



Universidad de Concepción
Dirección de Postgrado
Facultad de Ingeniería – Programa de Magíster en Ciencias de la Ingeniería con mención en
Ingeniería Civil

**Evaluación del comportamiento sísmico de diafragmas horizontales
de madera contralaminada en edificios híbridos con muros de
hormigón armado**

Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería con
Mención en Ingeniería Civil

FRANCISCO IVÁN ÁVILA SEPÚLVEDA
CONCEPCIÓN – CHILE
2019

Profesor Guía: Dr. Tomás Echaveguren Navarro
Evaluador Interno: Dr. Peter Dechent Anglada
Evaluador Externo: MSc. Alexander Opazo Vega
Dpto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción

RESUMEN

En países sísmicos durante la fase de diseño de edificios de madera, la altura de estos queda limitada por el drift máximo de entrepiso. Una estructuración híbrida con muros de hormigón armado y losas de madera contralaminada, permite el uso de madera en edificios de mayor altura.

En los edificios híbridos descritos no existen estudios que identifiquen el tipo de comportamiento de sus diafragmas, los cuales distribuyen las fuerzas horizontales sobre los muros. Esta identificación es necesaria en la fase de diseño, ya que la demanda sobre los muros y diafragmas varía según el comportamiento analizado (rígido, semirrígido o flexible).

El objetivo principal de esta investigación consiste en identificar el tipo de comportamiento que presentan los diafragmas horizontales de edificios híbridos conformados por losas de madera contralamada y muros de hormigón armado.

Para lograr el objetivo planteado, el estudio fue acotado a cuatro edificios híbridos, los cuales difieren en sus plantas estructurales. Estos edificios fueron diseñados sísmicamente y analizados a partir de modelos computacionales bidimensionales y tridimensionales, sometidos a tres tipos de análisis (estático no lineal, modal espectral y tiempo-historia).

A partir de los análisis descritos, se pudo identificar el tipo de comportamiento que presentaron los diafragmas en los cuatro edificios híbridos estudiados. En un 60% de los casos se identificó un comportamiento semirrígido, mientras que en un 33% de los casos se identificó un comportamiento flexible. De esta manera se concluyó que, en el caso de estos edificios, su diseño sísmico debiese ser realizado considerando un diafragma que oscila entre la clasificación semirrígida y flexible.

AGRADECIMIENTOS

Se reconoce el apoyo prestado por el programa de Magíster en Ciencias de la Ingeniería de la Universidad de Concepción para el desarrollo de este trabajo, así como el apoyo incondicional de familiares y amigos.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Hipótesis de investigación	2
1.3 Objetivos	2
1.4 Metodología de trabajo	3
1.5 Principales resultados y conclusiones	3
1.6 Organización del documento	4
CAPÍTULO 2 LOS DIAFRAGMAS DE EDIFICIOS HÍBRIDOS	5
2.1 Introducción	5
2.2 Los edificios híbridos	5
2.3 Comportamiento del diafragma horizontal	10
2.4 Identificación del tipo de comportamiento del diafragma	12
2.5 Conclusiones	15
CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LOS DIAFRAGMAS DE EDIFICIOS HÍBRIDOS	17
3.1 Introducción	17
3.2 Edificios de estudio	17
3.3 Etapas de análisis	18
3.4 Conclusiones	25
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE RESULTADOS	27
4.1 Introducción	27
4.2 Patrón de desplazamiento del diafragma	27
4.3 Influencia de la flexibilidad del diafragma sobre la respuesta estructural	35
4.4 Índice de flexibilidad del diafragma	41
4.5 Conclusiones	43
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES	45
REFERENCIAS	47
ANEXO 2.1 CONEXIÓN ENTRE PANELES CLT TIPO SPLINE	52
ANEXO 3.1 PARÁMETROS DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES	55

ANEXO 3.2 ANÁLISIS DE LA RIGIDEZ DE CONEXIONES	61
ANEXO 4.1 DMD ECUACIÓN DE CUATRO TÉRMINOS.....	63
ANEXO 4.2 DEMANDA SOBRE LAS CONEXIONES.....	66
ANEXO 4.3 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD.....	68



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Límite propuesto para el índice de flexibilidad.....	13
Tabla 3.1 Descripción de las etapas de análisis.....	19
Tabla 3.2 Propiedades de los elementos del modelo bidimensional	21
Tabla 4.1 Modo fundamental de edificio con diafragma rígido y semirrígido.....	36
Tabla A.2.1 Propiedades conexión entre paneles tipo <i>spline</i>	52
Tabla A.2.2 Resultados de corte paralelo a la línea de conexión entre paneles	53
Tabla A.2.3 Resultados de corte perpendicular a la línea de conexión entre paneles	53
Tabla A.2.4 Ensayo A – Puntos curva fuerza-desplazamiento ensayo de corte paralelo.....	53
Tabla A.2.5 Ensayo A – Puntos curva fuerza-desplazamiento ensayo de corte perpendicular....	54
Tabla A.3.1 CLT – Distribución y composición de capas.....	55
Tabla A.3.2 CLT – Propiedades ortotrópicas del material	56
Tabla A.3.3 Acero – Propiedades del material	58
Tabla A.3.4 Hormigón G30 – Propiedades del material	58
Tabla A.3.5 Cargas gravitacionales.....	58
Tabla A.3.6 Capacidad de diseño de extracción lateral en diferentes conexiones	59
Tabla A.3.7 M0 – Factores de escalamiento conexión Ensayo A	59
Tabla A.3.8 B12 y B20 – Factores de escalamiento conexión Ensayo A	59
Tabla A.3.9 B28 – Factores de escalamiento conexión Ensayo A.....	59
Tabla A.3.10 Propiedades calibración de histéresis	60
Tabla A.3.11 Comparación entre rigidez elástica obtenida de ensayos y ecuaciones de diseño..	62
Tabla A.4.1 Máxima demanda sobre las conexiones edificio U8	66
Tabla A.4.2 Máxima demanda sobre las conexiones edificio B12	66
Tabla A.4.3 Máxima demanda sobre las conexiones edificio B20	67
Tabla A.4.4 Máxima demanda sobre las conexiones edificio B28	67
Tabla A.4.5 Desplazamientos edificio U8 – ATH registro S1X	68
Tabla A.4.6 Desplazamientos edificio U8 – ATH registro S1Y	68
Tabla A.4.7 Resumen de índices de flexibilidad edificio U8.....	69
Tabla A.4.8 Desplazamientos edificio B12 – ATH registro S1X	69
Tabla A.4.9 Desplazamientos zona voladizo edificio B12 – ATH registro S1Y	69
Tabla A.4.10 Desplazamientos zona entre muros edificio B12 – ATH registro S1Y.....	70

