticidad de la placa debe disminuir. Es por ello que las vigas y tablas de piso que poseen mayor sección transversal posean menor elasticidad.

A continuación en las Figuras 3.11 y 3.12 se busca ver la influencia del módulo de elasticidad de la madera (E_f) y la razón de diafragma (R) en términos de: desplazamiento lateral y elasticidad de la placa a partir de una misma configuración de diafragma en ambas direcciones del plano. Donde las rectas de dichas figuras están asociadas a los modelos D1-1, D2-1 y D3-1 de las Tablas 3.7 y 3.9.

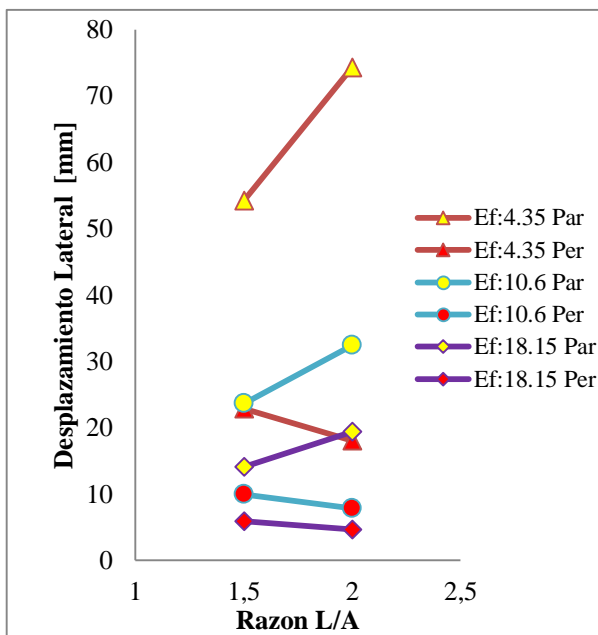


Figura 3. 11: Desplazamiento lateral vs Razon L/A, variando el módulo de elasticidad de la madera y las direcciones del diafragma.

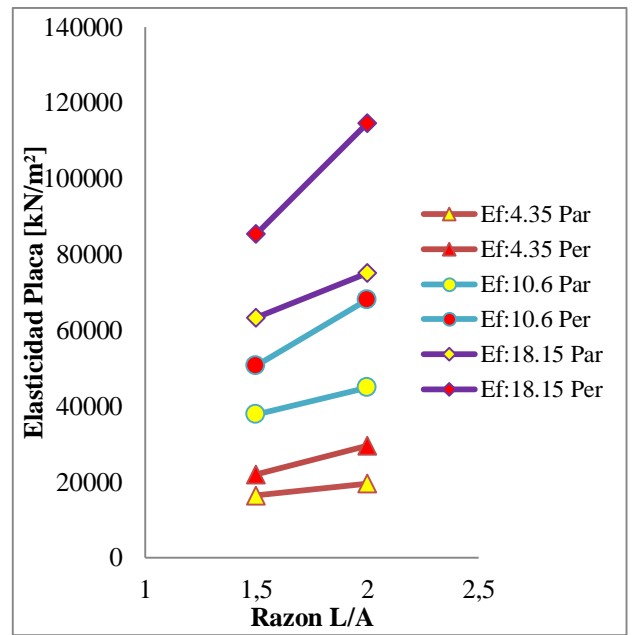


Figura 3. 12: Elasticidad de placa vs Razon L/A, variando el módulo de elasticidad de la madera y las direcciones del diafragma.

Dónde: Ef “a” (Par o Per): Diafragma con elasticidad de la madera “a” evaluado en la dirección paralela a o perpendicular la viga.

De la Figura 3.11 se observa que, al variar el módulo de elasticidad, se mantiene la afirmación de que el diafragma en la dirección perpendicular es más rígido que la dirección paralela, obteniendo así menores desplazamientos. Además se tiene que el diafragma es muy sensible al módulo de elasticidad de la madera, siendo así un factor importante para limitar los desplazamientos laterales. También se tiene que el diafragma es muy sensible a las dimensiones en planta, ya que a medida que la dirección perpendicular a la viga es más larga, el diafragma se vuelve más rígido en esa dirección debido a que se produce un incremento en la altura de la sección transversal, aumentando así la inercia, mientras que la dirección paralela se vuelve más flexible, es por ello que las pendientes de ambas rectas están en sentidos opuestos. Mientras que en la Figura 3.12 se puede observar que existe una relación lineal entre el módulo de elasticidad de la madera y el módulo de elasticidad de la placa.

3.2.4 Metodología para Determinar la Elasticidad de la Placa Equivalente

A partir de los resultados de las Tablas 3.7 a la 3.10, es posible obtener elasticidades de configuraciones de diafragmas que no fueron considerados en la parametrización a partir de interpolaciones y extrapolaciones lineales, para lo cual se presenta el siguiente ejemplo, donde las dimensiones y propiedades del diafragma a analizar son las siguientes:

- Dimensión en planta: 15000x9000 [mm] (R=1.6)
- Sección viga: 65x290 [mm] (3"x12")
- Sección tabla de piso: 19x83 [mm] (3/4"x4")
- Espaciamiento entre clavos: 60 [mm]
- Espaciamiento entre vigas (S_v): 500 [mm]
- Elasticidad de la madera (E_f): 8.5 [GPa]

Dado que la escuadría de las vigas y tablas de piso varían de acuerdo a cada país y productor maderero, es que para secciones transversales de otras dimensiones se pueden realizar interpolaciones o extrapolaciones que considerarán el área de la viga como parámetro de comparación, ya que según lo concluido en la Figura 3.8, la placa es sensible al incremento en la sección transversal de los elementos estructurales, ya que esto repercute en el espesor y la rigidez de la placa.

Para determinar la elasticidad de la placa equivalente de la configuración de diafragma presentada, hay que tener en consideración que la razón de diafragma, la elasticidad de la madera y la sección transversal de la viga son valores que no están considerados en las tablas de parametrización, por lo que para obtener la elasticidad de la placa se debe proceder de acuerdo a lo planteado en los diagramas de flujo de las Figuras 3.13 y 3.14.

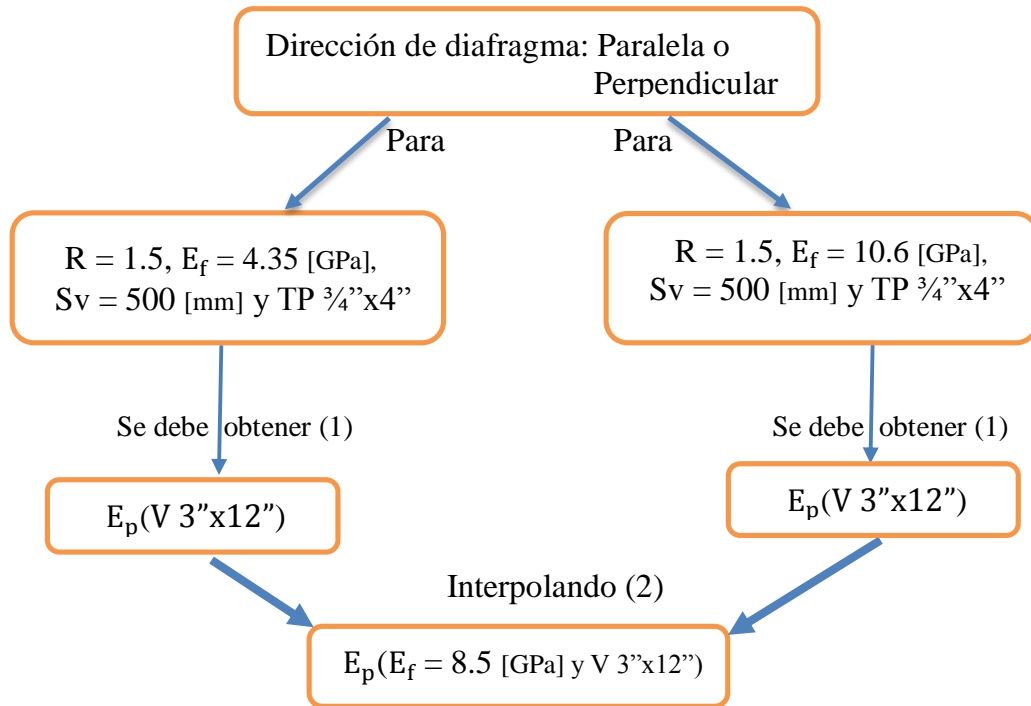


Figura 3. 13: Red de flujo para la obtención de la elasticidad de la placa para $R = 1.5$.

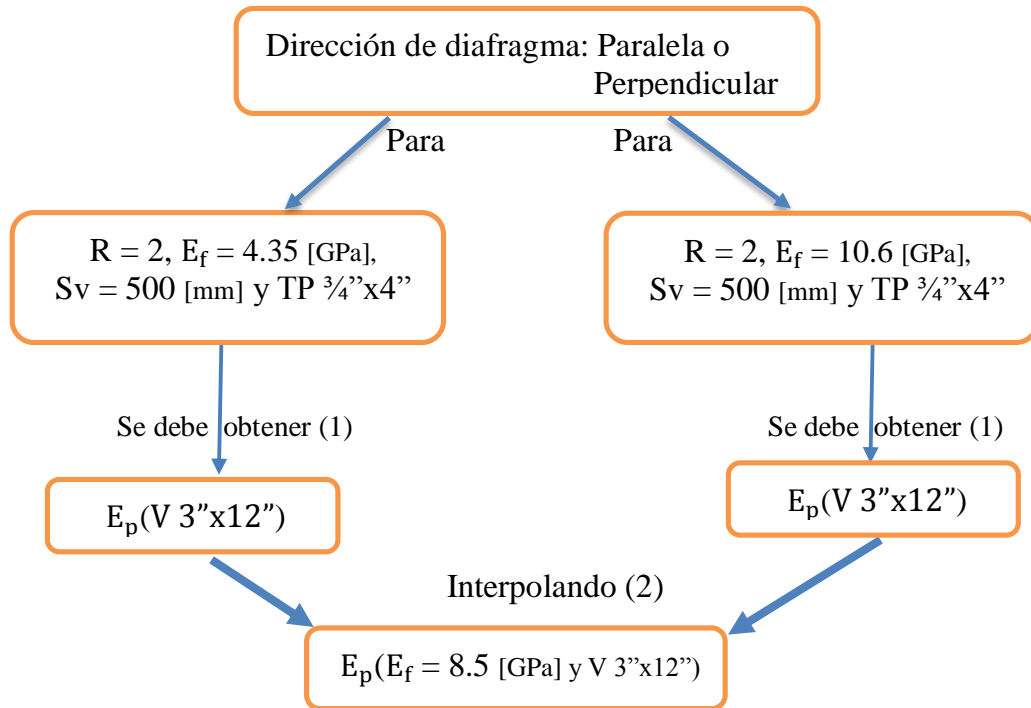


Figura 3. 14: Red de flujo para la obtención de la elasticidad de la placa para $R = 2$.

Donde:

$E_p()$: Elasticidad de placa en función de.

E_f : Elasticidad de la madera.

R: Razón L/A de diafragma.

V 3"x12": Viga de sección de 3" de ancho y 12" de alto.

TP 3/4" x4": Tabla de piso de sección de 3/4" de alto y 4" de ancho.

Con la configuración de datos conocidos, se debe obtener dos elasticidades de placa equivalente para cada razón de diafragma, las cuales deben estar en función de una viga de 3x12" para elasticidades de la madera de $E_f = 4.35$ [GPa] y $E_f = 10.6$ [GPa] (1), para luego realizar una interpolación lineal entre estas dos elasticidades y así obtener la elasticidad de la placa en función de una elasticidad de la madera $E_f = 8.5$ [GPa] y una sección de viga de 3"x12" (2). Una vez obtenidas las elasticidades del paso (2) en ambas razones de diafragma y mediante una interpolación lineal entre ellas, se obtiene la elasticidad de placa cuya configuración considere una razón $R = 1.6$, una elasticidad de la madera $E_f = 8.5$ [GPa] y sección de viga de 3"x12". Dicho procedimiento se detalla en el siguiente cálculo:

❖ Dirección Paralela

A) $R = 1.5$, $E_f = 4.35$ [GPa], $S_v = 500$ [mm] y TP 3/4" x4".

Para determinar la elasticidad de la placa de un diafragma (E_p) que posea una composición base y una viga de sección de 3"x12", es necesario realizar una extrapolación entre los modelos de parametrización que contemplan vigas de 3"x6" y 3"x10" en la Tabla 3.7, es decir, los modelos D1-9 y D1-12.

A continuación se presenta el área de cada viga y la elasticidad de placa asociada a cada configuración de diafragma:

$$A_{V3 \times 6''} = 8970 \text{ [mm}^2\text{]} \quad E_p(V 3'' \times 6'') = 10040 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{D1-9})$$

$$A_{V3 \times 10''} = 14950 \text{ [mm}^2\text{]} \quad E_p(V 3'' \times 10'') = 7552 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{D1-12})$$

$$A_{V3 \times 12''} = 18850 \text{ [mm}^2\text{]} \quad E_p(V 3'' \times 12'') = \text{Variable a conocer}$$

A partir de una extrapolación lineal entre las variables ya mencionadas es posible obtener la elasticidad de la placa, cuya configuración contempla: la composición base y una viga de sección 3''x12''.

$$\frac{E_p(V 3'' \times 12'') - 10040}{18850 - 8970} = \frac{7552 - 10040}{14950 - 8970} \rightarrow E_p(V 3'' \times 12'') = 5930 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

B) R = 1.5, E_f = 10.6 [GPa], Sv = 500[mm] y TP ¾''x4''.

Para determinar la elasticidad de la placa de un diafragma (E_p) que posea una composición base y una viga de sección de 3''x12'', es necesario realizar una extrapolación entre los modelos de parametrización que contemplan vigas de 3''x6'' y 3''x10'' en la Tabla 3.7, es decir, los modelos D2-9 y D2-12.

A continuación se presenta el área de cada viga y la elasticidad de placa asociada a cada configuración de diafragma:

$$A_{V3'' \times 6''} = 8970 \text{ [mm}^2\text{]} \quad E_p(V 3'' \times 6'') = 23099 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{D2-9})$$

$$A_{V3'' \times 10''} = 14950 \text{ [mm}^2\text{]} \quad E_p(V 3'' \times 10'') = 17356 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{D2-12})$$

$$A_{V3'' \times 12''} = 18850 \text{ [mm}^2\text{]} \quad E_p(V 3'' \times 12'') = \text{Variable a conocer}$$

A partir de una extrapolación lineal entre las variables ya mencionadas es posible obtener la elasticidad de la placa, cuya configuración contempla: la composición base y una viga de sección 3''x12''.

$$\frac{E_p(V\ 3''x12'') - 23099}{18850 - 8970} = \frac{17356 - 23099}{14950 - 8970} \rightarrow E_p(V\ 3''x12'') = 13610 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Luego, para obtener la elasticidad de la placa de un diafragma en función de una elasticidad de la madera $E_f = 8.5 \text{ [GPa]}$ y una viga de sección $3''x12''$, basta con interpolar linealmente entre las variables obtenidas en A) y B): $E_p(V\ 3''x12'') = 59300 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ y $E_p(V\ 3''x12'') = 13610 \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Para efectuar dicha interpolación se debe usar la elasticidad de la madera como factor de comparación, obteniendo así la siguiente magnitud:

$$\boxed{E_p(E = 8.5 \text{ [GPa]} \text{ y } V\ 3''x12'') = 11030 \text{ [kN/m}^2\text{]} (*)}$$

Según lo planteado en las Figuras 3.17 y 3.18, es necesario efectuar el mismo procedimiento de $R = 1.5$ en $R = 2$ para la dirección paralela a la viga, cuyo desarrollo se presenta a continuación:

C) $R = 2, E_f = 4.35 \text{ [GPa]}, S_v = 500 \text{ [mm]}$ y $TP\ 3/4''x4''$.

Para determinar la elasticidad de la placa de un diafragma (E_p) que posea una composición base y una viga de sección de $3''x12''$, es necesario realizar una extrapolación entre los modelos de parametrización que contemplan vigas de $3''x6''$ y $3''x10''$ en la Tabla 3.9, es decir, los modelos D1-9 y D1-12.

A continuación se presenta el área de cada viga y la elasticidad de placa asociada a cada configuración de diafragma:

$A_{v3''x6''} = 8970 \text{ [mm}^2\text{]}$	$E_p(V\ 3''x6'') = 12041 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	(D1-9)
$A_{v3''x10''} = 14950 \text{ [mm}^2\text{]}$	$E_p(V\ 3''x10'') = 8762 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	(D1-12)
$A_{v3''x12''} = 18850 \text{ [mm}^2\text{]}$	$E_p(V\ 3''x12'') = \text{Variable a conocer}$	

A partir de una extrapolación lineal entre las variables ya mencionadas es posible obtener la elasticidad de la placa, cuya configuración contempla: la composición base y una viga de sección 3"x12".

$$\frac{E_p(V\ 3x12) - 12041}{18850 - 8970} = \frac{8762 - 12041}{14950 - 8970} \rightarrow E_p(V\ 3x12) = 6623.5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

D) R = 2, E_f = 10.6 [GPa], Sv = 500[mm] y TP ¾"x4".

Para determinar la elasticidad de la placa de un diafragma (E_p) que posea una composición base y una viga de sección de 3"x12", es necesario realizar una extrapolación entre los modelos de parametrización que contemplen vigas de 3"x6" y 3"x10" en la Tabla 3.9, es decir, los modelos D2-9 y D2-12.

A continuación se presenta el área de cada viga y la elasticidad de placa asociada a cada configuración de diafragma:

$A_{v3"x6"} = 8970 \text{ [mm}^2\text{]}$	$E_p(V\ 3"x6") = 27657 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
$A_{v3"x10"} = 14950 \text{ [mm}^2\text{]}$	$E_p(V\ 3"x10") = 20141 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
$A_{v3"x12"} = 18850 \text{ [mm}^2\text{]}$	$E_p(V\ 3"x12") = \text{Variable a conocer}$

A partir de una extrapolación lineal entre las variables ya mencionadas es posible obtener la elasticidad de la placa, cuya configuración contempla: la composición base y una viga de sección 3"x12".

$$\frac{E_p(V\ 3"x12") - 27657}{18850 - 8970} = \frac{20141 - 27657}{14950 - 8970} \rightarrow E_p(V\ 3"x12") = 15240 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Luego, para obtener la elasticidad de la placa de un diafragma en función de una elasticidad de la madera $E_f = 8.5$ [GPa] y una viga de sección 3"x12", basta con interpolar linealmente entre las variables obtenidas en C) y D): $E_p(V\ 3"x12") = 6623$ [kN/m²] y $E_p(V\ 3"x12") = 15240$ [kN/m²]. Para efectuar dicha interpolación se debe usar la elasticidad de la madera como factor de comparación, obteniendo así la siguiente magnitud:

$$E_p(E = 8.5 \text{ [GPa] y } V\ 3"x12") = 12344 \text{ [kN/m}^2\text{]} (**)$$

Finalmente, para obtener la elasticidad de la placa en la dirección paralela cuya configuración contempla una separación entre vigas $S_v = 500$ [mm], una tabla de piso de 1"x4", una viga de 3"x12", una elasticidad de la madera $E_f = 8.5$ [GPa] y una razón de diafragma $R = 1.6$, basta con interpolar linealmente entre las variables (*) y (**), cuyo factor de comparación deben ser las razones $R = 1.5$ y $R = 2$, así la elasticidad de la placa en la dirección paralela es:

$$E_{par} = 11450.5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Para obtener el módulo de elasticidad de la placa en el lado perpendicular a la viga se debe proceder de la misma forma que en la obtención de elasticidad del lado paralelo, cuya magnitud es la siguiente:

$$E_{per} = 18601 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

4. EVALUACION SISMICA

Hoy en día existe un gran número de edificaciones estructuradas en albañilería no reforzada con diafragmas de madera, las cuales son una porción importante en el patrimonio arquitectónico de un país. Este gran número de edificaciones es consecuencia de la gran popularidad que tuvieron estas materialidades en gran parte del mundo durante el siglo XIX, la cual fue decayendo en el tiempo debido al mal comportamiento a la tracción de la albañilería y a la flexibilidad del diafragma de madera. Es así como estudios posteriores plantearon la incorporación de barras de acero en la albañilería para aumentar la resistencia a la tracción (albañilería armada) o mediante confinamiento de paños de albañilería a través de materiales de mayor resistencia (albañilería confinada).

Nueva Zelanda es uno de los países en el que gran parte de su patrimonio histórico está estructurado en dichas materialidades, es por ello que el Departamento de Obras Públicas y Vivienda (DBH) de ese país instituyó un instrumento legislativo que busca disminuir el nivel de riesgo sísmico en los edificios más vulnerables, designando como medida preventiva que todas las estructuras existentes que no son capaces de resistir un terremoto cuya intensidad sea a lo menos un tercio del terremoto que se utiliza para el diseño de edificios nuevos deben ser demolidos, o bien, mejorar su desempeño estructural a través de la incorporación de materiales más resistentes.

Dicha designación motivó a que esta investigación presentara una metodología para caracterizar el comportamiento mecánico de los materiales estructurales, para así predecir numéricamente el desempeño global de este tipo de edificaciones.

4.1 Descripción Sísmica y Análisis Tiempo Historia.

Nueva Zelanda se encuentra ubicado entre el cruce de las placas de Australia y el Pacífico, dándole así una gran actividad tectónica. Dicho país posee cuatro zonas marcadas por una gran actividad sísmica, una de ellas se ubica en el centro de la isla norte que es la zona volcánica Taupo, paralela a Taupo se encuentra la zona de subducción de Hikurangi la cual se prolonga desde el centro de Nueva Zelanda hacia el noroeste de la Isla Norte, al frente de esta zona se encuentra la zona de subducción de Fiordland, la cual recorre gran parte de la isla norte hasta la zona sur de la isla Sur. La región de enlace entre estas dos zonas de subducción se conoce como el cinturón tectónico axial el cual es caracterizado por un gran número de fallas de deslizamiento oblicuas (ver Figura 4.1).

La normativa neozelandesa define un nivel de riesgo sísmico en cada zona, el cual depende de las características de los terremotos que podrían ocurrir en cada localidad, este nivel de riesgo ha sido definido por un coeficiente de peligro Z, el cual se define mediante curvas de nivel en la Figura 4.2.

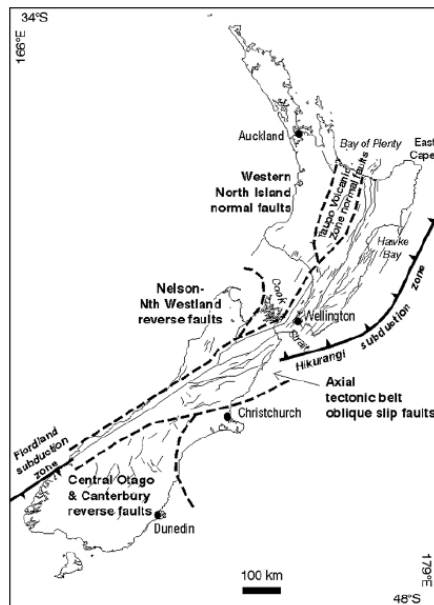


Figura 4. 2: Tectónica de placas de Nueva Zelanda. [23]

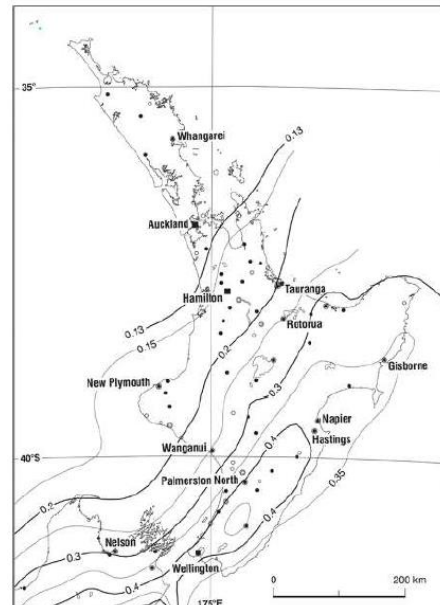


Figura 4. 1: Coeficiente de riesgo sísmico de Nueva Zelanda. [24]

En este estudio se evaluó el desempeño sísmico de un edificio ubicado en las localidades de Auckland y Wellington, ciudades que poseen terremotos poco profundos y de distinta peligrosidad sísmica. Auckland se encuentra ubicada en la zona norte de Nueva Zelanda cuyo factor de riesgo Z es de 0.13, valor que corresponde al umbral mínimo para que las estructuras puedan resistir un terremoto cuya magnitud oscila entre 5.5 y 7.4 en la escala de Richter según Stirling et al [23]. Wellington se encuentra ubicado en el cinturón tectónico axial, lo que le otorga un riesgo sísmico mayor, obteniendo así un coeficiente de peligrosidad de $Z = 0.30$, siendo los terremotos esperados en dicha zona de una magnitud entre 5.4 y 8.4 en la escala de Richter según Stirling et al [23].

Para realizar la evaluación sísmica del edificio se efectuó un análisis tiempo-historia, ya que la implementación de este tipo de análisis permite conocer el comportamiento en términos de esfuerzos y desplazamiento de una estructura para distintas aceleraciones basales y no solamente para un estado de carga como lo presentan algunas normativas.

Para efectuar el análisis tiempo-historia se utilizaron los registros de siete terremotos seleccionados y calibrados por Oyarzo [25] para las zonas de Auckland y Wellington, los cuales poseen la particularidad de poseer la misma magnitud, mecanismo de falla y tipo de suelo de la zona en análisis, de acuerdo a lo establecido por la norma neozelandesa [24]. La selección de los siete registros sísmicos se basa en que el promedio de la respuesta de siete sismos aplicados a una estructura genera menos variabilidad que el considerar el peak de tres registros sísmicos como lo recomienda la norma NZS 1170.5 [24], criterio que hace a la estructura sensible al peak de un periodo y zona en particular.

A continuación en la Tabla 4.1, se presentan los siete terremotos por ciudad utilizados en el análisis tiempo-historia.

Tabla 4. 1: Registros utilizados en análisis tiempo-historia del edificio. [25]

Nombre	Registro de Auckland	Registro de Wellington
T	El Centro, Imperial Valley, USA (1940)	El Centro, Imperial Valley, USA (1940)
T2	Delta, Imperial Valley, USA (1979)	Tabas, Iran (1978)
T3	Convict Creek, MammothLakes, USA (1980)	La union, Mexico (1985)
T4	Bovino, Campano Lucano, Italy (1980)	Lucerne, Landers, USA (1992)
T5	Kalamata, Greece (1986)	Arcelik, Kocaeli, Turkey (1999)
T6	MatahinaDam D, Edgecumbe, NZ (1987)	Duzce, Duzce, Turkey (1999)
T7	KAU001, Chi-Chi-IV, Taiwan (1999)	HKD085, Hokkaido, Japan (2003)

4.2 Desempeño Sísmico de Edificio Patrimonial

Russell [26], clasificó los edificios de albañilería no reforzada en diferentes categorías según su geometría y dimensiones. Dentro de esta clasificación, las estructuras de dos niveles con diafragma de madera es la cuarta tipología con mayor presencia en el país. Por esta razón se escogió este tipo de estructura para realizar el análisis tiempo-historia, dado a que posee una masa considerable a nivel de cielo de primer piso y un corte que puede generar inestabilidad lateral en los muros de albañilería.

Una vista general y las plantas típicas de estructura del edificio tipo C de Russell se presentan en las Figuras 4.3 y 4.4, mientras que en la Tabla 4.2 se presentan los rangos en las que fluctúan las dimensiones típicas para este tipo de edificaciones.



Figura 4. 3: Edificio tipo C de Nueva Zelanda. [26]

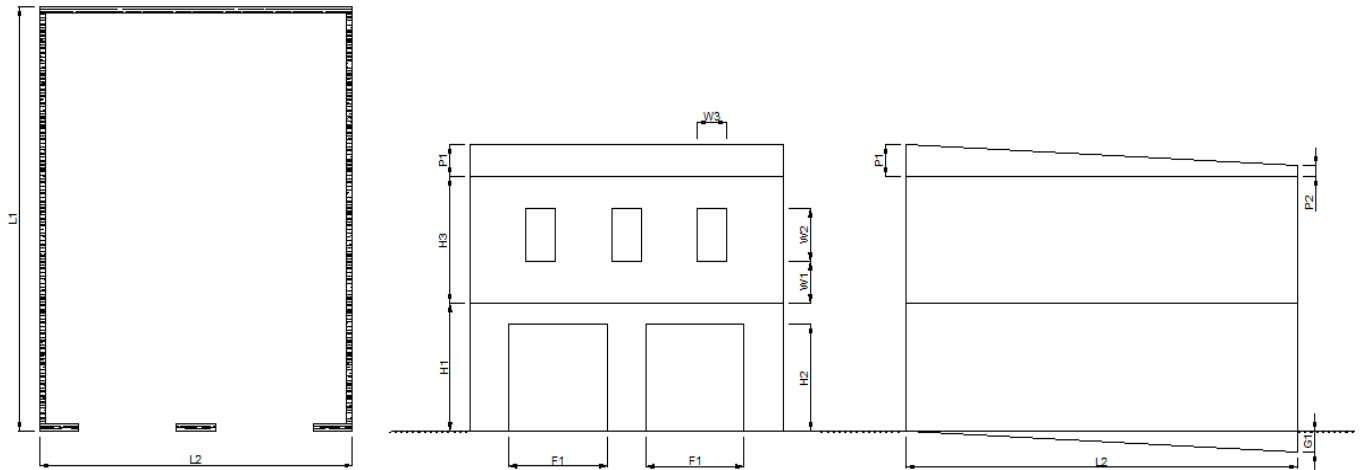


Figura 4. 4: Estructura típica de edificios tipo C de Nueva Zelanda. [26]

Tabla 4. 2: Intervalo de dimensiones del edificio tipo C de Nueva Zelanda. [26]

Dimensión	Límite Inferior	Limite Superior
	[mm]	[mm]
L1 Largo	8000	20000
L2 Ancho	8000	16000
P1 Altura del parapeto en la parte delantera	1000	2500
P2 Altura del parapeto en la parte trasera	0	1000
H1 Altura del primer nivel	4000	7000
H2 Altura de la abertura del primer nivel	3000	5000
H3 Altura del segundo nivel	3000	6000
F1 Ancho de la abertura del primer nivel	3000	5000
W1 Altura de la vigas sobre el cielo del primer piso	0	2000
W2 Altura de la ventana del segundo nivel	1000	2500
W3 Ancho de la ventana del segundo nivel	800	1500

El edificio analizado está conformado estructuralmente por muros de albañilería no reforzada con un diafragma de madera en el cielo del primer piso y techumbre. En cuanto al espesor de los muros, esta unidad es variable en la altura, siendo el primer piso de un espesor de 350 [mm], mientras que en el segundo posee un espesor de 230 [mm] y la

altura entre piso es 4000 [mm]. A continuación en la Tabla 4.3 se presentan las dimensiones de cada uno de los vanos y elementos estructurales del edificio.

Tabla 4. 3: Dimensiones del edificio de dos pisos.

Dimensión	[mm]
L1	15000
L2	9000
P1	1500
P2	500
H1	4000
H2	3000
H3	4000
F1	3000
W1	1000
W2	2000
W3	1250

Las dimensiones y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales que componen al diafragma y al muro de albañilería no reforzada se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4. 4: Propiedades y dimensiones del diafragma de madera y muro de albañilería.

Resistencia a la compresión de la albañilería	$F'_m = 15.0$	[MPa]
Resistencia a la compresión del mortero	$F'_j = 8.0$	[MPa]
Módulo de elasticidad de la madera	$E_f = 8.5$	[GPa]
Espaciamiento entre vigas	$S_v = 500$	[mm]
Distancia entre clavos	$S_c = 90$	[mm]
Dimensión viga	3"x12"	[Pulg]
Dimensión tabla de piso	1"x4"	[Pulg]

La carga muerta (C_M) y sobrecarga de uso (S_c) en el primer piso se consideró 200 [kg/m²], mientras que en el segundo nivel se aplicó una sobrecarga de techumbre (S_c) de 100 [kg/m²].

En cuanto al modelo de elementos finitos (MEF) del edificio, este consideró a los muros de albañilería no reforzados y al diafragma flexible de madera como elementos shell elásticos. Esta condición en el diafragma se basa en los resultados de los ensayos de flexión de pisos de madera desarrollados por Wilson, el cual observó que estos permanecieron completamente operativos ante grandes solicitaciones una vez concluidas las pruebas. En el caso de los muros de albañilería, estos permanecen relativamente elásticos hasta alcanzar el umbral de desplazamiento que genera inestabilidad y posteriormente el colapso del elemento, por lo que su comportamiento no lineal no aporta significativamente en el desempeño de este elemento.

La base del edificio se modeló mediante apoyos reticulares de acuerdo a lo planteado por Derakhshan, lo cual se puede apreciar en las vistas isométricas del edificio de la Figura 4.5.

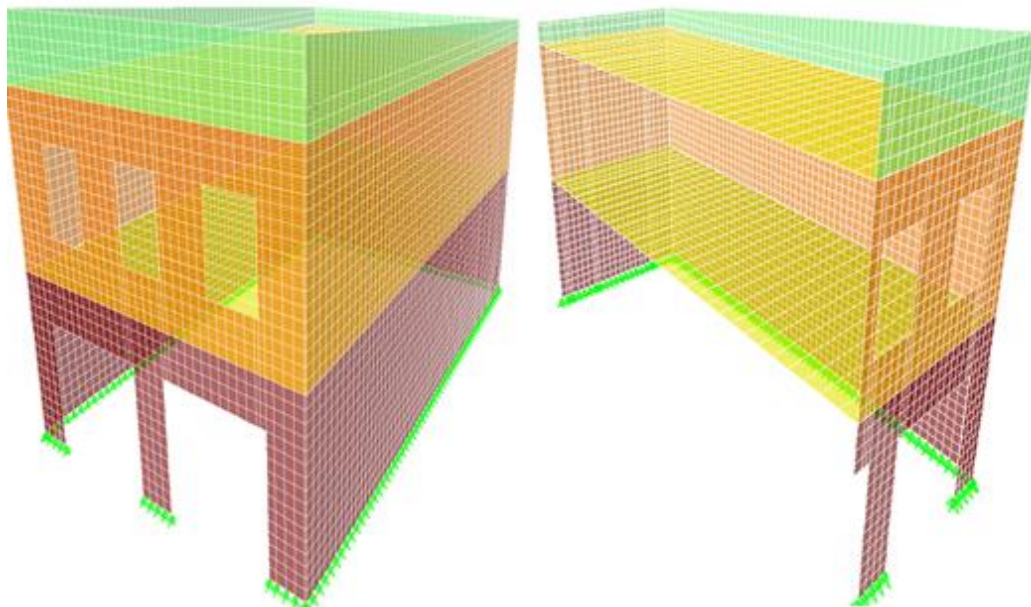


Figura 4. 5: Vista isométrica del modelo del edificio en estudio.

4.2.1 Implementación de Metodología

De acuerdo a lo planteado en la sección 3.1, el módulo de elasticidad del muro de albañilería no reforzada se obtiene de la expresión elaborada por Lumantarma, la cual contempla la resistencia a la compresión del prisma de albañilería como parámetro de entrada, cuyas magnitudes se presentan a continuación:

$$F'_m = 15 \quad [\text{MPa}]$$

$$E_m = 4410 \quad [\text{MPa}]$$

Para determinar el factor de reducción de la inercia de los muros de albañilería se obtuvo el peso propio de cada muro (W), la fuerza axial proveniente del diafragma (O) y la relación entre estas dos cargas (ψ), cuyas magnitudes están asociadas a las cargas de: peso propio (P_p), carga muerta (C_M) y sobrecarga de uso (S_C) que tributa sobre cada muro, las cuales se presentan en la Tabla 4.5.

La numeración de los muros de albañilería se basa en la siguiente nomenclatura: el primer dígito corresponde al eje, el segundo compete al piso y el tercero concierne a la numeración de izquierda a derecha, tal como se presenta en la Figura 4.6.

Tabla 4. 5: Factor de reducción de la inercia.

Propiedades			Cargas					Reducción Inercia	
Piso	Muro	e_m [mm]	P_p [kN]	C_M [kN]	S_C [kN]	O [kN]	W [kN]	ψ	Reducción [%]
CP2A	1.3-1	110	0.1	0.3	0.3	0.7	116.5	0.01	4
CP2A	2.3-1	110	0.1	0.3	0.3	0.7	116.5	0.01	4
CP2A	A.3-1	110	0.2	0.5	0.7	1.4	70.7	0.02	4
CP2A	B.3-1	110	0.1	0.3	0.3	0.7	70.7	0.01	4
CP2	1.2-1	210	40.7	43.5	84.9	169.0	222.5	0.76	18
CP2	2.2-1	210	40.7	43.6	85.0	169.2	222.5	0.76	18
CP2	A.2-1	210	16.4	5.6	22.0	43.9	17.0	2.59	51

Propiedades			Cargas					Reducción Inercia	
Piso	Muro	e_m [mm]	P_p [kN]	C_M [kN]	S_C [kN]	O [kN]	W [kN]	ψ	Reducción [%]
CP2	A.2-2	210	13.5	5.7	19.2	38.5	20.2	1.90	38
CP2	A.2-3	210	12.6	5.4	18.0	35.9	20.2	1.77	36
CP2	A.2-4	210	16.9	5.5	22.5	44.8	20.2	2.22	44
CP2	B.2-1	210	15.3	22.7	38.0	75.9	135.0	0.56	14
CP1	1.1-1	330	288.1	139.0	427.7	854.8	349.6	2.45	48
CP1	2.1-1	330	288.5	139.0	428.2	855.7	349.6	2.45	48
CP1	A.1-1	330	46.4	11.8	58.2	116.3	23.3	4.99	94
CP1	A.1-2	330	70.8	34.0	104.9	209.7	23.3	9.00	166
CP1	A.1-3	330	47.4	12.0	59.4	118.7	23.3	5.09	96
CP1	B.1-1	330	153.3	65.9	219.4	438.6	212.1	2.07	41

De acuerdo a lo planteado en la ecuación 2.27, el factor de reducción debe ser aplicado para valores inferiores a 100 [%], por lo que las propiedades inerciales del muro A.1-2 del primer piso no deben ser amplificadas por este factor.

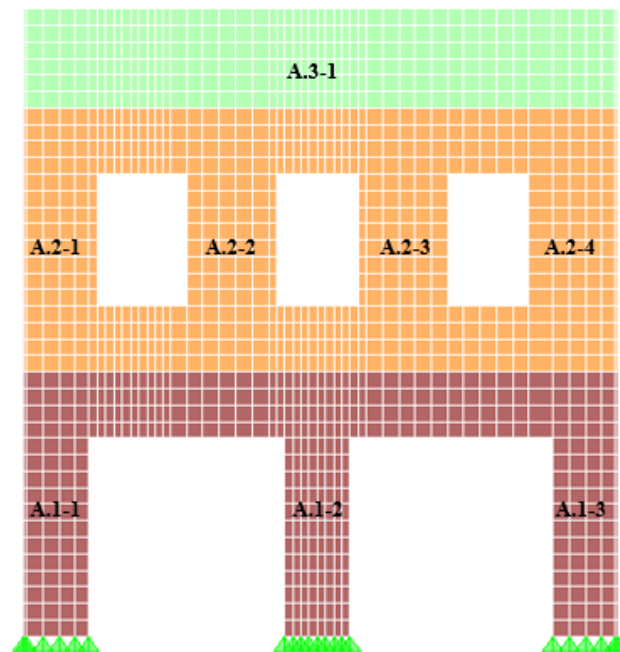


Figura 4. 6: Numeración de muros de albañilería en elevación A.

La visualización del nombre de cada uno de los muros del edificio se presenta en las Figuras del Anexo B.

En base a lo planteado en el ítem 3.2, el comportamiento mecánico del piso de madera se modeló a través de un elemento placa, cuyas propiedades mecánicas se obtuvieron de los resultados del ejemplo de la sección 3.2.4, cuyas elasticidades en el plano son:

$$E_{\text{par}} = 11450 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$E_{\text{per}} = 18601 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

El espesor del elemento shell se determinó a partir de la igualdad entre el peso de la placa y el peso del diafragma según lo visto en la sección 3.2, cuya magnitud es:

$$e_p = 57.8 \text{ [mm]}$$

A partir de la geometría, condiciones de borde y la obtención de cada uno de los parámetros estructurales del edificio se obtuvieron los periodos y deformaciones modales en cada dirección, los cuales se presentan en la Tabla 4.6 y en la Figura 4.7.