Tabla A.4.11	Resumen de índices de flexibilidad edificio B12	70
Tabla A.4.12	Desplazamientos edificio B20 – ATH registro S1X	70
Tabla A.4.13	Desplazamientos zona voladizo edificio B20 – ATH registro S1Y	71
Tabla A.4.14	Desplazamientos zona entre muros edificio B20 – ATH registro S1Y	71
Tabla A.4.15	Resumen de índices de flexibilidad edificio B20	71
Tabla A.4.16	Desplazamientos edificio B28 – ATH registro S1X	72
Tabla A.4.17	Desplazamientos zona voladizo edificio B28 – ATH registro S1Y	72
Tabla A.4.18	Desplazamientos zona entre muros edificio B28 – ATH registro S1Y	72
Tabla A.4.19	Resumen de índices de flexibilidad edificio B28	73



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Desplazamiento horizontal de un edificios híbrido y uno de madera	5
Figura 2.2	Panel de CLT de 5 capas	7
Figura 2.3	Tipos de paneles de madera	7
Figura 2.4	Conexiones de la losa del edificio Brock Commons	8
Figura 2.5	Curva fuerza-desplazamiento del tornillo en conexión panel-panel.....	9
Figura 2.6	Tipos de comportamiento de un diafragma horizontal	10
Figura 2.7	Modo fundamental de la estructura según tipo de diafragma	11
Figura 2.8	Definición de DMD y DPEV	12
Figura 2.9	DMD en diafragmas con planta regular	14
Figura 3.1	Vista en planta de edificios analizados	17
Figura 3.2	Vista tridimensional de los edificios U8 y B20	18
Figura 3.3	Esquema de la conexión losa-muro en el modelo bidimensional	21
Figura 3.4	Espectros de registros ajustados con respecto al espectro NCh433.....	24
Figura 3.5	Ajuste del modelo pivote con respecto a ciclos histeréticos obtenidos por Gavric	24
Figura 4.1	DMD con y sin conexiones edificio B28 – AENL dirección Y (mm x200).....	28
Figura 4.2	DMD edificios BC – AENL dirección X (mm x200).....	29
Figura 4.3	DMD edificio BC – AENL dirección Y (mm x200).....	30
Figura 4.4	DMD edificio B20 modificado – AENL dirección Y (mm x200).....	30
Figura 4.5	MDD edificio B28 modificado – AENL dirección Y (mm x200).....	31
Figura 4.6	DMD edificio U8 – AENL dirección X (mm x400).....	32
Figura 4.7	DMD edificio U8 – AENL dirección Y (mm x400).....	32
Figura 4.8	Zonas de desplazamiento evaluado en el análisis 3D	33
Figura 4.9	DMD edificios BC – ATH registro S1X.....	33
Figura 4.10	DMD edificios BC – ATH registro S1Y.....	34
Figura 4.11	DMD edificio U8 – ATH registro S1.....	35
Figura 4.12	Corte por piso edificio B20 – AME dirección Y	37
Figura 4.13	Período fundamental edificio B20 – AME dirección Y.....	37
Figura 4.14	Aceleración del diafragma edificio B20 – AME dirección Y.....	38
Figura 4.15	Aceleraciones del diafragma piso 8 edificio B20 – AME y ATH dirección Y.....	38
Figura 4.16	Máxima aceleración del diafragma edificio B20 – AME y ATH dirección Y	39

Figura 4.17 Corte por piso edificio B20 – AME y ATH dirección Y	40
Figura 4.18 <i>Drift</i> máximo de entrepiso – ATH registro S1Y	40
Figura 4.19 Zonas evaluadas en el cálculo del índice de flexibilidad	41
Figura 4.20 Índice de flexibilidad edificios BC – ATH	42
Figura 4.21 Índice de flexibilidad edificio U8 – ATH	43
Figura A.2.1 Conexión entre paneles tipo spline	52
Figura A.2.2 Ensayo A – Curva fuerza-desplazamiento	54
Figura A.3.1 Ejes locales del panel de CLT	55
Figura A.4.1 Variación del largo de paneles en el edificio B28.....	64



ABREVIACIONES

- AME : Análisis modal espectral
AENL : Análisis estático no lineal
ATH : Análisis tiempo-historia
CLT : *Cross-laminated timber* (Madera contralaminada)
HA : Hormigón armado
IF : Índice de flexibilidad (MDD/PDEV)
DMD : Desplazamiento máximo del diafragma
DPEV : Desplazamiento promedio de los elementos verticales



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En el mundo se ha observado, durante las últimas décadas, un crecimiento sostenido en la altura de los edificios de madera. En países sísmicos este crecimiento se ha visto limitado, pues los edificios altos de madera incursionan en grandes desplazamientos horizontales, aspecto restringido en las normas de diseño para todo tipo de edificio. La estructuración en base a muros de hormigón armado y diafragmas horizontales de madera ha contribuido a resolver este problema. Por ejemplo, el edificio Brock Commons de 18 pisos se ubica en una zona sísmica y cuenta con dos núcleos de hormigón armado y diafragmas horizontales de paneles de madera contralaminada (CLT).