Tabla 4. 6: Participación modal del edificio en estudio.

Modo	Periodo[s]	Participación Modal
1	0.890	43 [%]
2	0.681	0 [%]
3	0.532	15 [%]
4	0.502	22 [%]
5	0.457	1 [%]
6	0.407	0 [%]
7	0.402	8 [%]
8	0.390	0 [%]
9	0.368	2 [%]
10	0.334	0 [%]

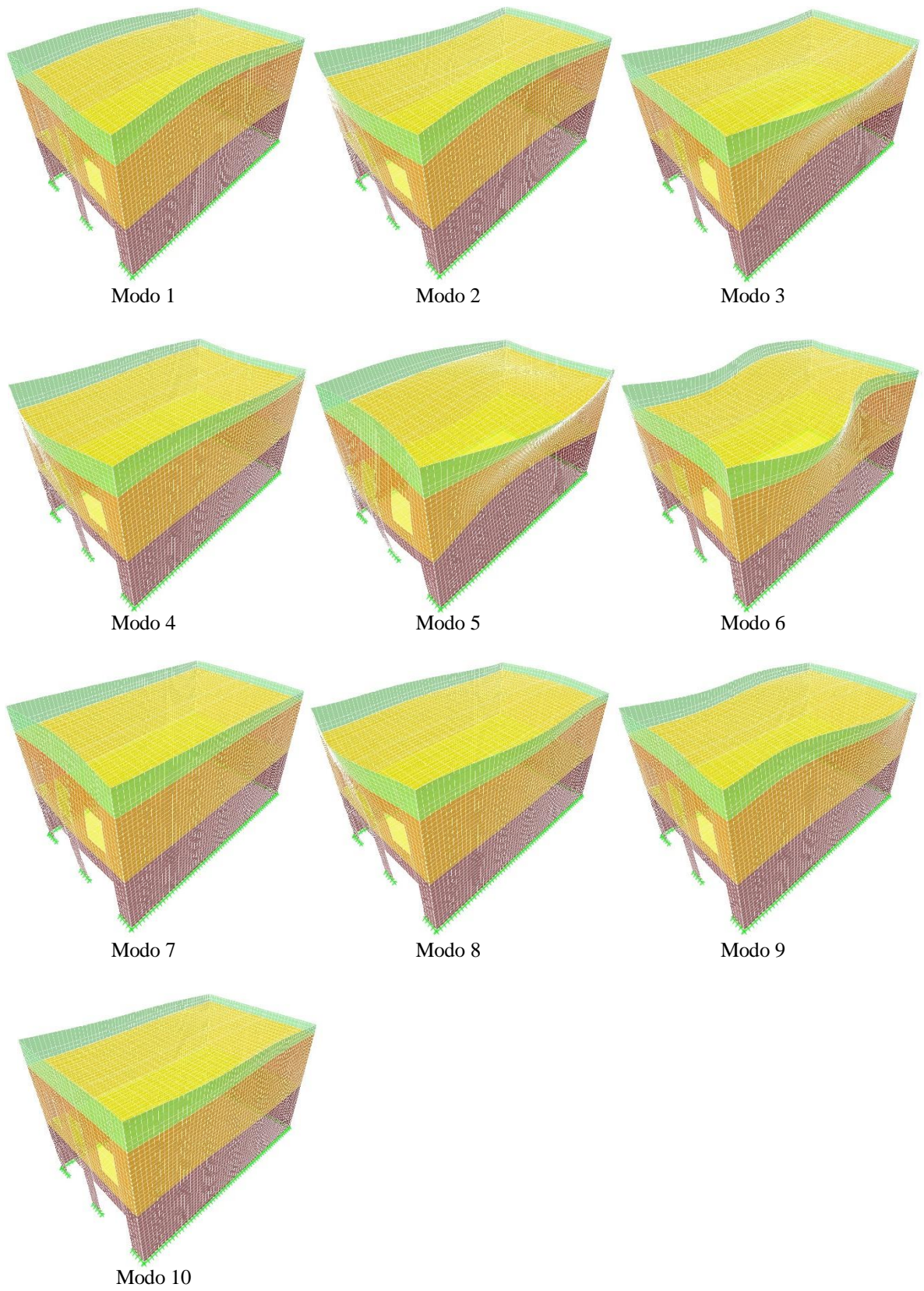


Figura 4. 7: Deformaciones modales del edificio en estudio.

La magnitud de los periodos del edificio reflejan lo flexible que es la estructura, ya que haciendo una equivalencia en los periodos de un edificio estructurado en muros de corte de hormigón armado, estos corresponderían aproximadamente a un edificio de 30 pisos de altura, por lo que, para el análisis del edificio en estudio se podrán esperar grandes desplazamientos.

4.2.2 Parámetro de Desempeño Estructural

Para evaluar el desempeño sísmico del edificio se midieron los desplazamientos relativos entre cada nodo y su punto de apoyo (nivel basal, diafragma del primer y segundo nivel según correspondiera) de cada uno de los muros del edificio tal como se muestra en la Figura 4.8. Además, se utilizó el criterio de desplazamiento lineal fuera del plano obtenido de la curva trilineal de Derakhshan, cuyos desplazamientos admisibles se presentan en la Tabla 4.7.

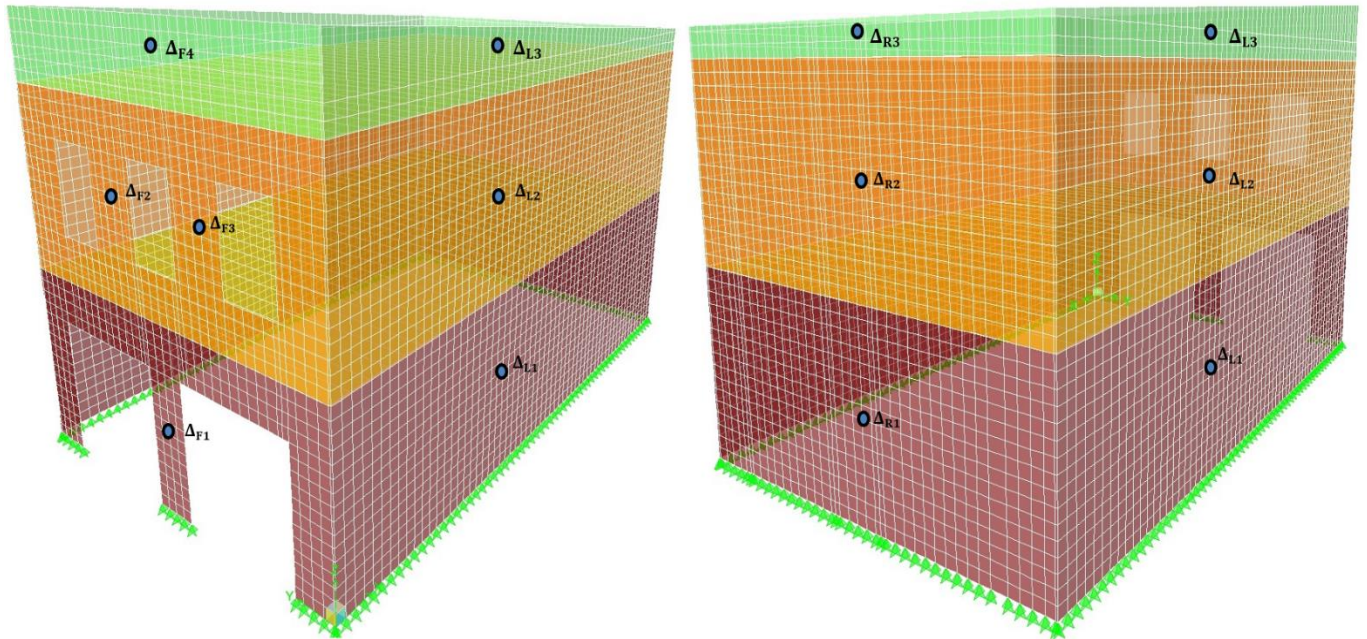


Figura 4. 8: Nodos de registros de desplazamiento relativo del edificio en estudio.

Tabla 4. 7: Desplazamiento relativo máximo a media altura de cada muro.

		Δ_1 [mm]	
Muro	Frontal	Δ_{F1}	3.2
		Δ_{F2}	6.0
		Δ_{F3}	6.0
		Δ_{F4}	11.0
	Trasero	Δ_{R1}	3.6
		Δ_{R2}	7.5
		Δ_{R3}	11.0
	Lateral	Δ_{L1}	3.5
		Δ_{L2}	7.0
		Δ_{L3}	11.0

El modelo propuesto por Derakhshan permite obtener el desplazamiento lateral del muro de albañilería no reforzada a partir del diagrama de cuerpo libre de un elemento cargado axialmente y en condición de simple apoyo, mientras que el parapeto es un elemento en voladizo y sin carga axial, por lo que para obtener dicho límite de desplazamiento se adoptara el criterio de estabilidad propuesto por Blaikie [27], el cual considera el espesor del muro como umbral de desplazamiento para parapetos de albañilería no reforzada.

De acuerdo a lo planteado por el Departamento de Obras Públicas y Vivienda de Nueva Zelanda, el edificio debe ser capaz de resistir a lo menos “un tercio” de un terremoto al que es sometido un edificio nuevo (NBS). Es por ello que a continuación se presentan las sollicitaciones de los siete terremotos de cada ciudad en términos de desplazamiento fuera del plano para el nodo Δ_{L1} , donde las rectas paralelas corresponden al desplazamiento máximo admisible obtenido de la Tabla 4.7.

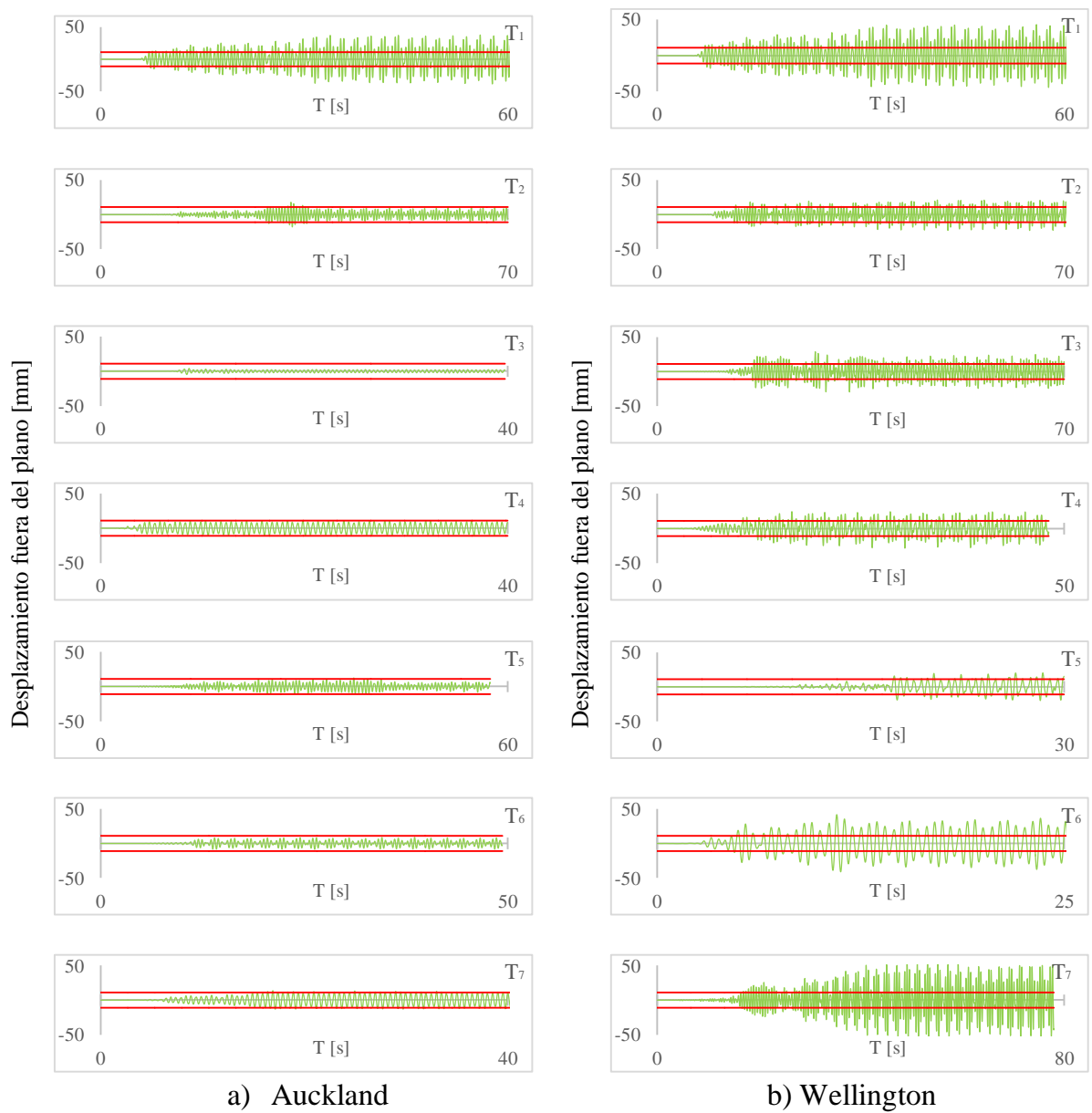


Figura 4. 9: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{L1} del edificio para 1/3 de NBS.

De la Figura 4.9 se observa que el umbral de desplazamiento lineal del muro de albañilería es levemente inferior con respecto a los peak de los terremotos de Auckland, mientras que en Wellington este umbral es sobrepasado con creces, por lo que el muro presentaría inestabilidad lateral produciendo el colapso de la estructura. Las curvas

tiempo versus desplazamiento de cada nodo de la Figura 4.8 evaluado en las ciudades de Auckland y Wellington se presentan en el Anexo C.

En la Figura 4.10 se presentan los peak de desplazamiento de cada nodo, el promedio de desplazamiento de los siete registros sísmicos y el umbral de estabilidad lateral del muro.

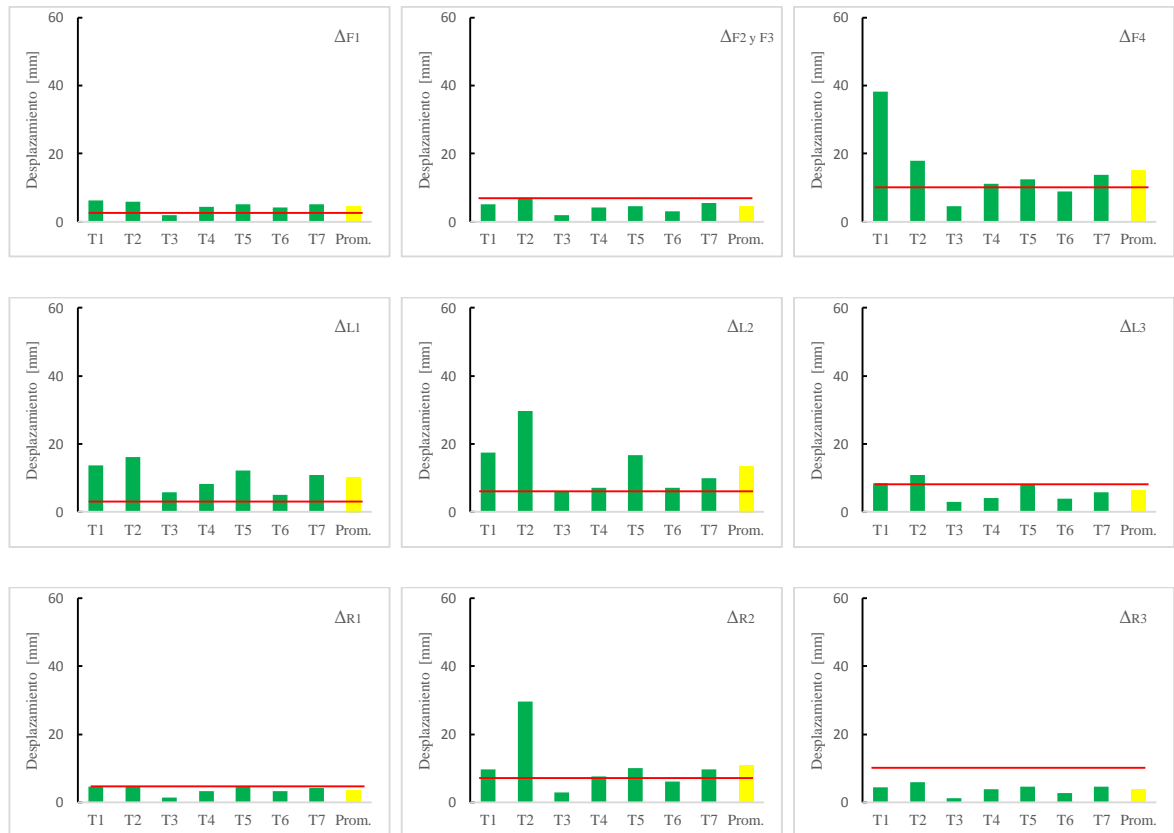


Figura 4. 10: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Auckland para 1/3 de NBS.

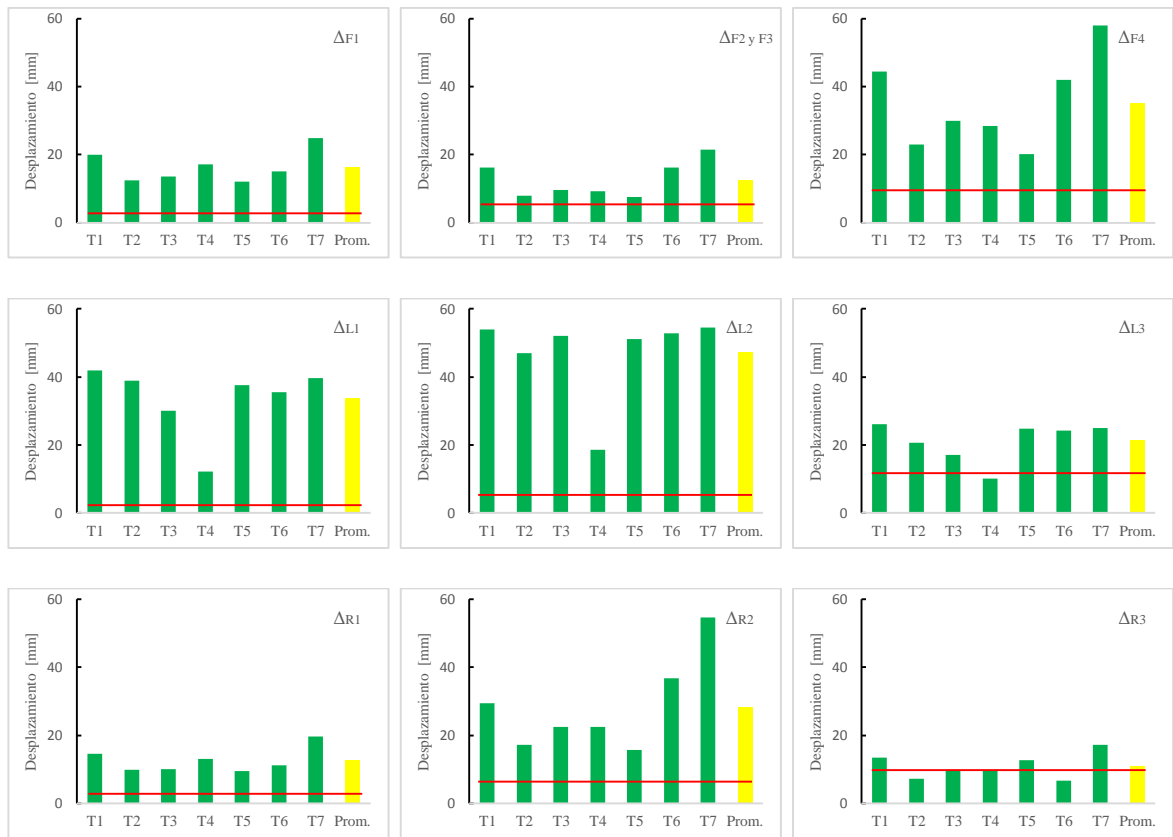


Figura 4. 11: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Wellington para 1/3 de NBS.

En la Figura 4.10 es posible apreciar que el umbral de desplazamiento de los muros del primer y segundo nivel de la parte trasera y delantera del edificio es levemente inferior al promedio de los peak de desplazamiento, mientras que en los muros laterales este umbral es ampliamente superado debido a la flexibilidad del diafragma en la dirección paralela a la viga. El único muro que cumple con el criterio de estabilidad lateral es el parapeto del nodo Δ_{R3} , esto se debe principalmente a la pequeña altura que este posee desde el cielo del segundo nivel.

En cuanto a la Figura 4.11, se observa que el desplazamiento de todos los nodos supera ampliamente el criterio de estabilidad, siendo casi 3 veces los desplazamientos del edificio ubicado en Auckland, lo cual se puede apreciar numéricamente en la Tabla 4.8.

Tabla 4. 8: Promedio de los máximos desplazamientos relativos de los muros del edificio para 1/3 NBS.

		Auckland	Wellington	Δ_1 [mm]	
Muro	Frontal	Δ_{F1}	4.7	16.4	3.2
		Δ_{F2}	4.5	12.7	6.0
		Δ_{F3}	4.5	12.7	6.0
		Δ_{F4}	15.3	35.1	11.0
	Trasero	Δ_{R1}	3.7	12.5	3.6
		Δ_{R2}	10.8	28.4	7.5
		Δ_{R3}	3.9	11.0	11.0
	Lateral	Δ_{L1}	10.3	33.7	3.5
		Δ_{L2}	13.5	47.2	7.0
Δ_{L3}		6.3	21.2	11.0	

De lo mostrado en la Tabla 4.8 y en la Figuras 4.10 y 4.11, se tiene que ninguno de los muros de albañilería del edificio ubicado en las localidades de Auckland y Wellington cumple con el umbral de desplazamiento lineal, lo que conllevaría al colapso local de los muros y global de la estructura. Este colapso se produciría principalmente por la gran altura entre piso que posee el edificio en sus dos niveles, lo que repercute en la esbeltez de los muros de albañilería y en el brazo palanca de la fuerza sísmica en cada nivel. A esto hay que sumar la mala estructuración del edificio, ya que éste no posee ningún contrafuerte en los muros perimetrales, dejando luces libres de 9000 y 15000 [mm] respectivamente. Al igual que en los muros de albañilería, el diafragma flexible de madera no posee ningún elemento estructural que redistribuya las cargas sísmicas laterales a los muros de albañilería que trabajan en su eje fuerte.

Otro de los factores que influyen en la estructura y que vale la pena mencionar es la poca rigidez que poseen los ladrillos neozelandeses, ya que según lo planteado en el ítem 2.1.3, el módulo de elasticidad de dichos ladrillos equivale a 1/3 del módulo de elasticidad

de un prisma de zonas como Chile, valor que se ve reflejado en lo flexible que son los periodos de la estructura.

Con respecto a la ubicación geográfica y el tipo de suelo, queda de manifiesto que este posee una gran relevancia en las sollicitaciones dinámicas de una estructura, es así como los desplazamiento fuera del plano de los muros de albañilería situados en la localidad de Wellington son aproximadamente 3 veces los desplazamientos de Auckland, valor que cobra sentido al comparar la razón entre los coeficiente de peligrosidad de ambas localidades.

Dada la necesidad de preservar este tipo de estructuras es que como solución de ingeniería se debe contemplar la incorporación de contrafuertes de hormigón armado o de acero cuyo espaciamiento y grado estructural proporcione la rigidez suficiente para cumplir con el límite de desplazamiento Δ_1 y que estos tengan la particularidad de no entrar en contacto con el diafragma, para así traspasar las cargas axiales directamente a la albañilería y mantener la rigidez actual. Es por ello que a continuación se presenta una propuesta de reestructuración del edificio la cual busca ser lo menos invasiva y costosa posible, es por ello que se proponen pilares de hormigón armado de calidad H30 y sección transversal de 400x400 [mm], los cuales irían conectados a los muros de albañilería mediante pernos de anclaje e irían espaciados cada 3000 [mm], para así cumplir con el criterio de área máxima por paño de albañilería. En cuanto al ancho de la sección transversal de los pilares, esta dimensión tiene relación al límite establecido por la separación entre vigas, tal como se aprecia en la Figura 4.12, ya que para dimensiones mayores el diafragma entraría en contacto con los pilares.

Con la finalidad de darle continuidad al muro central de la entrada del edificio en el segundo nivel, es que se debe cerrar la ventana y llevar el pilar hasta la parte superior del parapeto, tal como se muestra en la vista general de la Figura 4.13.

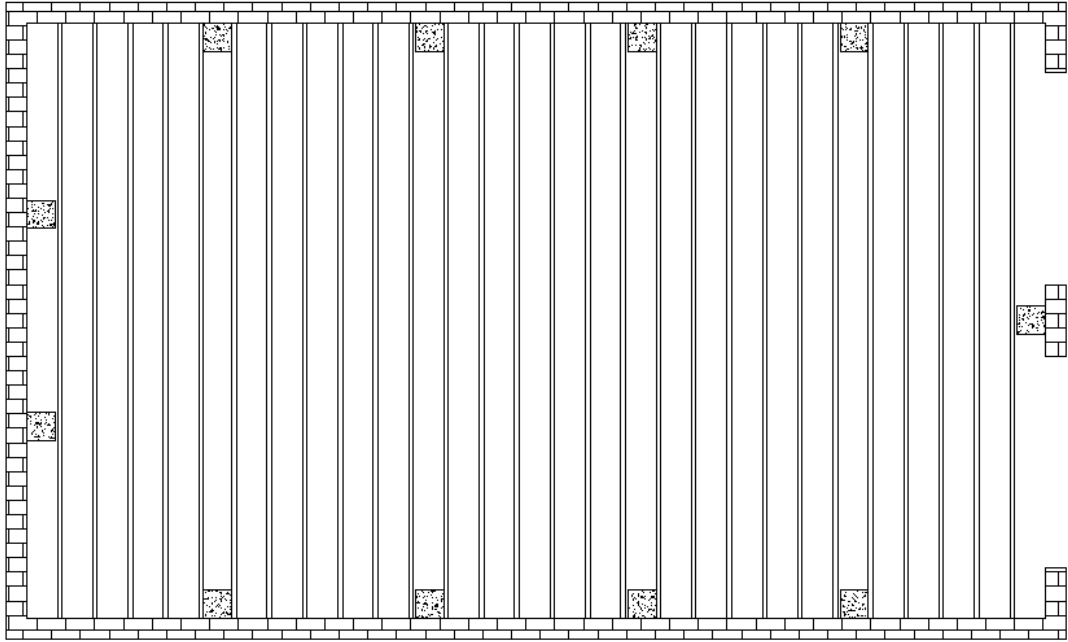


Figura 4. 12: Planta del edificio reestructurado.

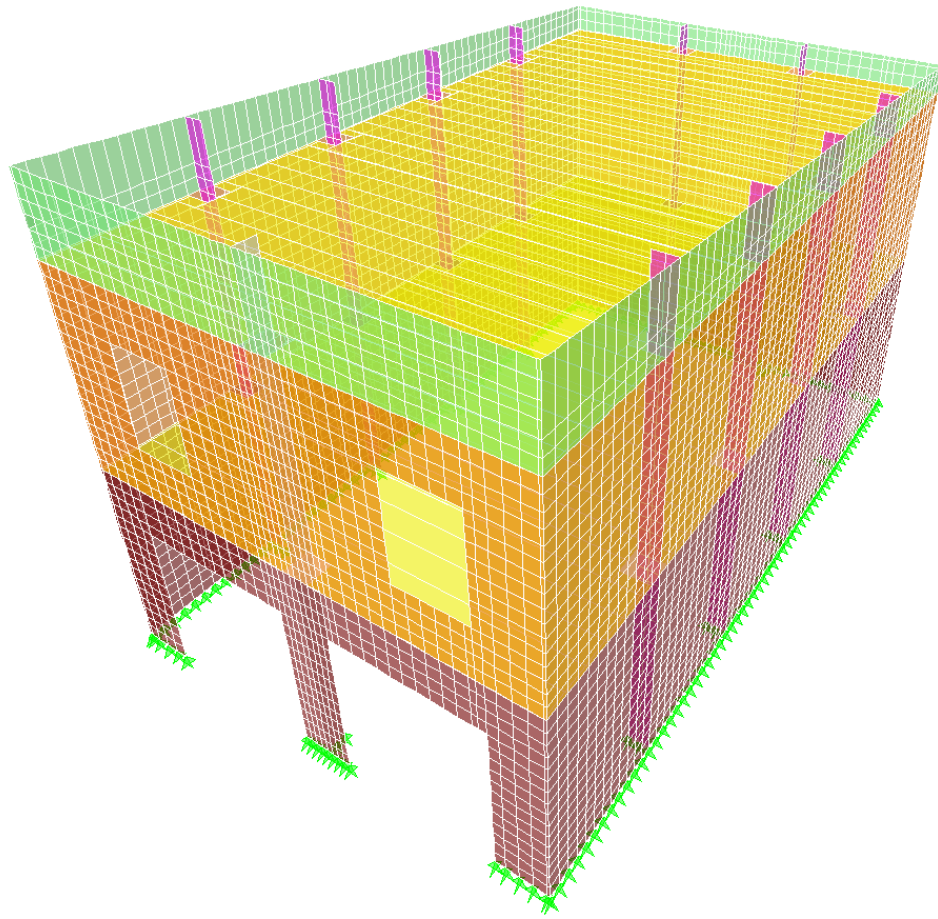


Figura 4. 13: Vista isometrica del edificio reestructurado.

En cuanto al factor de reducción de inercia de los muros, este parámetro no sufrió cambio alguno, debido a que los pilares no tuvieron contacto con el diafragma, salvo los muros del eje 1 debido al cierre de la ventana central, lo cual aporó más carga axial al muro A.1.2.

A partir de la reestructuración del edificio y de los parámetros estructurales ya mencionados, se obtuvieron los periodos de los modos con mayor masa traslacional en cada dirección, los cuales se presentan en la Tabla 4.9, donde es posible apreciar la disminución de los periodos naturales debido a la rigidización del edificio por la incorporación de los pilares de hormigón armado.

Tabla 4. 9: Participación modal de edificio reestructurado.

Modo	Periodo [s]	Participación Modal
1	0.572	46 [%]
2	0.518	2 [%]
3	0.451	22 [%]
4	0.388	2 [%]
5	0.359	2 [%]
6	0.357	2 [%]
7	0.355	0 [%]
8	0.327	0 [%]
9	0.325	1 [%]
10	0.278	2 [%]

Con el fin de establecer una comparación del registro de desplazamiento del nodo Δ_{L1} del edificio de albañilería, es que en la Figura 4.14 se presenta el registro sísmico del mismo nodo para el edificio reestructurado.

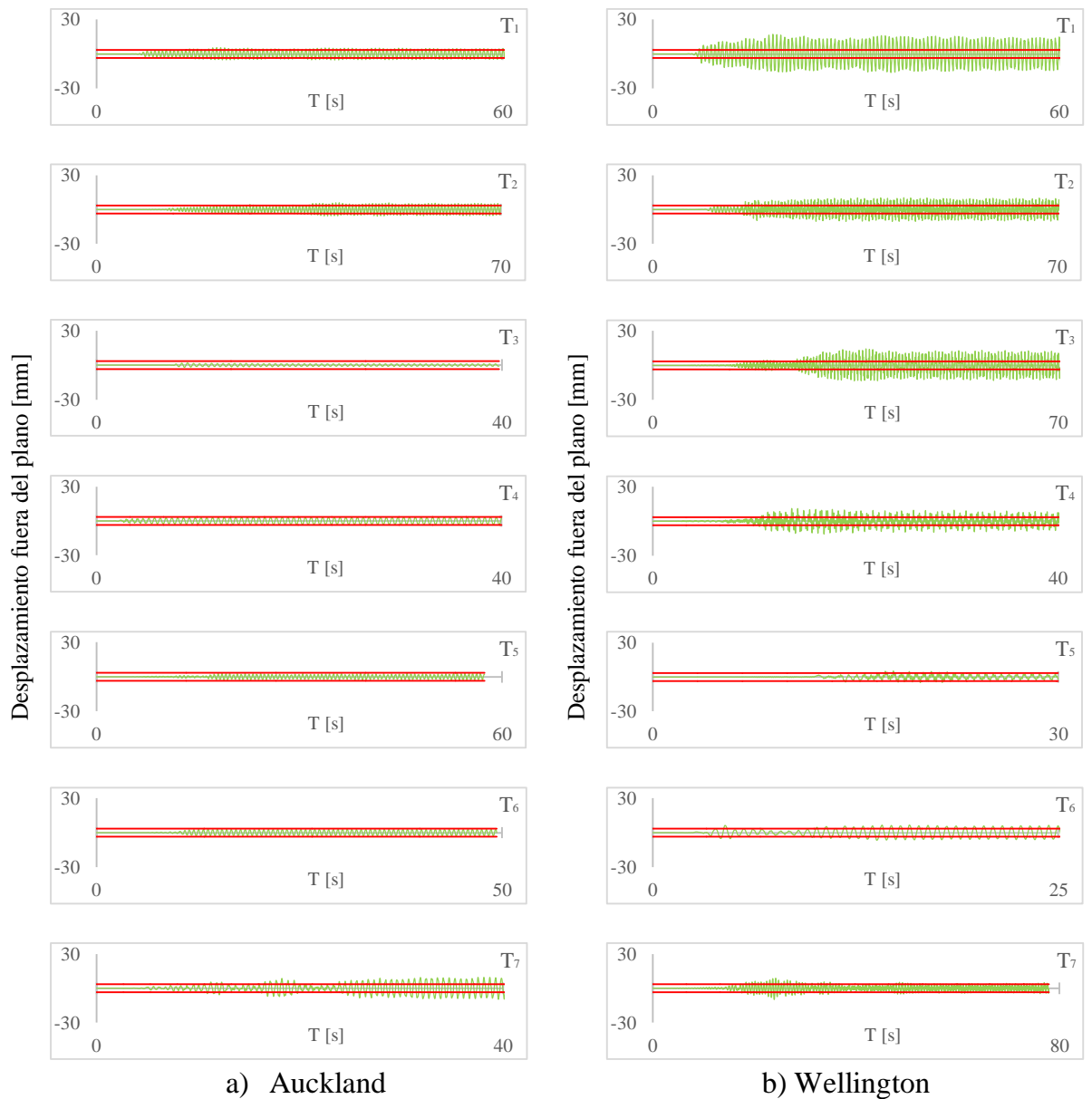


Figura 4. 14: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{L1} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

En la Figura 4.14 es posible apreciar que la incorporación de los pilares de hormigón armado disminuyó considerablemente los desplazamientos del nodo Δ_{L1} , a tal punto que el nodo del edificio ubicado en Auckland cumple con el umbral de desplazamiento lineal en casi todos los terremotos, mientras que en Wellington este parámetro verifica únicamente para el terremoto de Arcelik en Turquía (T5). Las curvas tiempo versus

desplazamiento de cada uno de los nodos evaluados del edificio reestructurado se presentan en el Anexo C.

En la Figura 4.15 y 4.16 se muestran los peak de desplazamiento de los siete terremotos de cada localidad, el promedio de desplazamiento y el umbral de estabilidad lateral del muro del edificio reestructurado.

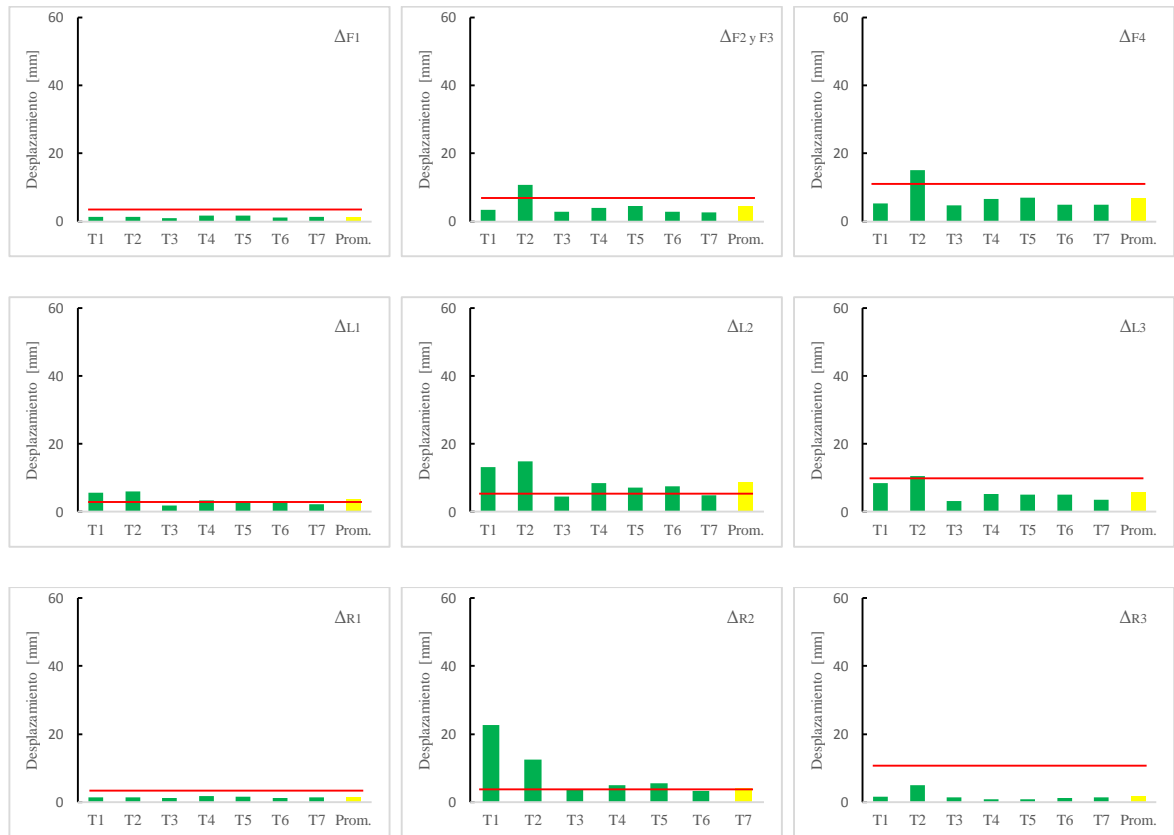


Figura 4. 15: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Auckland para 1/3 de NBS.

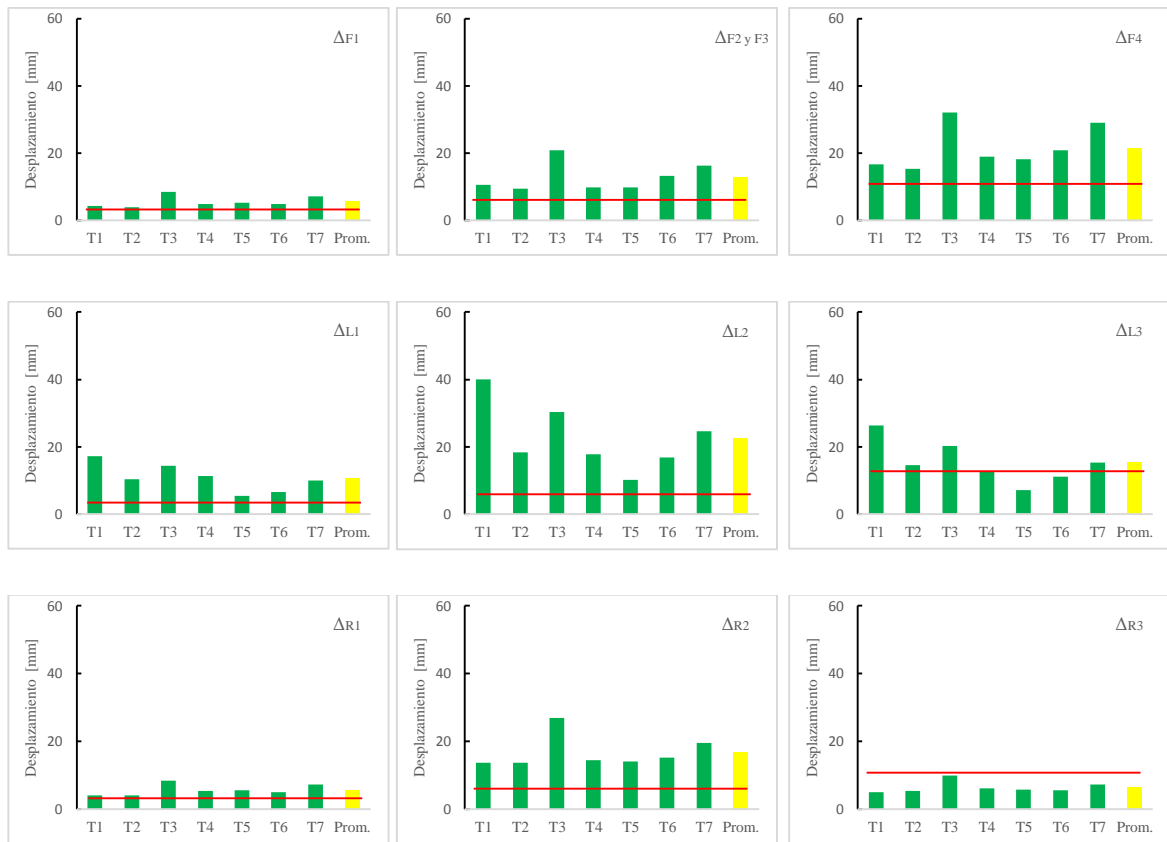


Figura 4. 16: Desplazamiento relativo de los muros del edificio ubicado en Wellington para 1/3 de NBS.