Los paneles de madera contralaminada se encuentran conformado por múltiples capas de madera aserrada dispuestas de manera cruzada y unidas entre sí por adhesivos que le confieren una mayor resistencia y rigidez respecto a los paneles tradicionales de madera.

El diafragma horizontal tiene dos funciones estructurales: (1) transferir cargas verticales a los pisos inferiores y (2) transferir las cargas horizontales (*e.g.* cargas sísmicas) a los elementos verticales. La magnitud de la transferencia de las cargas horizontales a los elementos verticales depende del tipo de comportamiento del diafragma.

El diseño tradicional de los edificios ignorar la rigidez efectiva de los diafragmas por medio de dos tipos de comportamientos idealizados: diafragma rígido y diafragma flexible. Cuando el comportamiento es idealizado como rígido, el diafragma distribuye las fuerzas horizontales sobre los elementos verticales a partir de su rigidez. Cuando el comportamiento es idealizado como flexible, el diafragma distribuye las fuerzas horizontales sobre los elementos verticales a partir del concepto de área tributaria. El uso del modelo idealizado más adecuado para cada estructuración es fundamental, pues de este modelo depende la redistribución de cargas sobre los elementos verticales.

No existen investigaciones que identifiquen el tipo de comportamiento de los diafragmas horizontales en edificios híbridos HA-CLT. Esta investigación centra su estudio en este aspecto. Para ello fue utilizada, según diversas normas, la clasificación cuantitativa del diafragma a partir de su índice de flexibilidad comparado con límites previamente definidos.

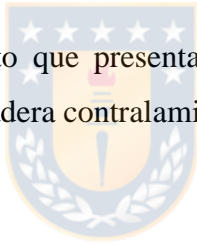
1.2 Hipótesis de investigación

El diseño de edificios híbridos estructurados en base a muros de hormigón armado y losas de madera contralaminada debe asumir un comportamiento flexible del diafragma.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Identificar el tipo de comportamiento que presentan los diafragmas horizontales de edificios híbridos conformados por losas de madera contralamida y muros de hormigón armado.



1.3.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos asociados al desarrollo de esta investigación son:

1. Identificar las variables que determinan el patrón de desplazamiento horizontal del diafragma de madera contralaminada.
2. Evaluar la influencia de la flexibilidad de los diafragmas horizontales de madera contralaminada sobre la respuesta dinámica de una estructura conformada por muros de hormigón armado y losas de madera contralaminada.
3. Evaluar el índice de flexibilidad del diafragma para cada diafragma horizontal de madera contralaminada en la estructura con muros de hormigón armado.

1.4 Metodología de trabajo

Para lograr los objetivos de esta investigación, la metodología de trabajo se dividió en tres etapas, cada una de ellas asociada a un objetivo específico.

1. Tras una revisión del estado del arte se identificaron las variables influyentes en el comportamiento horizontal de los diafragmas de madera contralaminada. La influencia de dichas variables fue confirmada en los resultados obtenidos de modelos bidimensionales de diafragma semirrígido (modelo de diafragma que considera la rigidez de todos sus elementos).
2. La influencia de la flexibilidad del diafragma fue evaluada comparando los resultados obtenidos de tres modelos tridimensionales, cada uno de ellos con un tipo diferente de comportamiento del diafragma (rígido, semirrígido o flexible). Los resultados comparados fueron las solicitaciones y los desplazamientos horizontales de los muros, las solicitaciones sobre los diafragmas y la respuesta modal de la estructura.
3. El índice de flexibilidad fue obtenido de modelos tridimensionales con diafragma semirrígido. Por medio de este índice se identificó el tipo de comportamiento de los diafragmas estudiados.

1.5 Principales resultados y conclusiones

El análisis realizado sobre cuatro edificios híbridos utilizando modelos tridimensionales identificó un comportamiento de diafragma rígido, semirrígido y flexible en un 7%, 60% y 33% de los casos respectivamente.

El aumento de la flexibilidad del diafragma influyó sobre la respuesta dinámica de la estructura. Al aumentar en esta flexibilidad aumentó el período fundamental de la estructura, aumentó el número de modos de vibrar, aumentó la demanda sobre los diafragmas y disminuyó la demanda sobre los muros.

El patrón de desplazamientos de los diafragmas de madera contralaminada estudiados estuvo controlado por la disposición entrecruzada de paneles, los cuatro tipos de conexiones del diafragma y la torsión natural de la estructura producto del desplazamiento diferencial del par de núcleos de hormigón armado.

1.6 Organización del documento

El documento se divide en cinco capítulos. El primer capítulo corresponde a la introducción de la investigación, en el cual se expone la hipótesis, los objetivos, la metodología de trabajo y los principales resultados. En el segundo capítulo se presenta el estado del arte asociado a los edificios híbridos HA-CLT y sus diafragmas horizontales, las variables influyentes en el comportamiento del diafragma y el método de identificación de su comportamiento. En el tercer capítulo se describen los cuatro edificios analizados, así como los diferentes análisis realizados sobre ellos. Luego, en el cuarto capítulo se presenta el análisis de resultados relacionados con los diferentes objetivos definidos. Finalmente, en el quinto capítulo se discuten los resultados, se sintetizan las conclusiones y proponen futuras líneas de investigación.



CAPÍTULO 2 LOS DIAFRAGMAS DE EDIFICIOS HÍBRIDOS

2.1 Introducción

Este capítulo abarca diversos temas involucrados en la identificación del comportamiento del diafragma en los edificios híbridos descritos. Estos temas consisten en describir los edificios híbridos existentes para luego describir el método que permite la identificación de su diafragma y la influencia que tiene esta clasificación en la respuesta dinámica de la estructura.

2.2 Los edificios híbridos

En países sísmicos la altura de los edificios de madera está limitada en la fase de diseño por el *drift* máximo de entrepiso, que en el caso de Chile se encuentra definido en la norma chilena de diseño sísmico de edificios (INN, 1996).