En la Figura 4.15 es posible apreciar una gran mejora en el desempeño estructural del edificio en términos de desplazamiento en la localidad de Auckland, donde todos los muros cumplen con el umbral de desplazamiento, salvo el muro del nodo Δ_{L2} el cual supera levemente este límite. Mientras que en la Figura 4.16 se observa que sólo el parapeto trasero del edificio evaluado en Wellington cumple con el criterio de estabilidad.

A partir de lo visto en los resultados del edificio reestructurado, se concluye que para que el edificio ubicado en Auckland cumpla con el requisito propuesto por el Departamento de Obras Publicas de Nueva Zelanda y el criterio de estabilidad lateral de muros de albañilería se deben adoptar las modificaciones del edificio reestructurado con la sugerencia de que en la dirección larga del edificio, los muros de hormigón armado

estén espaciados a 2000 [mm], para que así todos los muros verifiquen. En cuanto al edificio ubicado en Wellington, se observó que los desplazamientos de los muros superaban ampliamente el valor admisible, por lo que se recomienda demoler el edificio en su totalidad.

5. CONCLUSIONES

Esta investigación ha presentado los resultados de la modelación y evaluación de un edificio estructurado en albañilería no reforzada con diafragma flexible de madera mediante la modelación en elementos finitos y un análisis tiempo-historia a través del software estructural SAP 2000. Para ello se recopiló una serie de estudios e investigaciones experimentales que han caracterizado mecánicamente el comportamiento a flexión y compresión de la albañilería no reforzada mediante expresiones de elasticidad y criterios de evaluación de muros basados en ensayos de compresión axial de prismas de albañilería y ensayos de flexión fuera del plano. De igual forma se abordó el comportamiento flexible del diafragma de madera, siendo éste caracterizado mediante la metodología de modelación propuesta por Wilson [16-17], la cual se basa en ensayos de flexión de pisos de madera de tamaño mediano y real. Dicha caracterización individual de los elementos estructurales fueron de utilidad para la modelación en elementos finitos de una estructura ya existente cuya geometría, dimensiones y métodos constructivos es típica en Nueva Zelanda. Dicho modelo fue utilizado para evaluar el desempeño estructural mediante criterios de estabilidad lateral de muros de albañilería no reforzada a partir de un análisis tiempo-historia que contempló registros sísmicos asociados a las localidades de Auckland y Wellington en Nueva Zelanda.

5.1 Conclusiones Generales

El comportamiento mecánico en el plano de un muro de albañilería no reforzada puede ser representado a partir de la expresión propuesta por Lumantarma, mientras que el comportamiento fuera del plano puede ser representado por la recta lineal de la curva trilineal fuerza versus desplazamiento propuesta por Derakhshan, considerando como falla el umbral de desplazamiento lineal Δ_1 .

El comportamiento fuera del plano de un muro de albañilería no reforzado puede ser modelado mediante elementos shell lineales con la incorporación del factor de reducción de la inercia para diferentes estados de carga mediante una densidad de malla de elementos finitos de 250x250 [mm].

El comportamiento en el plano de diafragmas de madera puede ser representado a partir del modelo de elementos finitos implementado por Wilson, ya que las validaciones indican que el modelo se ajusta en su totalidad al comportamiento de un diafragma real. En esta tesis implementó una metodología de modelación mediante un modelo de placa que se ajusta al comportamiento del modelo de Wilson, para lo cual se generó una parametrización que sirve para la obtención de módulos de elasticidad de cualquier configuración de diafragma.

Los resultados de la modelación de un edificio existente estructurado en base a albañilería no reforzada con diafragma flexible de madera indicaron que los muros colapsarían debido a los grandes desplazamientos fuera del plano, lo que se debe principalmente a la gran altura entre piso que posee el edificio en sus dos niveles, lo que repercute en la esbeltez de los muros de albañilería y en el brazo palanca de la fuerza sísmica en cada nivel. A esto hay que sumar la mala estructuración del edificio, al no poseer ningún contrafuerte en los muros perimetrales dejando luces libres de 9000 y 15000 [mm]. Al igual que en los muros, el diafragma no contiene ningún elemento estructural que permita redistribuir las cargas sísmicas a los muros que se encuentra trabajando en su eje fuerte.

Dada la necesidad de preservar este tipo de estructuras es que se propuso una reestructuración del edificio, la cual consistió en la incorporación de contrafuertes de hormigón armado de grado H30 espaciados cada 3000 [mm], donde se apreció que para el edificio ubicado en Auckland todos los muros cumplían con el umbral lineal de desplazamiento, salvo el nodo lateral del segundo nivel, por tanto, para que el edificio verifique en su totalidad, se debe disminuir el espaciamiento de los pilares ubicados en la dirección larga a 2000 [mm]. En cuanto a la evaluación del edificio ubicado en

Wellington, se observó que los desplazamientos de los muros superaban ampliamente el valor admisible, por lo que se recomienda demoler en su totalidad la edificación.

BIBLIOGRAFIA

- [1] **ASTM C 67 (1998a)**. “Sampling and testing brick and structural clay tile”.

- [2] **NCh 169 (2001)**. “Construcción – Ladrillos cerámicos – Clasificación y Requisitos”.

- [3] **ICH (2010)**. “Manual del albañil de ladrillos cerámicos”.

- [4] **ASTM C 1314 (2014)**. “Standard test method for compressive strength of masonry prisms”.

- [5] **NCh 2123 (2003)**. “Albañilería confinada- Requisitos para el diseño y cálculo”.

- [6] **Eurocódigo 6 (1996)**. “Diseño de estructuras de albañilería”.

- [7] **NCh 1928 (2003)**. “Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo”.

- [8] **FEMA 356 (2010)**. “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”.

- [9] **OPCM (2005)**. “Masonry Section of Annexe 2: Buildings of Ordinance PCM 3274 & Modifications OPCM 3431”. Department of Civil Protection, Rome, Italy.

- [10] **Lumantarma, R. (2012)**. “Material characterizations of New Zealand’s clay brick unreinforced masonry buildings”. University of Auckland, Auckland, New Zealand.

- [11] **Marulanda, F. (2012).** “Modelación con elementos finitos de muros de mampostería estructural ortogonales”. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.
- [12] **Restrepo, J. (2006).** “Estudio del comportamiento de elementos de borde en la mampostería estructural con ladrillos de alta resistencia”. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.
- [13] **CSI, SAP2000 v14.1.** “Integrated finite element analysis and design of structures, 2011”. Computers and Structures Inc.: Berkeley.
- [14] **Derakhshan, H. (2011).** “Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls”. University of Auckland, Auckland.
- [15] **Casiopea PUCV (2014).** “Conjunto Población Obrera La unión”.
- [16] **Wilson, A. (2012).** “Seismic assessment of timber floor diaphragms in unreinforced masonry buildings”. University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- [17] **Wilson, A.; Quenneville, P.; Ingham, J. (2012).** “In-Plane orthotropic behavior of timber floor diaphragms in unreinforced masonry buildings”. University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- [18] **ASCE. (2007).** “Seismic rehabilitation of existing Buildings”, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Va.
- [19] **Kim, S; White, D (2004).** “Linear static analysis of low rise buildings with flexible diaphragms using the structural separation method”.

- [20] **NCh 433 Oficial 1996 Modificada 2009.** “Diseño sísmico de edificios”.
- [21] **NCh 1198 Oficial 2006.** “Madera – Construcción en madera - Cálculo”.
- [22] **Maderas nativas M&M 2015.** “Listado de precios pino oregón 2015”.
- [23] **Stirling, M.; McVerry, G.; and Barryman, K. (2002).** “A new seismic hazard model for New Zealand”. Bulletin of the Seismological Society of America, 92(5), 1878-1903.
- [24] **NZS 1170.5.** “Structural design actions”. Earthquake actions. 2004 ed. officials standard, ed. S.N.Z. (SNZ). 2004, Wellington, New Zealand: Standards New Zealand (SNZ).
- [25] **Oyarzo, C. (2012),** “Damage identification of unreinforced masonry structures based on vibration response”. University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- [26] **Russell, A., and Ingham, J. (2010).** “Prevalence of New Zealand’s unreinforced masonry buildings.” Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering, 43(3), 182-201.
- [27] **Blaikie, E. (2002).** “Methodology for assessing the seismic performance of unreinforced masonry single storey walls, parapets and free standing walls.”, Technical report, Opus International Consultants.

ANEXO A

Tabla A. 1: Fuerza aplicada en las tablas de piso del diafragma.

R = 1.5 y R = 2					
Tabla	Fuerza [kN]	Tabla	Fuerza [kN]	Tabla	Fuerza [kN]
TP1	0.016	TP25	0.406	TP49	0.398
TP2	0.040	TP26	0.414	TP50	0.389
TP3	0.064	TP27	0.421	TP51	0.379
TP4	0.087	TP28	0.427	TP52	0.369
TP5	0.109	TP29	0.433	TP53	0.358
TP6	0.130	TP30	0.437	TP54	0.346
TP7	0.151	TP31	0.442	TP55	0.334
TP8	0.171	TP32	0.445	TP56	0.320
TP9	0.190	TP33	0.448	TP57	0.307
TP10	0.209	TP34	0.450	TP58	0.292
TP11	0.227	TP35	0.451	TP59	0.277
TP12	0.244	TP36	0.452	TP60	0.261
TP13	0.261	TP37	0.452	TP61	0.244
TP14	0.277	TP38	0.451	TP62	0.227
TP15	0.292	TP39	0.450	TP63	0.209
TP16	0.307	TP40	0.448	TP64	0.190
TP17	0.320	TP41	0.445	TP65	0.171
TP18	0.334	TP42	0.442	TP66	0.151
TP19	0.346	TP43	0.437	TP67	0.130
TP20	0.358	TP44	0.433	TP68	0.109
TP21	0.369	TP45	0.427	TP69	0.087
TP22	0.379	TP46	0.421	TP70	0.064
TP23	0.389	TP47	0.414	TP71	0.040
TP24	0.398	TP48	0.406	TP72	0.016

Tabla A. 2: Fuerza aplicada en las vigas del diafragma.

R = 1.5				R = 2			
Sv = 50		Sv = 100		Sv = 50		Sv = 100	
Viga	Fuerza [kN]	Viga	Fuerza [kN]	Viga	Fuerza [kN]	Viga	Fuerza [kN]
V1	0.050	V1	0.194	V1	0.028	V1	0.110
V2	0.379	V2	1.420	V2	0.217	V2	0.826
V3	0.715	V3	2.496	V3	0.415	V3	1.507
V4	1.007	V4	3.213	V4	0.595	V4	2.036
V5	1.253	V5	3.572	V5	0.756	V5	2.415
V6	1.455	V6	3.572	V6	0.898	V6	2.642
V7	1.612	V7	3.213	V7	1.021	V7	2.717
V8	1.724	V8	2.496	V8	1.125	V8	2.642
V9	1.791	V9	1.420	V9	1.210	V9	2.415
V10	1.814	V10	0.194	V10	1.276	V10	2.036
V11	1.791			V11	1.323	V11	1.507
V12	1.724			V12	1.352	V12	0.826
V13	1.612			V13	1.361	V13	0.110
V14	1.455			V14	1.352		
V15	1.253			V15	1.323		
V16	1.007			V16	1.276		
V17	0.715			V17	1.210		
V18	0.379			V18	1.125		
V19	0.050			V19	1.021		
				V20	0.898		
				V21	0.756		
				V22	0.595		
				V23	0.415		
				V24	0.217		
				V25	0.028		

ANEXO B

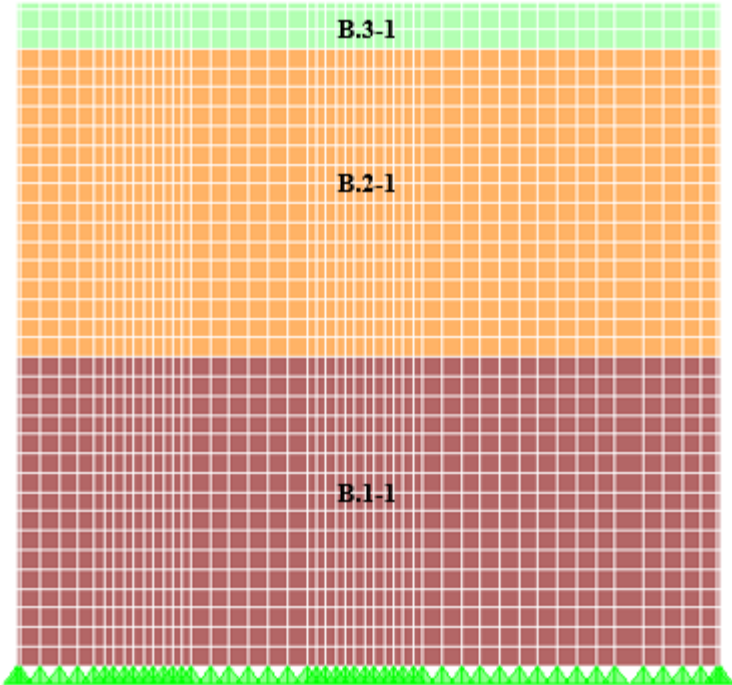


Figura B. 1: Numeración de muro del eje B.

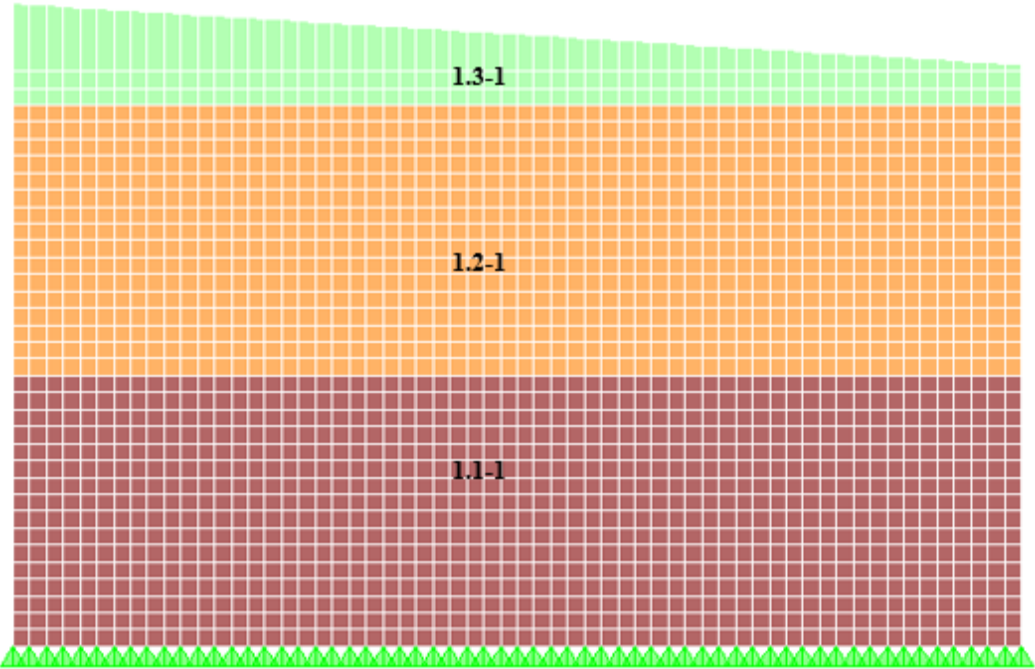


Figura B. 2: Numeración de muro del eje 1.

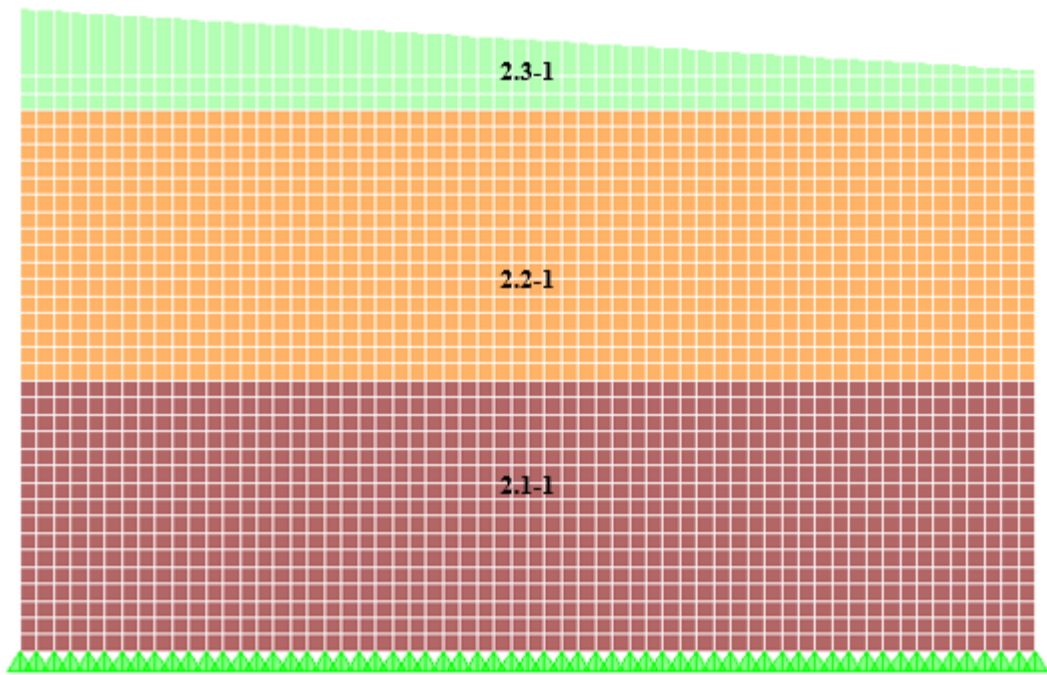


Figura B. 3: Numeración del muro del eje 2.

ANEXO C

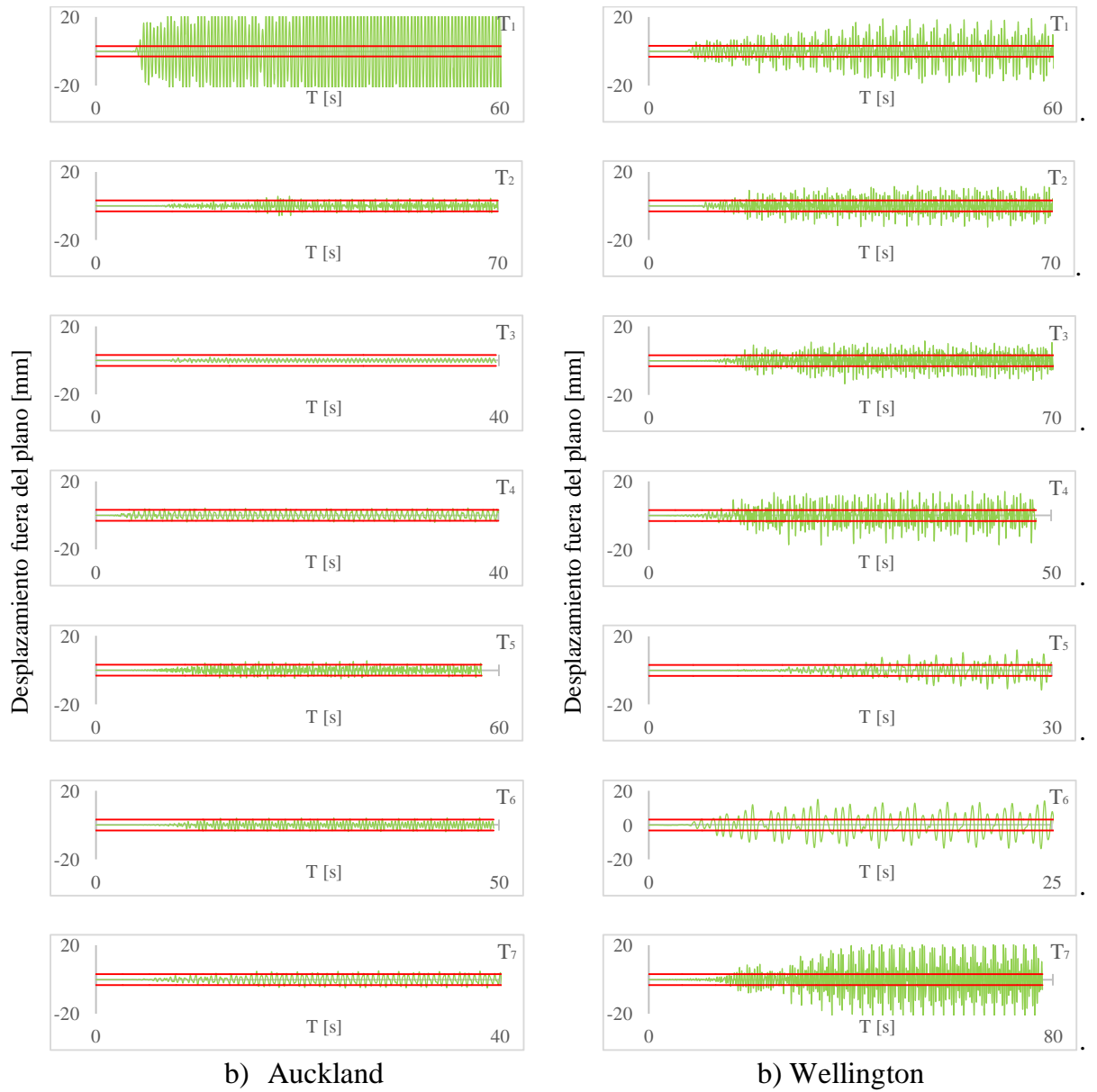


Figura C. 1: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{F1} del edificio para 1/3 de NBS.

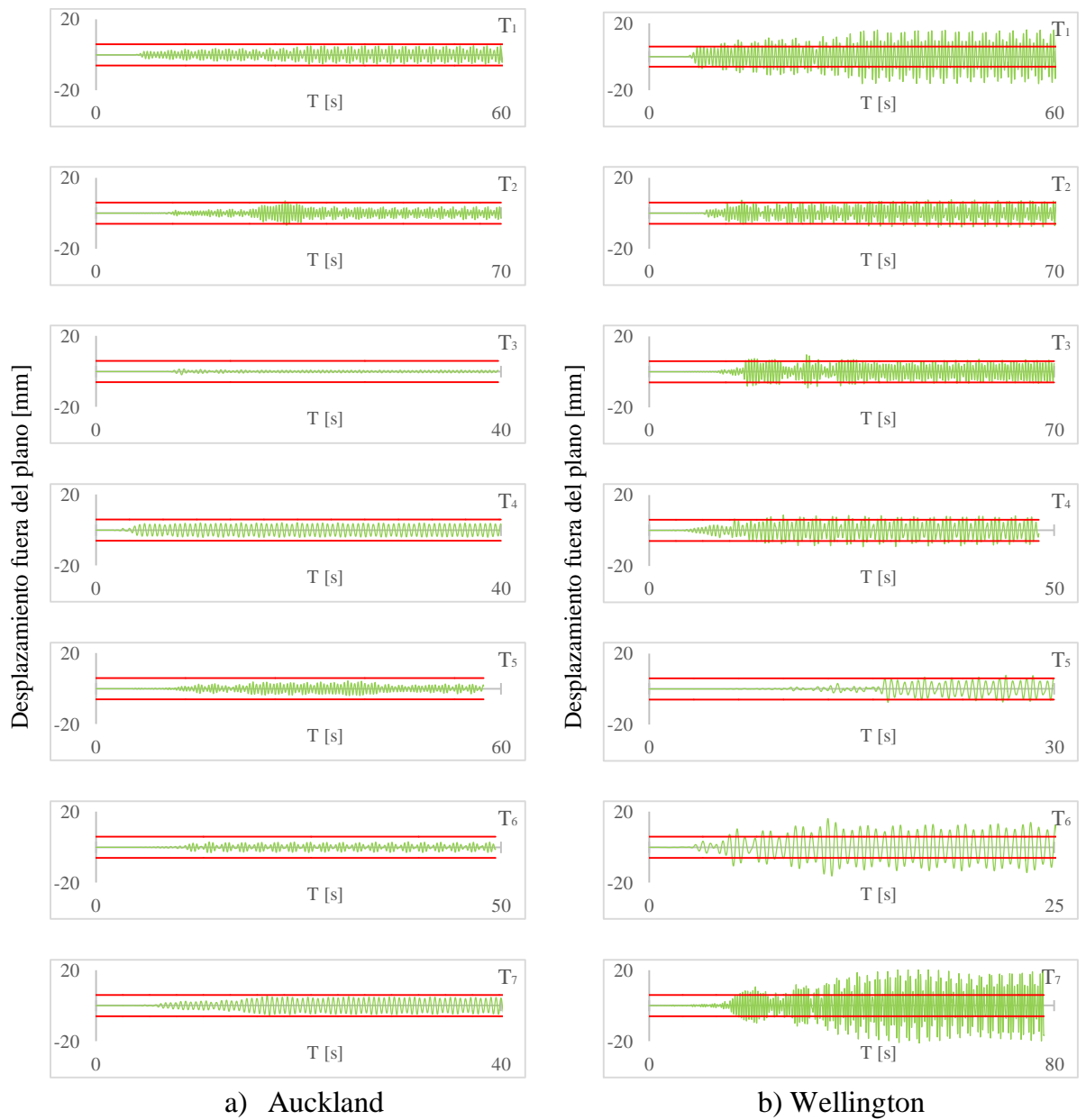


Figura C. 2: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo de los nodos Δ_{F2} y Δ_{F3} del edificio para 1/3 de NBS.

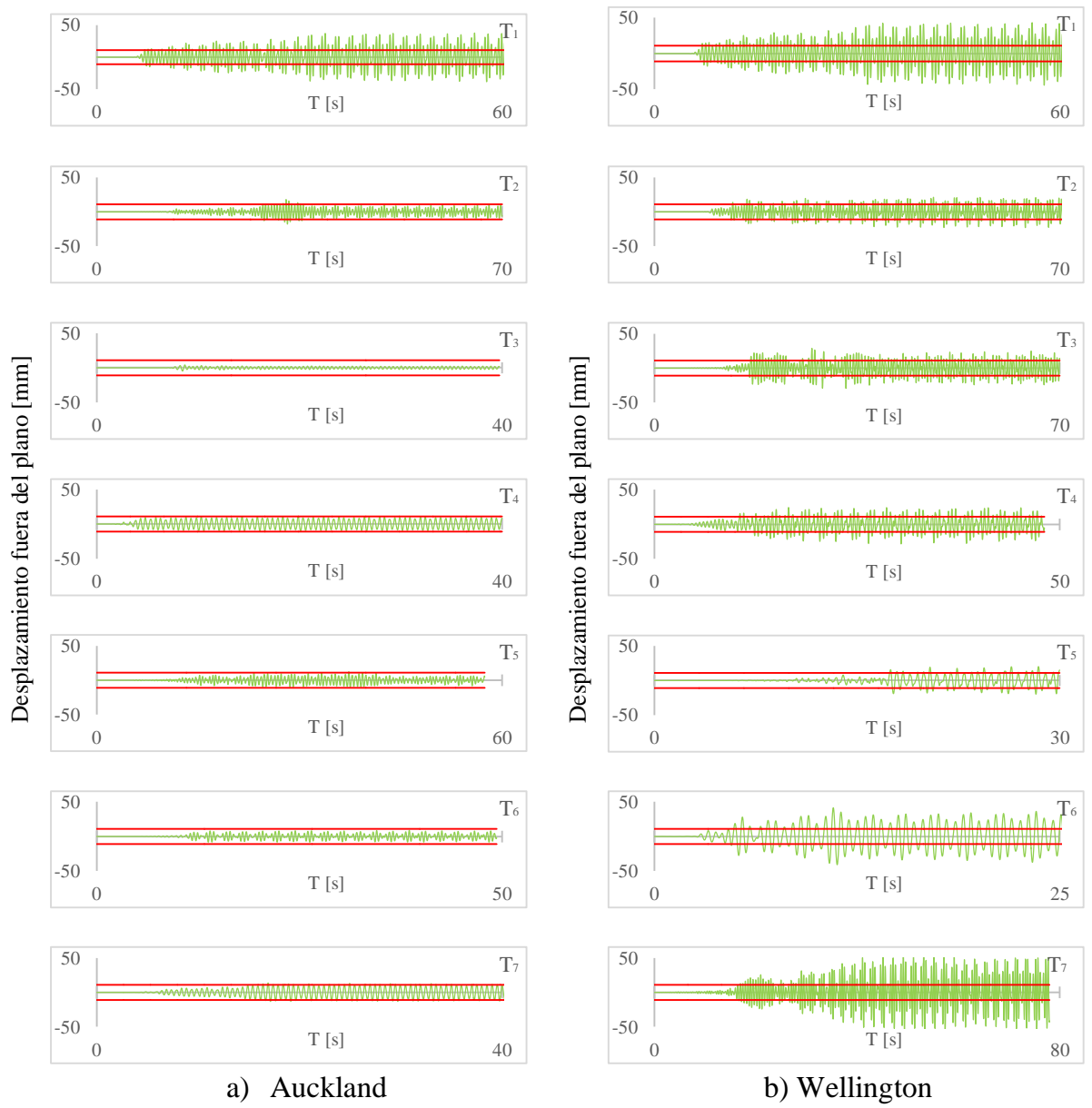


Figura C. 3: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{F4} del edificio para 1/3 de NBS.

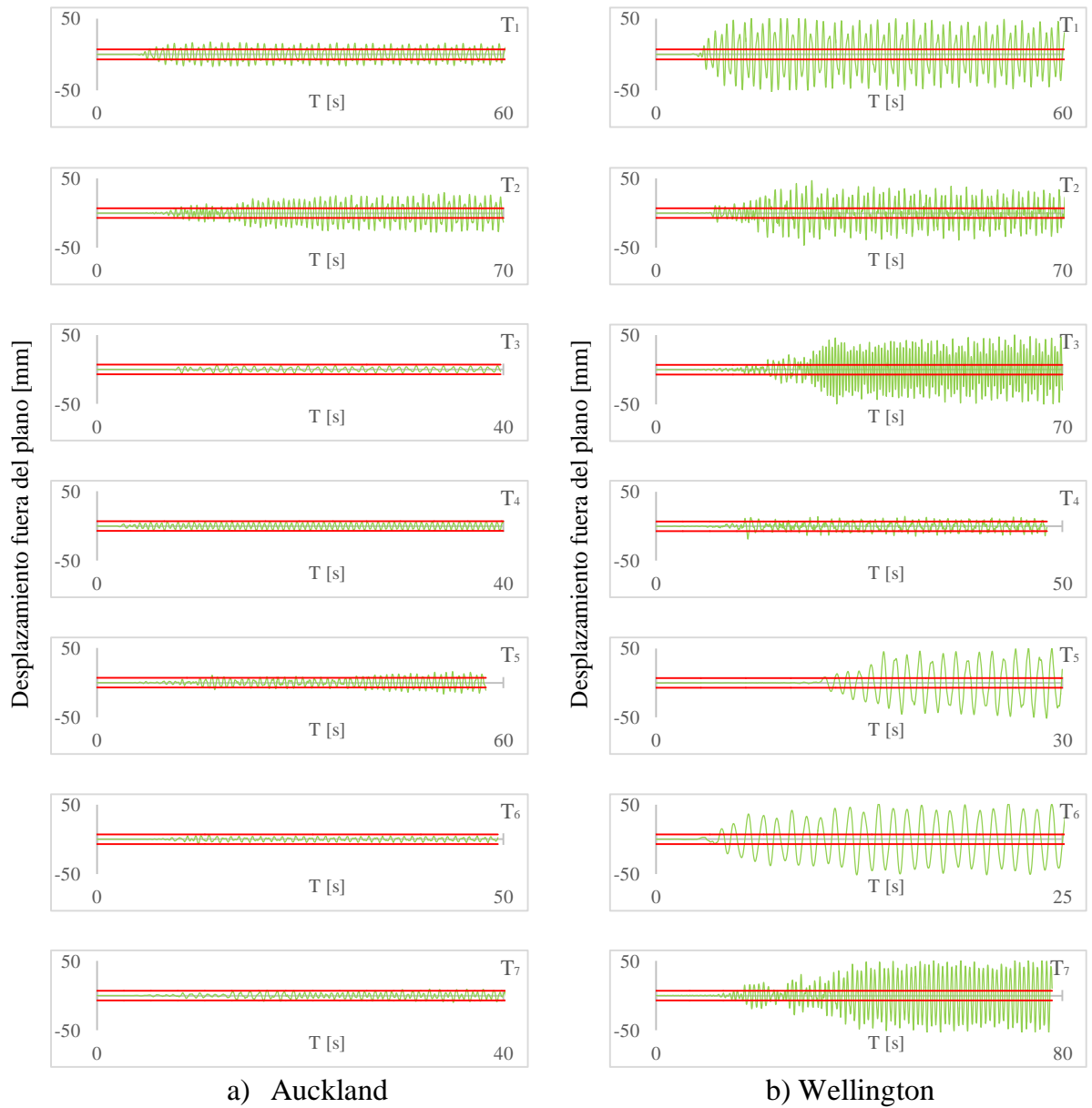


Figura C. 4: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{L2} del edificio para 1/3 de NBS.

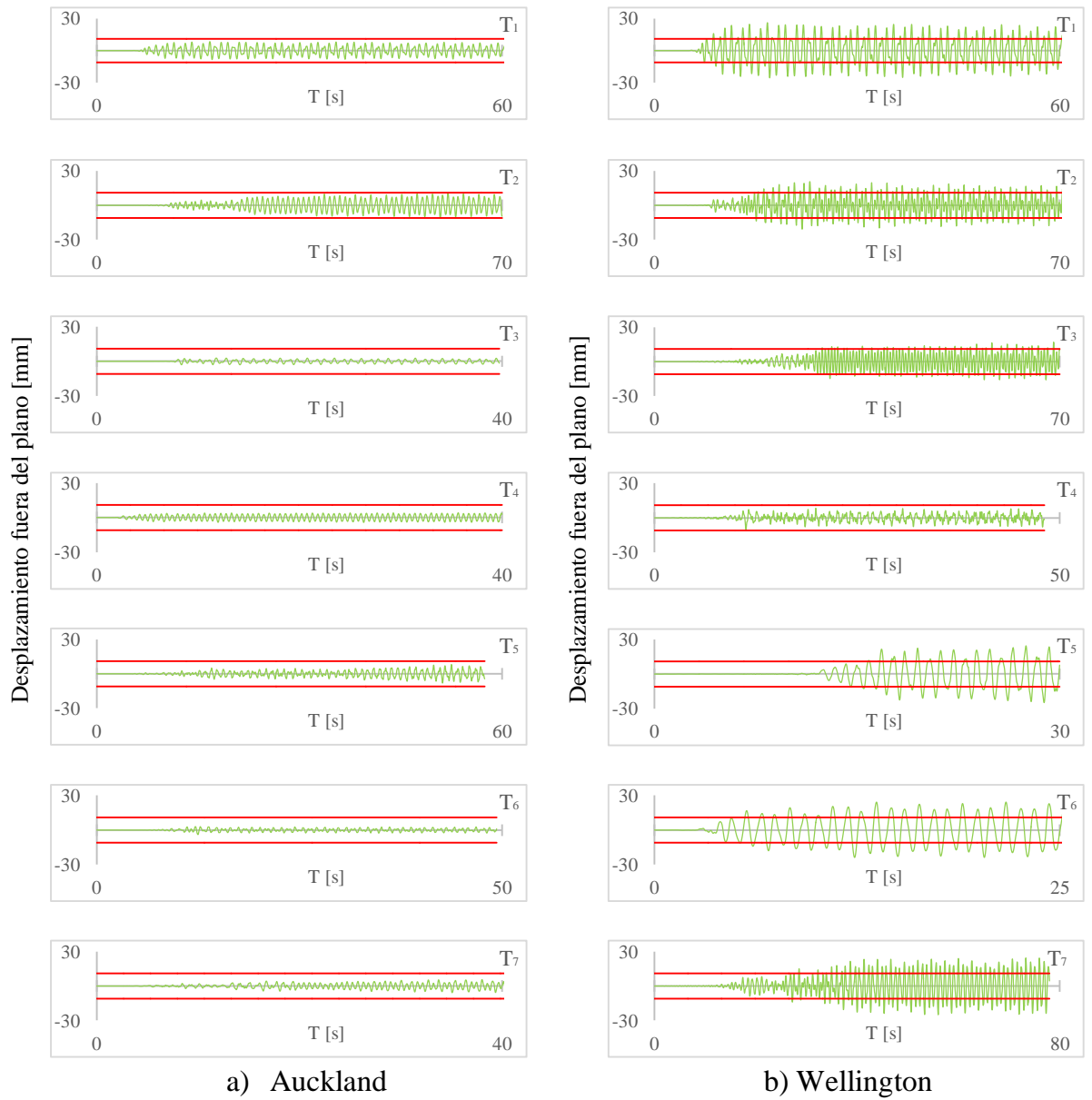


Figura C. 5: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{L3} del edificio para 1/3 de NBS.