Los edificios híbridos con muros de hormigón armado (HA) y losas de madera permite el uso de madera en edificios de altura, pues son los muros de hormigón armado los elementos encargados de controlar los desplazamientos horizontales (Figura 2.1) mientras que las losas de madera permiten reducir la demanda sísmica por medio de la reducción del peso sísmico de la estructura (Zhou *et al.*, 2014; Goycoolea, 2017).

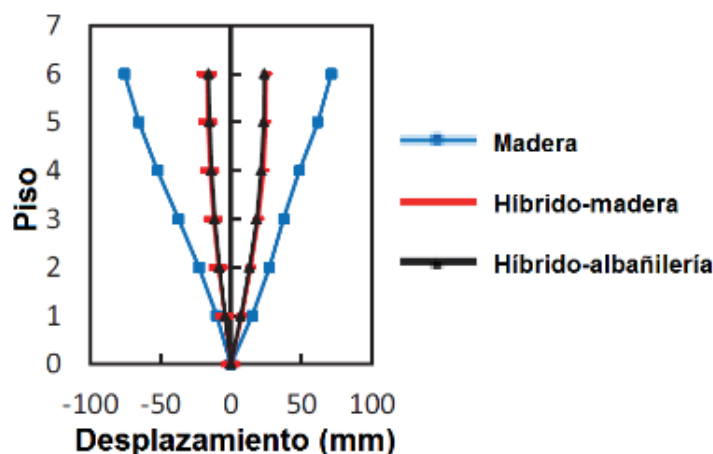


Figura 2.1 Desplazamiento horizontal de un edificios híbrido y uno de madera (Zhou *et al.*, 2014)

Con 18 pisos de altura, el edificio Brock Commons es el edificio híbrido que combina muros de HA y losas de madera más alto del mundo (Poirier *et al.*, 2016; Salvadori, 2017). Este edificio, emplazado en una zona sísmica (Vancouver), posee un sistema sismorresistente conformado por dos núcleos de hormigón armado y una estructura de piso conformada por paneles y pilares de madera (Poirier *et al.*, 2016).

El tiempo empleado en el diseño y aprobación del edificio Brock Commons fue de 8 meses, mientras que su construcción empleó un tiempo de 18 meses (Naturally:wood, 2017). La construcción del edificio se dividió en tres etapas: fundaciones y núcleos de hormigón armado (7 meses), montaje de la estructura de madera (3 meses) y acabado no estructural (10 meses), donde las últimas dos etapas presentaron cierto grado de simultaneidad.

Basado en el edificio Brock Commons, un edificio llamado de ocho pisos compuesto por dos núcleos de hormigón armado junto con losas y pilares de madera fue diseñado y verificado en investigaciones posteriores (Goycoolea, 2017; Ávila, 2018). Estas investigaciones demostraron la factibilidad del edificio diseñado sísmicamente según la norma chilena (INN, 1996). En esta investigación, este edificio será llamado edificio EUdeC.

Tanto en el edificio Brock Commons como en el edificio EUdeC, las losas de madera se componen de paneles de madera contralaminada y cuatro tipos de conexiones las cuales son descritas en la sección 2.2.1 y 2.2.2 respectivamente.

2.2.1 La madera contralaminada

El panel de madera contralaminada o CLT (*Cross-Laminated Timber*) fue desarrollado en Austria y Alemania en la década de los 90'. Está conformado por un número impar de capas de madera aserrada, generalmente entre tres y siete, dispuestas de manera cruzada y unidas entre sí por adhesivos que le confieren características de uniones cuasi-rígidas, como muestra la Figura 2.2 (FPInnovations, 2013; González *et al.*, 2014).

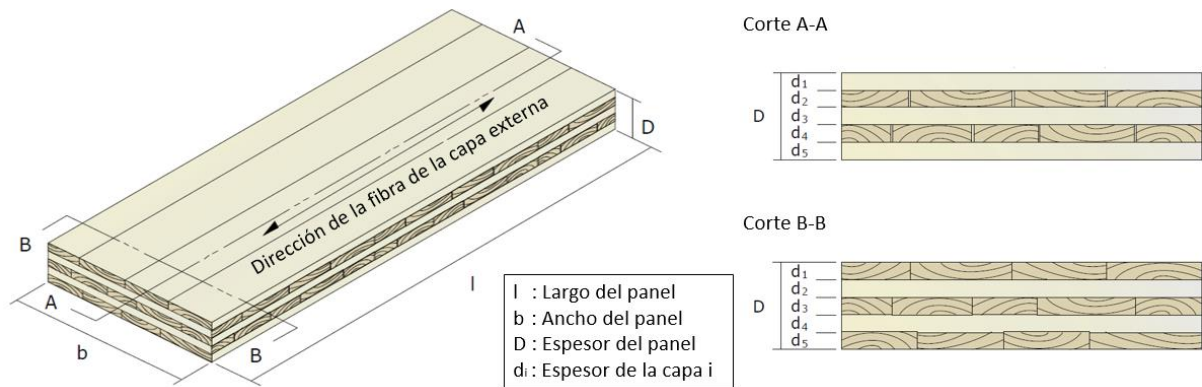


Figura 2.2 Panel de CLT de 5 capas (FPInnovations, 2013)

Los paneles de CLT, debido a su sección transversal que suele superar los 100 mm, pueden utilizarse como elementos auto soportantes de losas o muros (Figura 2.3a) sin la necesidad de rigidizar el sistema a través de vigas perimetrales (Figura 2.3b).

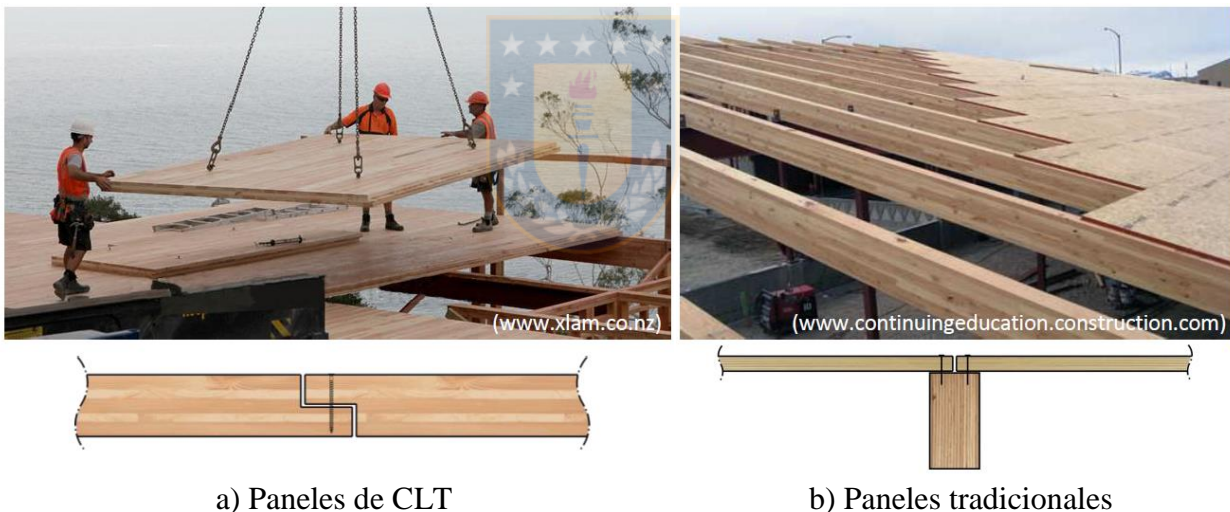


Figura 2.3 Tipos de paneles de madera (Moroder, 2016)

Actualmente se han realizado múltiples investigaciones relacionadas con el comportamiento de edificios de CLT (Dujic *et al.*, 2010; Popovski *et al.*, 2014; Polastri y Pozza, 2016) y sus conexiones (Gavric *et al.*, 2012a; Sadeghi y Smith, 2014; Sullivan *et al.*, 2018). Además, este tipo de panel es mencionado en varias guías de diseño (FPInnovations, 2013; Spickler *et al.*, 2015; González *et al.*, 2014) y ha sido incorporado en la norma estadounidense (AWC, 2018) la cual define capacidades de diseño para ciertos tipos de paneles (APA, 2018). La actual norma chilena de cálculo de construcciones de madera (INN, 2014) no contempla el diseño de paneles de madera.

2.2.2 Las conexiones de la losa

Tal como se presenta en la Figura 2.4, en el Edificio Brock Commons se emplearon cuatro tipos de conexiones para transmitir las fuerzas horizontales de la losa a los muros.

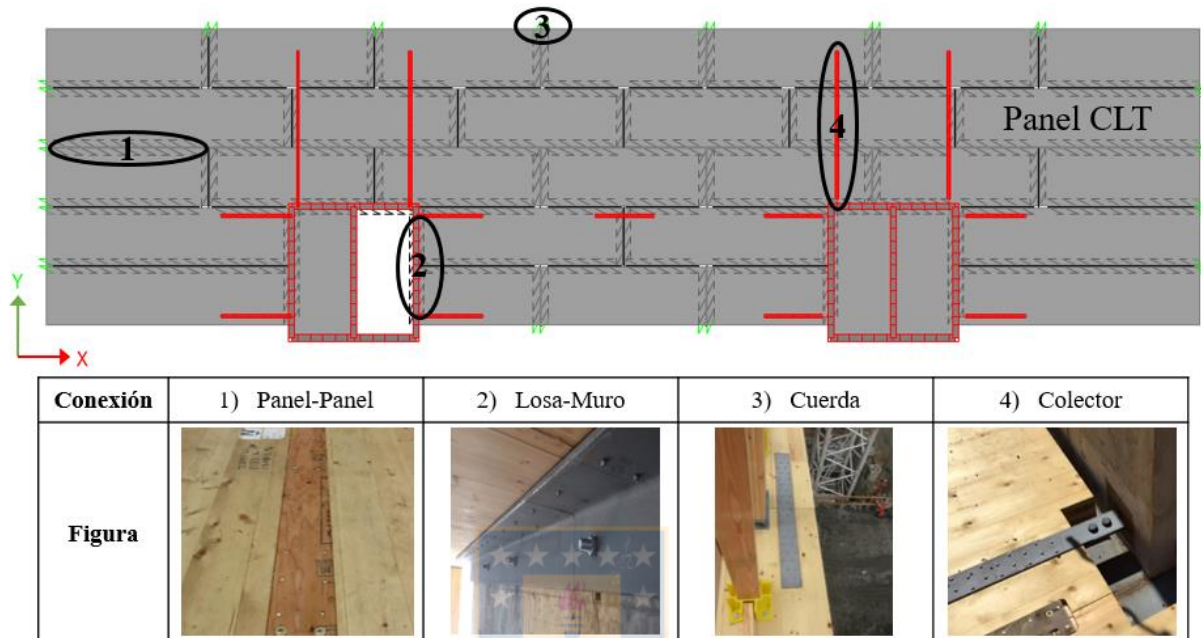


Figura 2.4 Conexiones de la losa del edificio Brock Commons (Bergen, 2016 y Jackson, 2016)

Las conexiones presentadas en la Figura 2.4 son descritas a continuación:

- 1) panel-panel conecta dos paneles por medio de una placa de madera y pares de tornillos.
- 2) losa-muro conecta el panel de madera al muro de hormigón armado por medio de tornillos, un perfil de acero y pernos.
- 3) cuerda conecta dos paneles perimetrales por medio de una placa de acero y pares de tornillos.
- 4) colector conecta un conjunto de paneles al muro de hormigón armado por medio de tornillos, una placa de acero y pernos de anclaje.