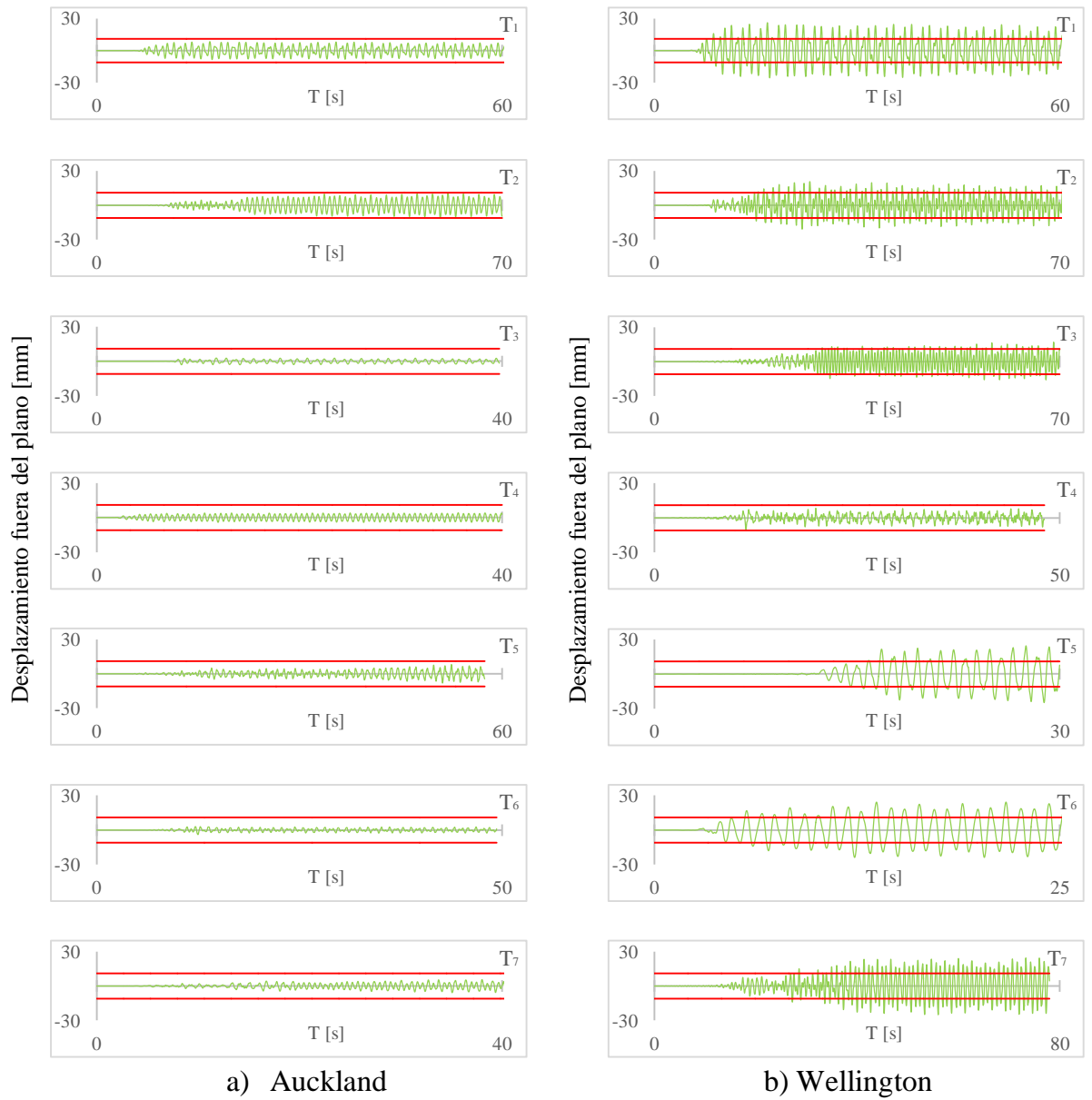


Figura C. 6: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{R1} del edificio para 1/3 de NBS.

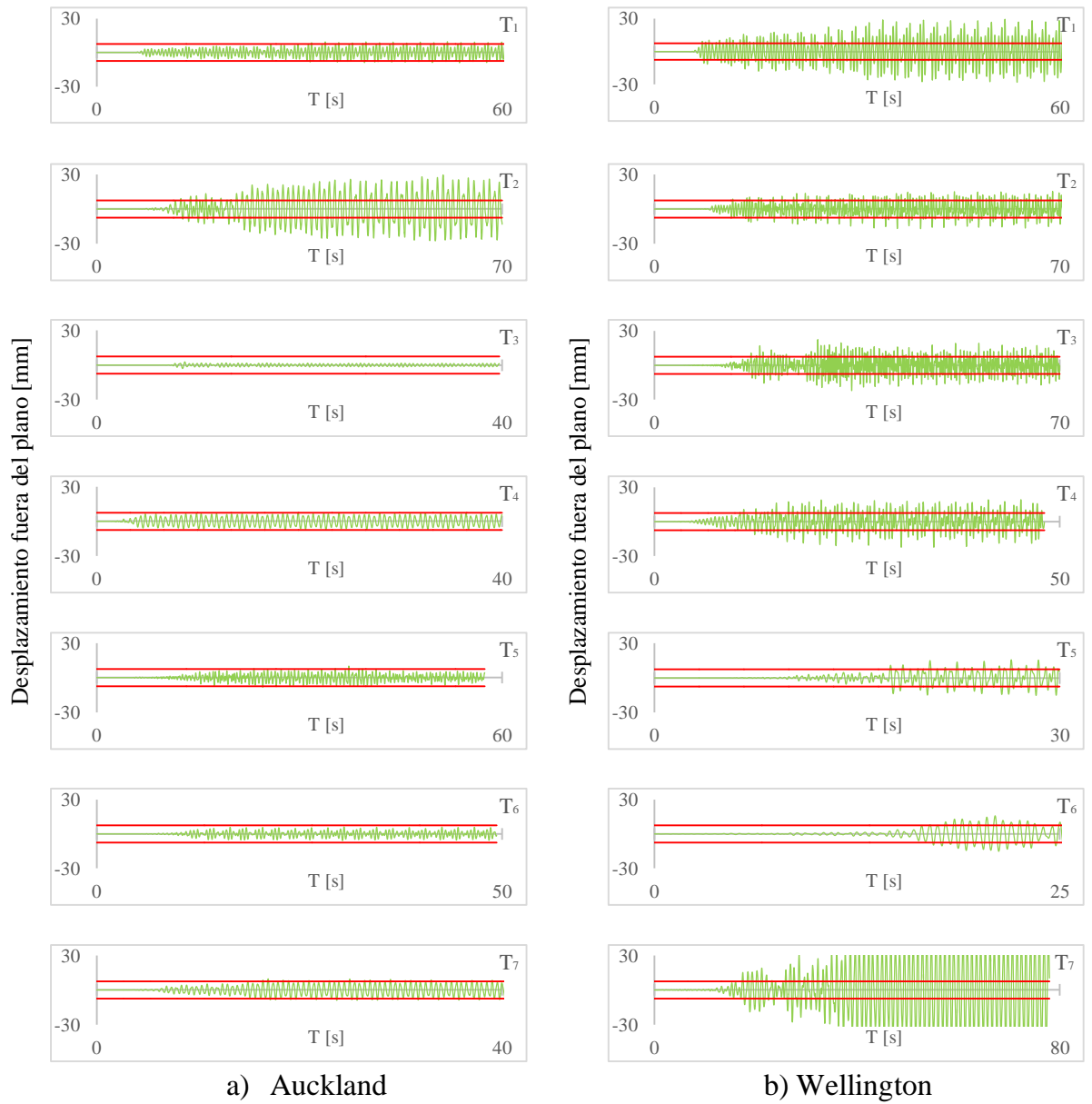


Figura C. 7: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{R2} del edificio para 1/3 de NBS.

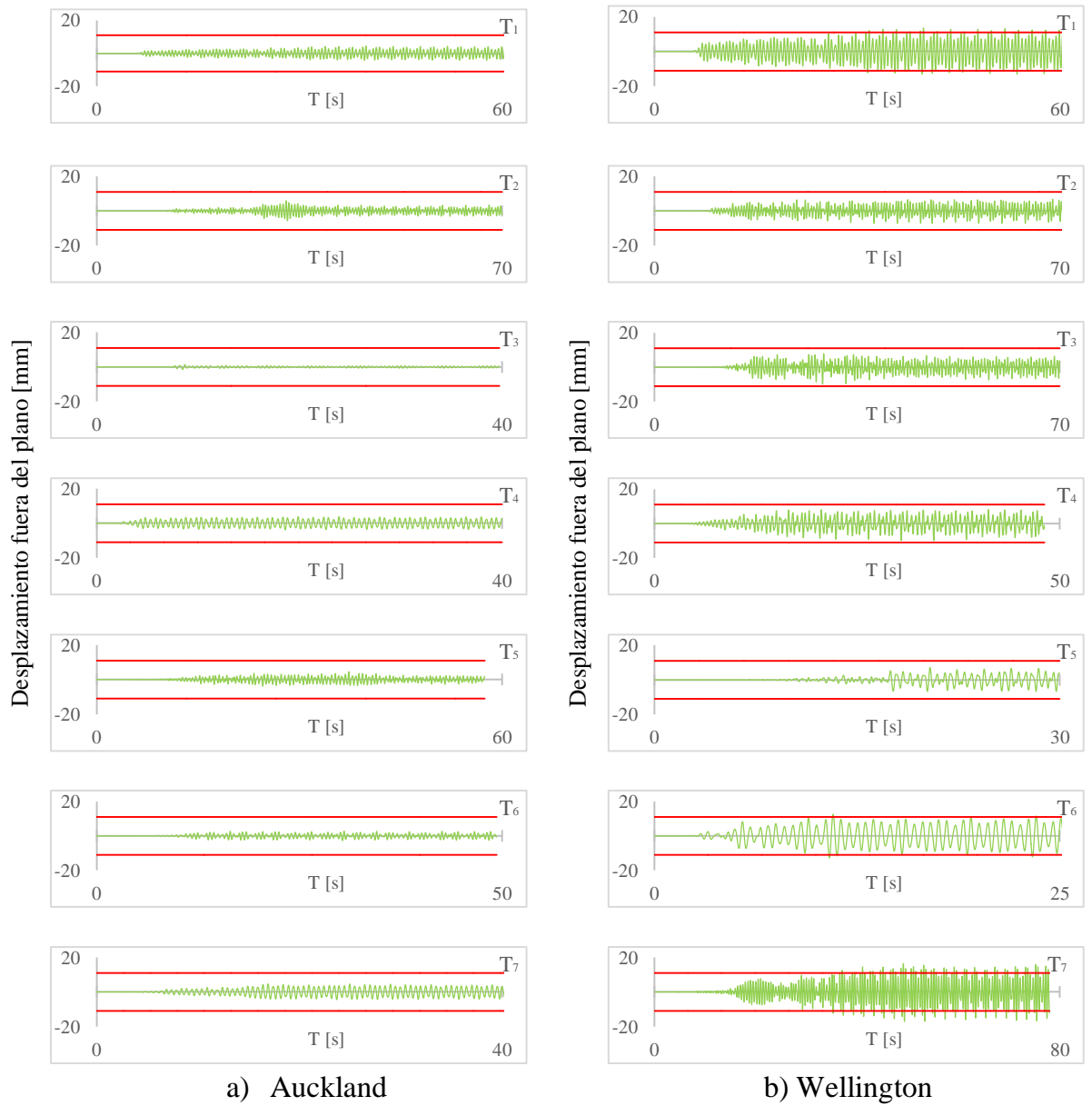


Figura C. 8: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{R3} del edificio para 1/3 de NBS.

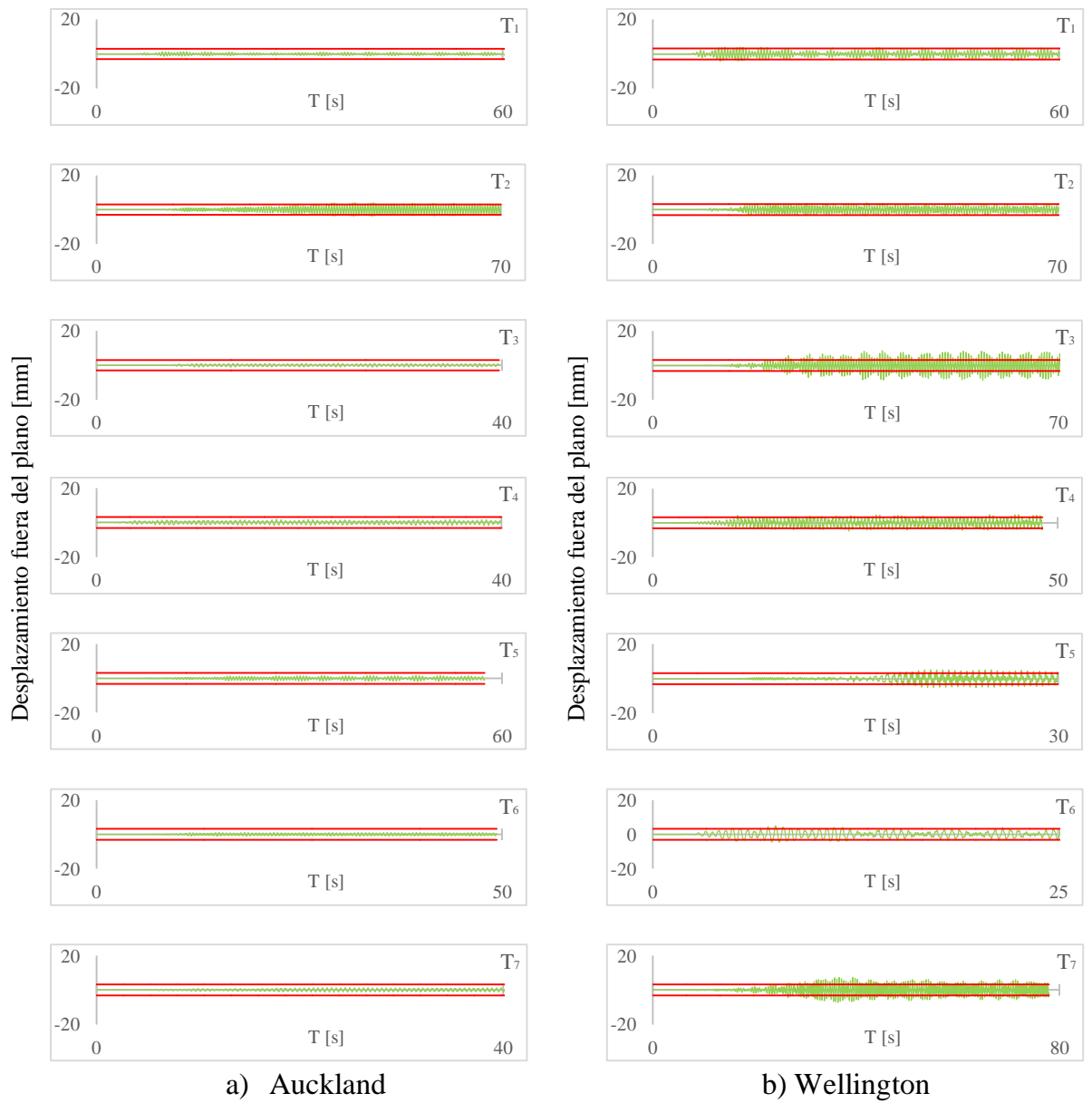


Figura C. 9: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{F1} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

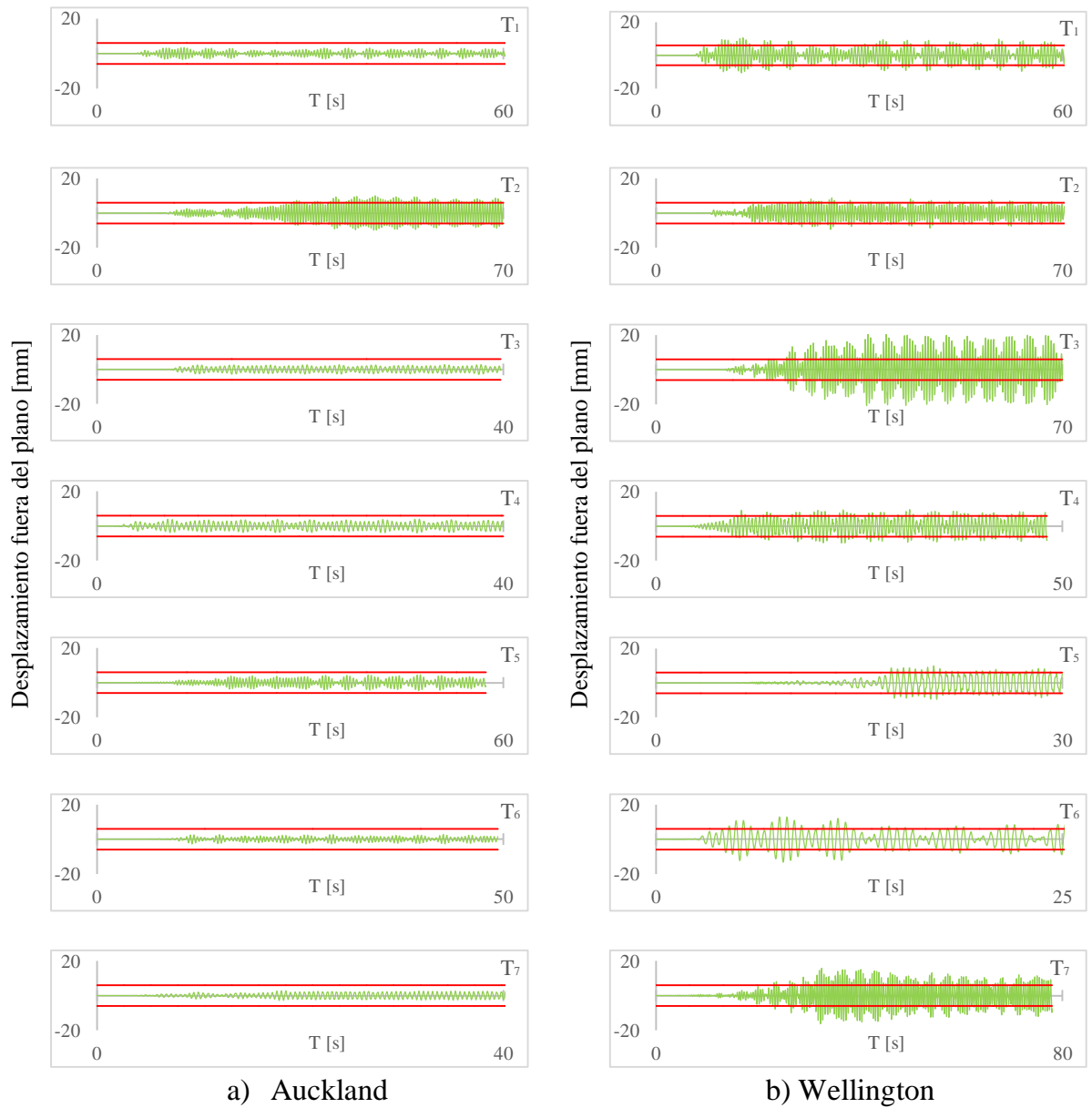


Figura C. 10: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo de los nodos Δ_{F2} y Δ_{F3} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

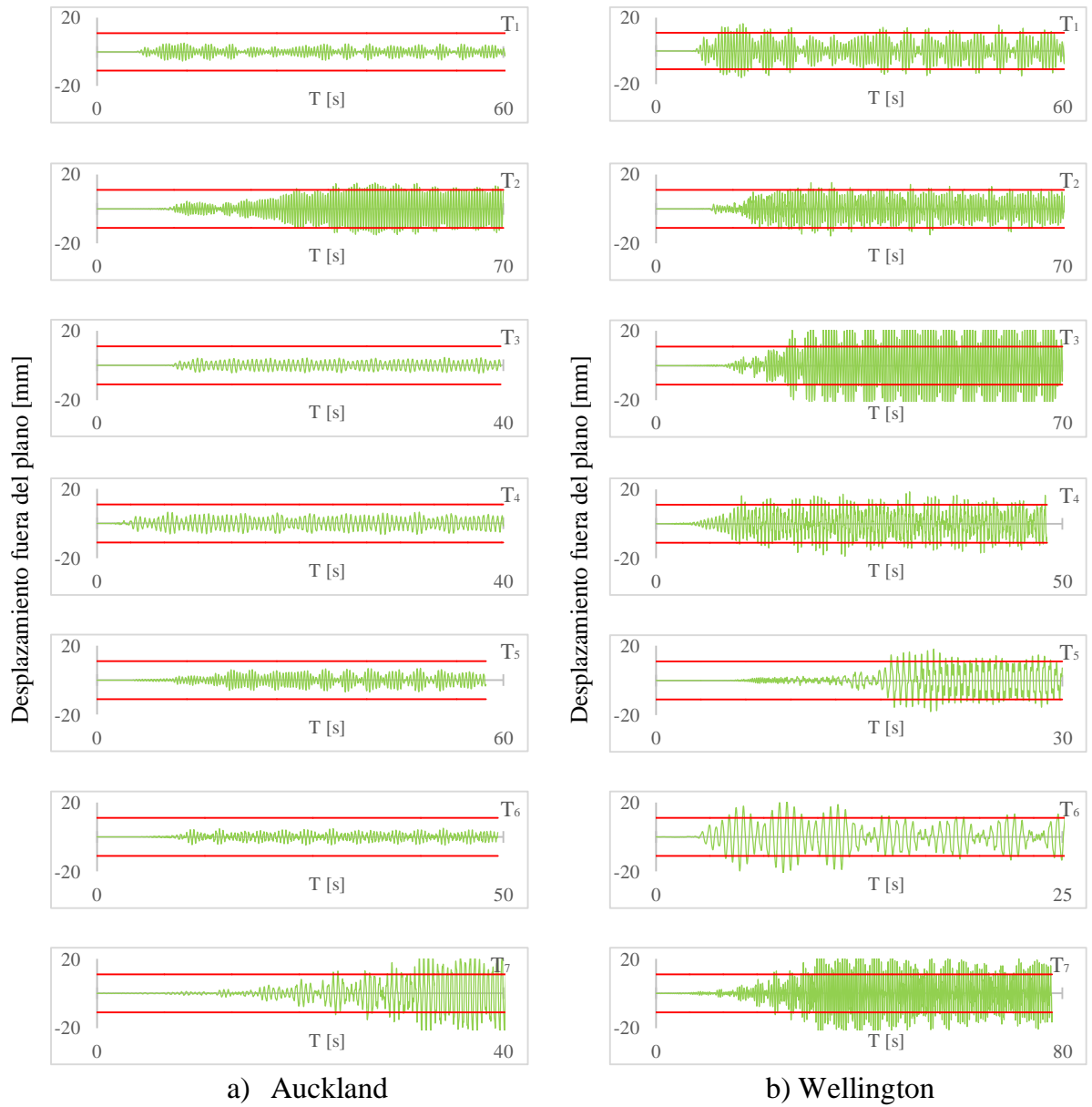


Figura C. 11: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{F4} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