La conexión panel-panel ha sido ensayada en diversas investigaciones con el objetivo de analizar su comportamiento (Sullivan, *et al.*, 2018; Gavric *et al.*, 2012a; Gavric *et al.*, 2012b; Gavric, 2013; Rinaldin *et al.*, 2013; Sadeghi y Smith, 2014). Los resultados de estos ensayos son presentados en el Anexo 2.1.

Las cuatro conexiones descritas transfieren los esfuerzos entre elementos por medio de tornillos a corte. Este comportamiento se identifica en la conexión panel-panel sometida a esfuerzos de corte entre paneles paralelo a la línea de la conexión. En tal caso, la curva fuerza-desplazamiento (F-d) exhibida por los tornillos es simétrica (Figura 2.5a). Si la conexión panel-panel transfiere tracción y compresión entre paneles, la curva fuerza-desplazamiento (F-d) exhibida por los tornillos es asimétrica (Figura 2.5b), pues la conexión transfiere tracción entre paneles por medio de tornillos a corte y transfiere la compresión entre paneles por medio de la compresión de la madera en contacto.

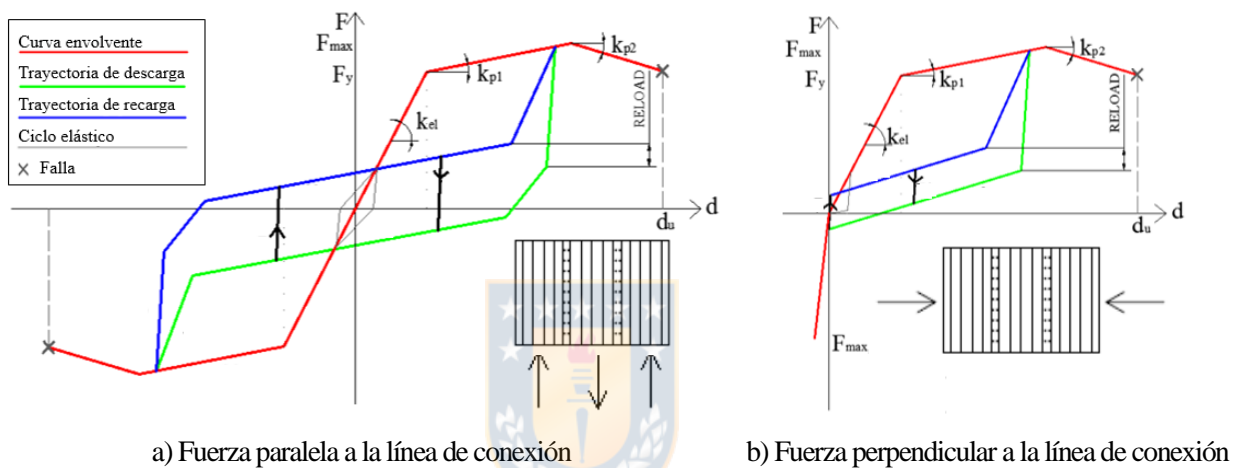


Figura 2.5 Curva fuerza-desplazamiento del tornillo en conexión panel-panel (Gavric, 2013)

La capacidad de corte (o extracción lateral) de los tornillos en conexiones madera-madera o madera-acero se calcula usando los modelos de fluencia de Johansen (1949), donde cada modo de fluencia representa un tipo de falla de la conexión. La identificación del modo de fluencia predominante se realiza a partir de ecuaciones que consideran la rigidez del tornillo y los elementos conectados. En el caso de la norma chilena (INN, 2014) y estadounidense (AWC, 2018), estas definen estas ecuaciones en términos de propiedades admisibles, mientras que norma europea (EN, 2004) define estas ecuaciones en términos característicos y aumenta la capacidad de los modos de fluencia II, III y IV por una fracción de la capacidad de extracción directa del tornillo.

2.3 Comportamiento del diafragma horizontal

Se define diafragma horizontal a la losa de piso cuando esta transmite fuerzas que actúan en su plano hacia los elementos verticales del sistema resistente ante fuerzas sísmicas (ACI, 2008). El diseño del diafragma suele limitarse al rango elástico (Moroder, 2016; Vassallo *et al.*, 2013; Fast *et al.*, 2017; Sullivan, *et al.*, 2018)

Se define diafragma semirrígido al modelo de diafragma que distribuye las fuerzas horizontales a los elementos verticales considerando la rigidez efectiva de todos los elementos del diafragma.

Cuando la rigidez relativa entre el diafragma y los elementos verticales es considerable, el comportamiento del diafragma se conceptualiza como diafragma rígido (Figura 2.6a) o flexible (Figura 2.6b). El diafragma rígido considera el efecto de la excentricidad y distribuye las fuerzas horizontales sobre los elementos verticales a partir de su rigidez, mientras que un diafragma flexible no considera el efecto de la excentricidad y distribuye cargas a partir del concepto de área tributaria. Dependiendo del tipo de diafragma considerado, las solicitaciones sobre los elementos verticales varían.

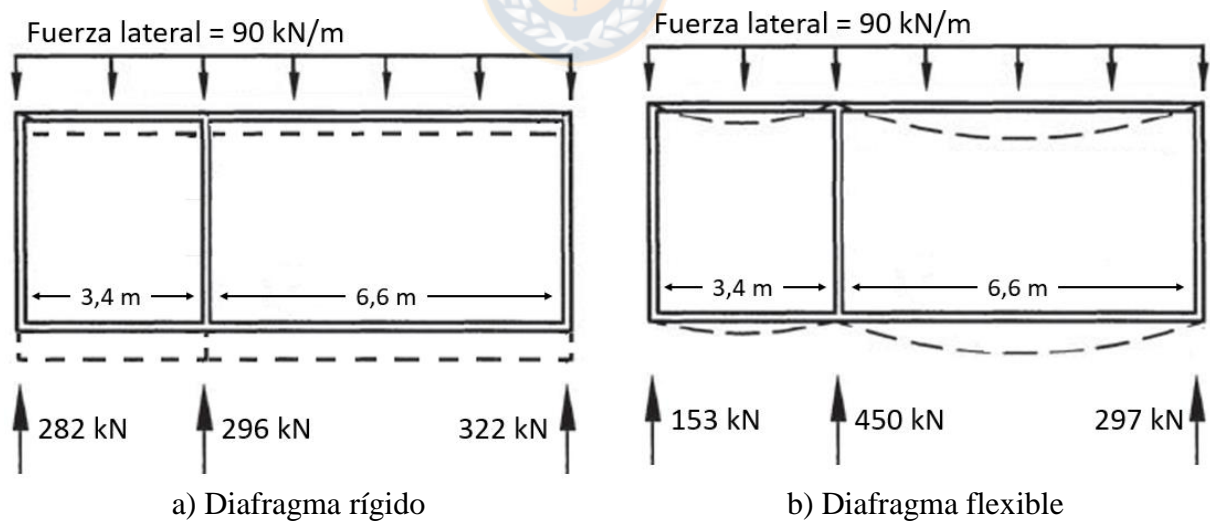


Figura 2.6 Tipos de comportamiento de un diafragma horizontal

Moroder (2016) concluyó que los diafragmas flexibles cambian el comportamiento dinámico de las estructuras de hormigón armado y acero. Moroder (2016) logró validar dicha conclusión para estructuras de madera tras un análisis numérico sobre doce edificios de madera (seis en base a

marcos y seis en base a muros) con tres tipos de flexibilidad del diafragma (rígido, semirrígido y flexible). En dicho estudio concluyó que, al aumentar la flexibilidad del diafragma, el corte basal y el *drift* de entrepiso no presentaron una variación significativa, mientras que los valores de los períodos de la estructura (modo fundamental y modos superiores) aumentaron. Por otro lado, se observó que el patrón de aceleraciones del diafragma se encontró influenciado por los modos superiores asociados al diafragma.

Respecto a la influencia de los modos superiores en la respuesta del diafragma, la norma ASCE (2016) incluyó una disposición para el diseño de diafragmas que considera el efecto de los modos superiores (Ghosh, 2016). Este efecto fue considerado a partir de procedimientos definidos por Rodríguez *et al.* (2002). La norma chilena NCh433 (INN, 2014), según su sección 6.2.6, amplifica en un 20% la aceleración del piso superior cuando este no es diafragma rígido y, según su sección 5.9.4, establece que el *drift* de entrepiso calculado corresponda a la suma del desplazamiento máximo del diafragma (DMD) y el desplazamiento promedio de los elementos verticales (DPEV).

En estructuras con diafragma conceptualizado como rígido, su período fundamental depende solo de la rigidez horizontal de los elementos verticales (Figura 2.7a). En estructuras con diafragma con cierto grado de flexibilidad (semirrígido o flexible), el período fundamental de la estructura aumenta pues este depende de la rigidez horizontal de los diafragmas y de los elementos verticales (Figura 2.7b).

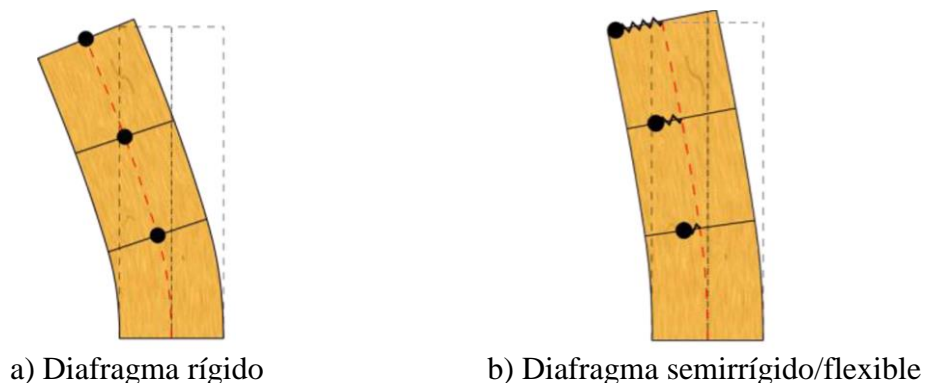


Figura 2.7 Modo fundamental de la estructura según tipo de diafragma (Moroder, 2016)

El aumento del período fundamental de una estructura con diafragma semirrígido o flexible respecto a la misma con diafragma rígido se puede estimar a partir de la Ecuación (2.1 definida por Nakaki (Moroder, 2016).

$$T_{SR} = T_R \sqrt{\frac{1+\alpha^2}{\alpha^2}}, \text{ con } \alpha = \frac{T_R}{T_D}, \quad (2.1)$$

donde:

T_{SR} : Período fundamental de la estructura con diafragma semirrígido/flexible (s)

T_R : Período fundamental de la estructura con diafragma rígido (s)

T_D : Período fundamental del diafragma fijo en su plano (s)

2.4 Identificación del tipo de comportamiento del diafragma

En edificios tradicionales de hormigón armado se suele identificar un comportamiento rígido del diafragma (ASCE). De igual manera, ensayos y ejemplos de diseño de edificios tradicionales de madera contralaminada identifican un comportamiento rígido del diafragma (Dujic *et al.*, 2010; Vassallo *et al.*, 2013; Popovski *et al.*, 2014).

A la fecha no existen estudios que identifiquen el tipo de comportamiento presente en un edificio híbrido que combina muros de hormigón armado y losas de madera contralaminada. Este comportamiento se puede identificar analizando la razón entre el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) y el desplazamiento promedio de los elementos verticales (DPEV) que restringen al diafragma (Ver Figura 2.10). Esta razón se conoce como índice de flexibilidad (IF).