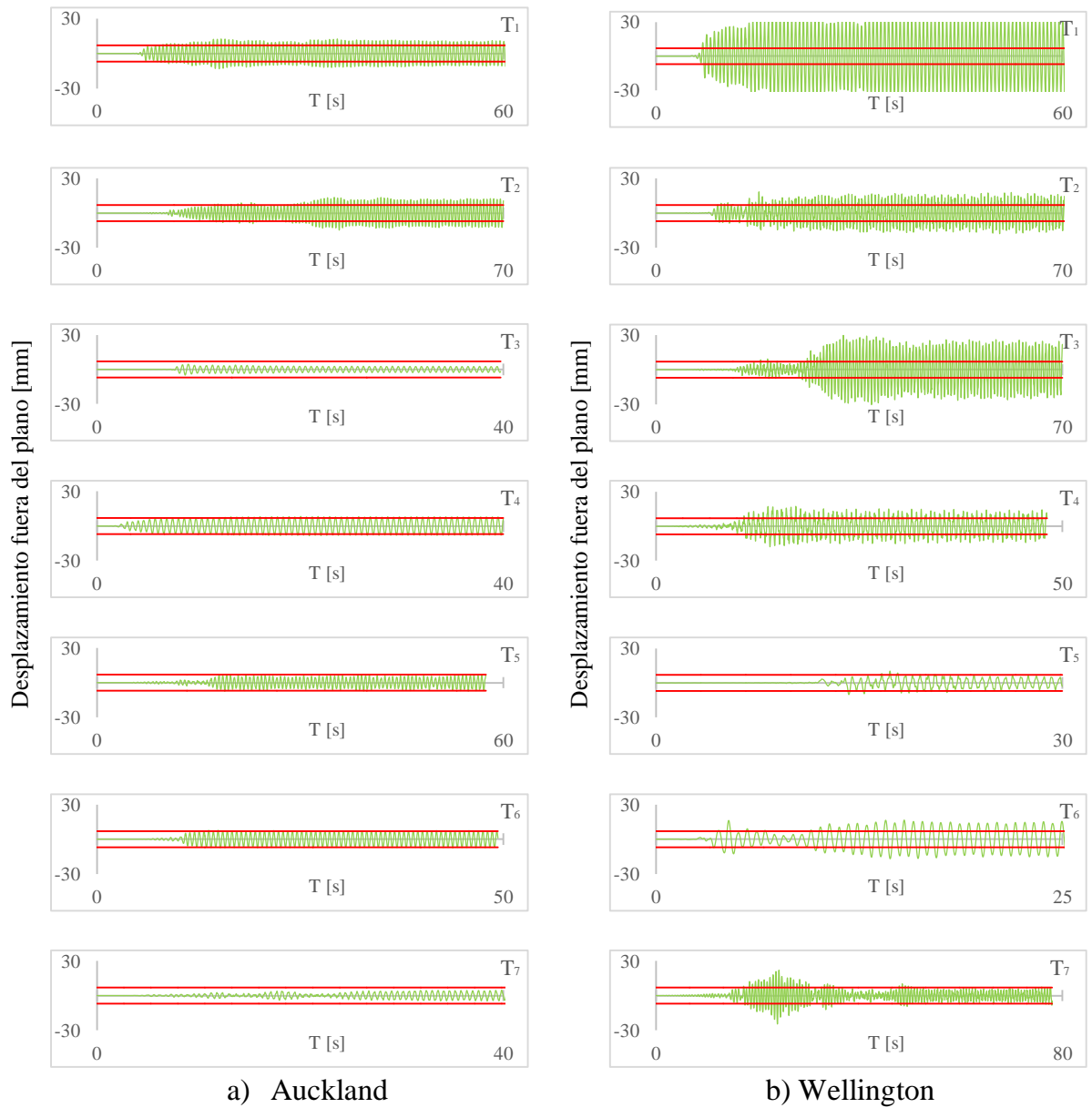


Figura C. 12: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{L2} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

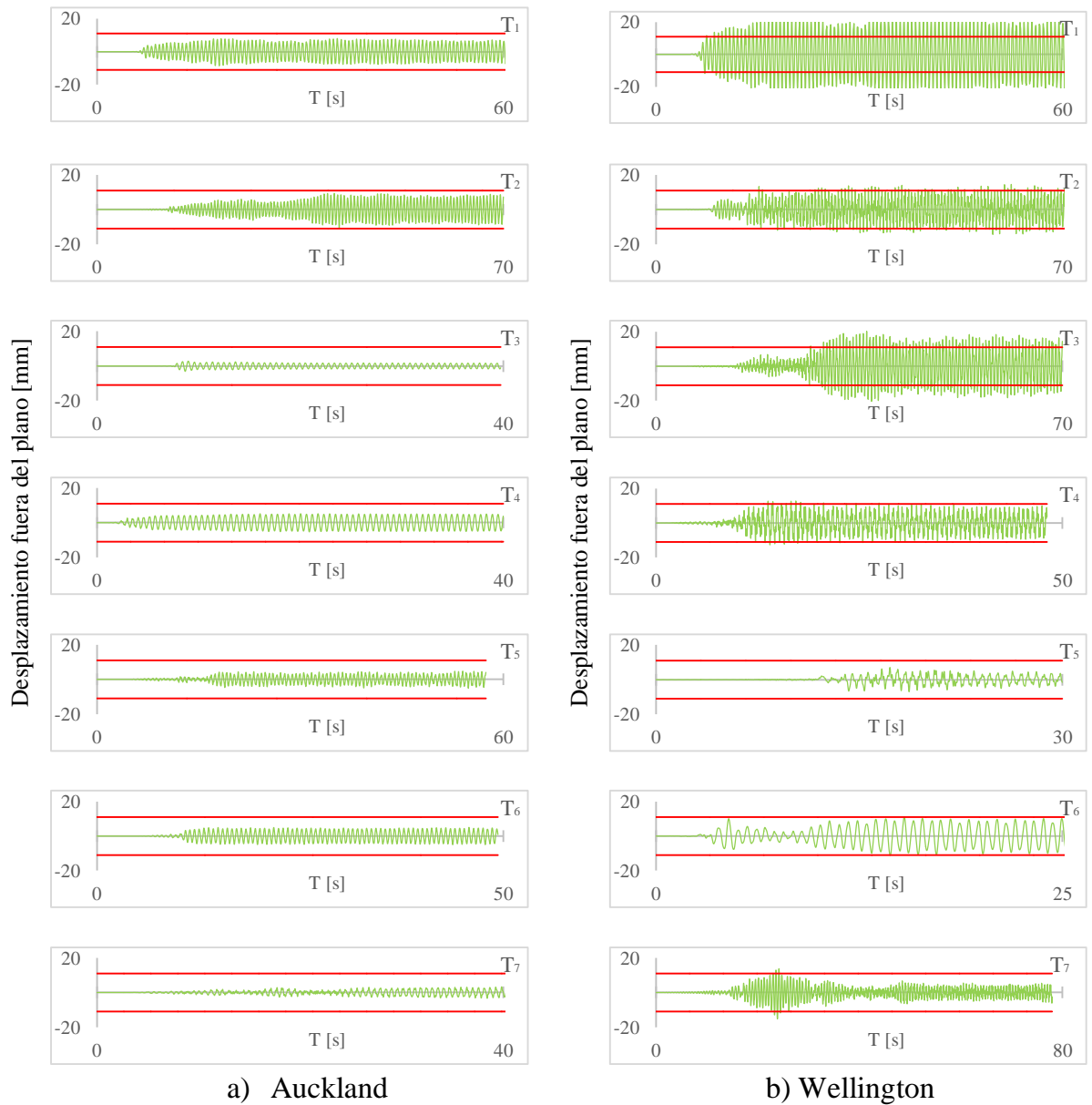


Figura C. 13: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{L3} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

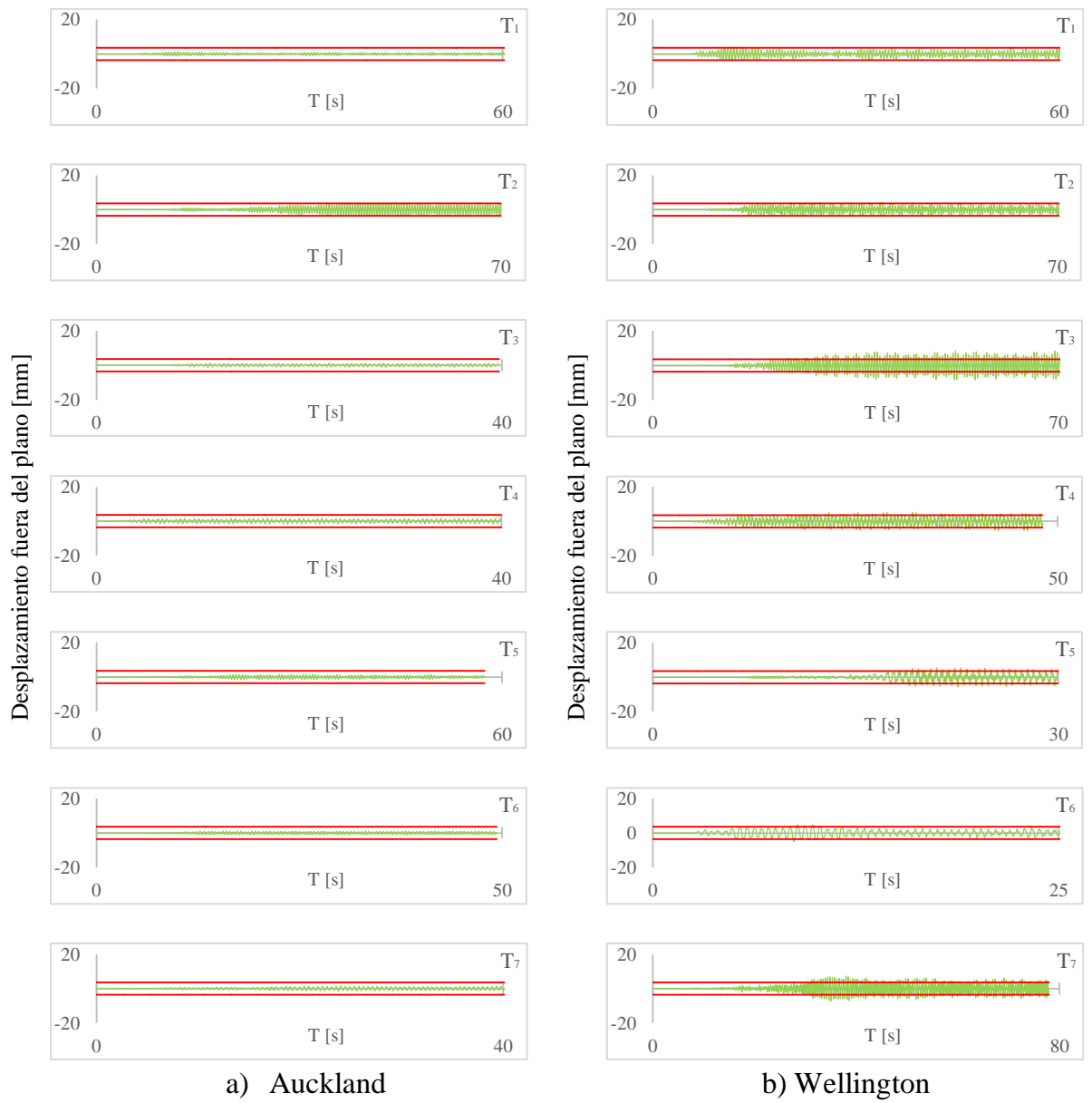


Figura C. 14: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{R1} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

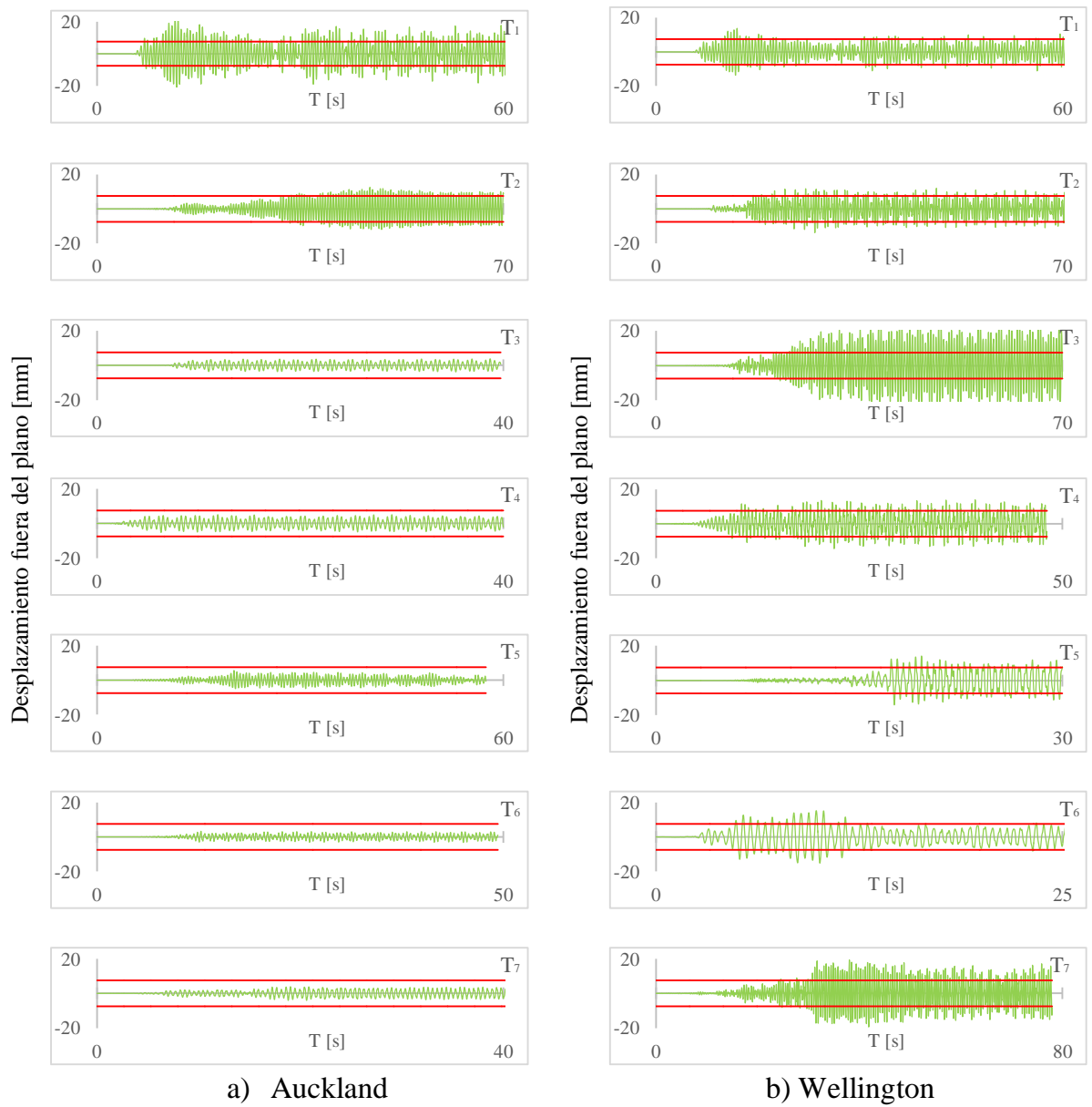


Figura C. 15: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{R2} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.

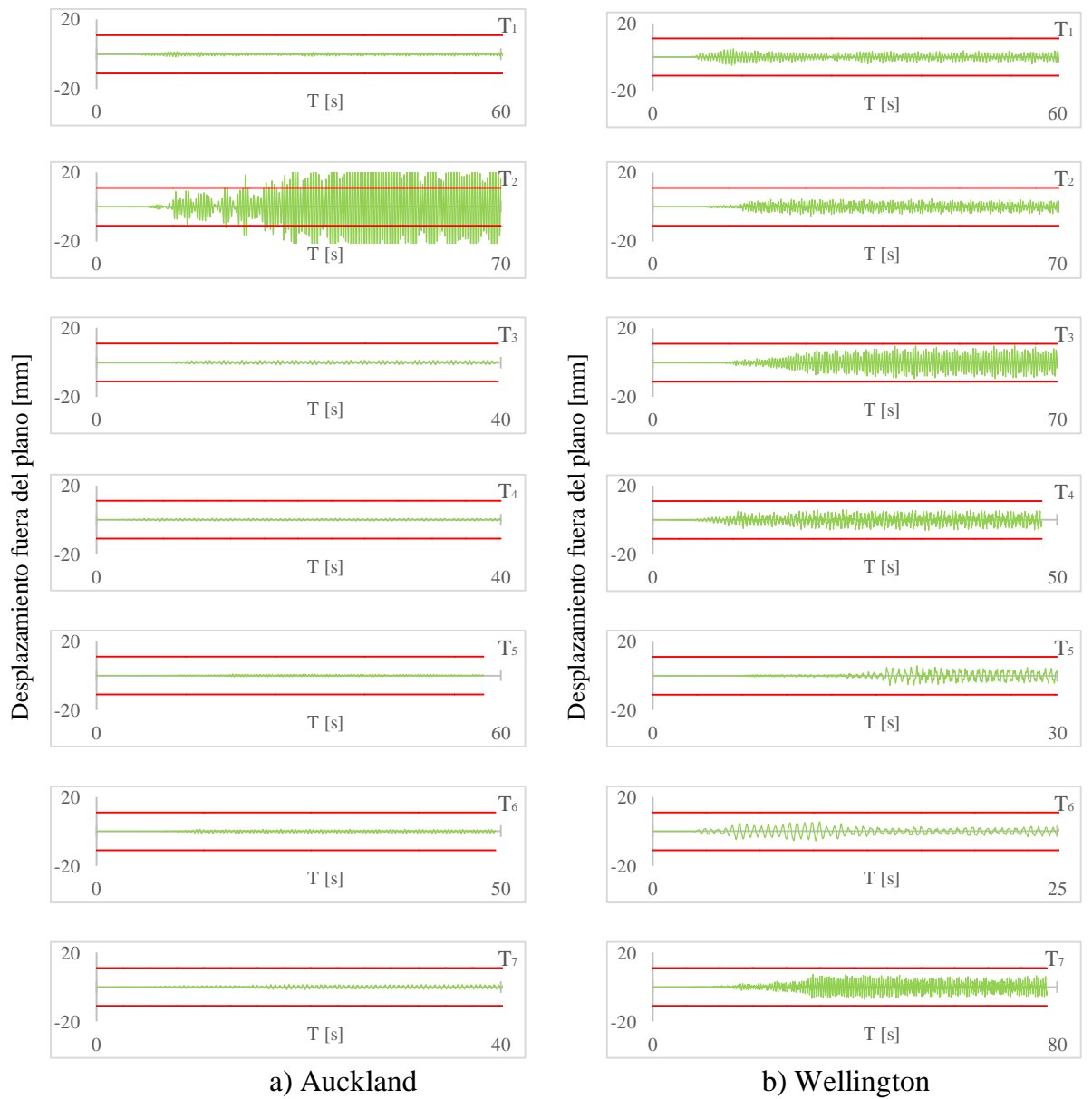


Figura C. 16: Curva Tiempo vs Desplazamiento relativo del nodo Δ_{R3} del edificio reestructurado para 1/3 de NBS.