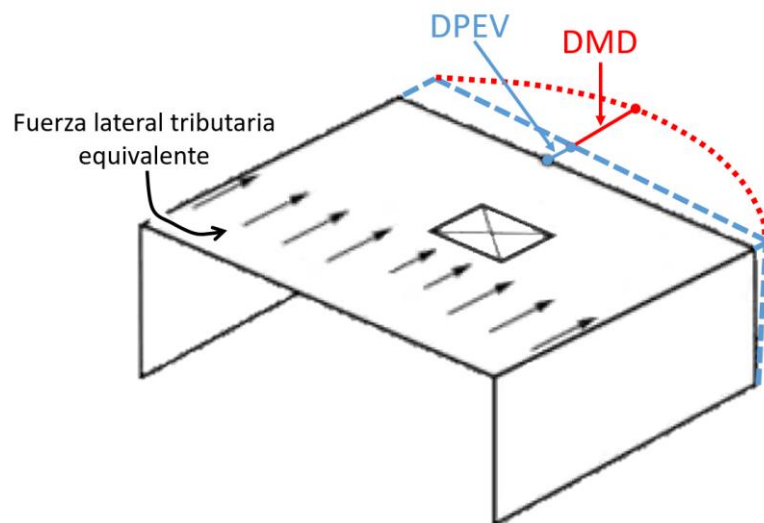


Figura 2.8 Definición de DMD y DPEV (ASCE, 2016)

Diversas normas clasifican el comportamiento del diafragma según dos intervalos de clasificación. Si el IF es menor a cierto valor límite, el comportamiento del diafragma clasifica como rígido, caso contrario clasifica como flexible. Dependiendo de la norma considerada, dicho valor límite puede ser 1,1 o 2,0 tal como se presenta en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Límite propuesto para el índice de flexibilidad (Moroder, 2016)

País	Norma			Límite IF
Europa	EN1995:2008	EN1998:2010		1,1
Italia	NTC2008			
Estados Unidos	ASCE 7-16	IBC 2015	SDPWS 2018	2,0
Nueva Zelanda	NZS3603:1993	NZS1170.5:2004		
Suiza	SIA 265:2003	SIA 261:2003		Sin información
Canadá	O86-14	NBC 2010		

La norma FEMA (BSSC, 1997) define tres intervalos de clasificación para el comportamiento del diafragma según el valor del IF: rígido, semirrígido y flexible para un IF entre (0,0; 0,5), [0,5; 2] y (2,0; $+\infty$) respectivamente.

Según lo señalado en las normas AWC (2015) y ASCE (2016), cuando un diafragma clasifica como semirrígido, su diseño debe ser realizado por medio de un modelo que considere la rigidez de todos sus elementos o, de manera conservadora, por medio de la envolvente obtenida de un modelo rígido y otro flexible.

En un diafragma con planta regular y elementos verticales resistentes a cargas horizontales ubicados en los dos extremos del diafragma, el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) ocurre en la mitad de la distancia entre elementos verticales o $L/2$ según la Figura 2.9. Este comportamiento se asemeja al de una viga simplemente apoyada sometida a una carga distribuida uniforme.

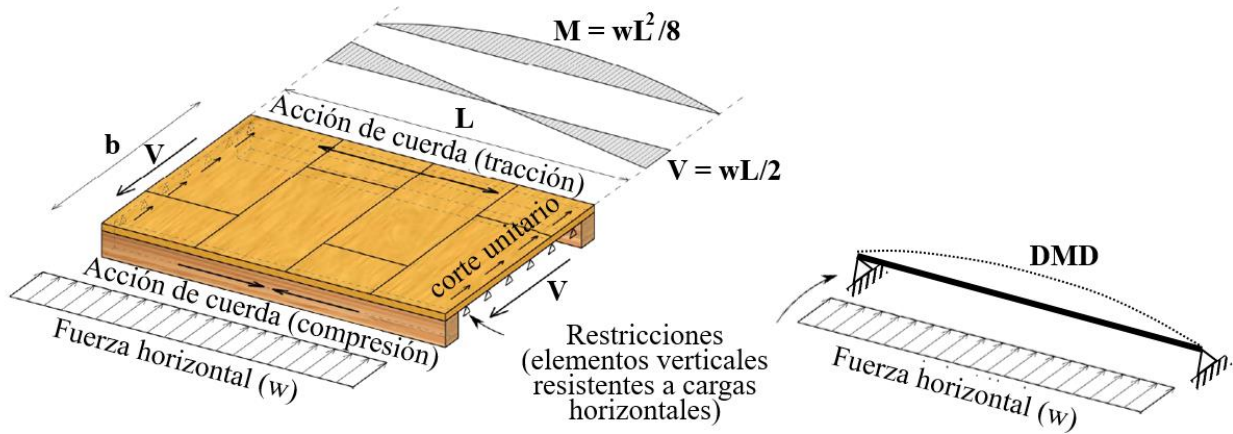


Figura 2.9 DMD en diafragmas con planta regular (Moroder, 2016)

El DMD descrito anteriormente (Figura 2.9) se estima con la Ecuación (2.2 (AWC, 2015) conformada por cuatro términos. Los primeros dos términos se asocian al desplazamiento por flexión y corte de los paneles, mientras que los últimos dos se asocian al desplazamiento por corte y tracción de las conexiones.

$$DMD = \frac{5 \cdot v \cdot L^3}{8 \cdot E \cdot A \cdot b} + \frac{v \cdot L}{4 \cdot G_v \cdot t_v} + C \cdot L \cdot e_n + \frac{\sum (x \cdot \Delta_c)}{2 \cdot b}, \quad (2.2)$$

donde:

- v : Corte por unidad de ancho (libra/pie)
- L : Dimensión del diafragma perpendicular a la acción de la fuerza aplicada (pie)
- E : Módulo de elasticidad de las cuerdas del diafragma (libra/pulgada²)
- A : Área de la sección transversal de las cuerdas (pulgada²)
- b : Ancho del diafragma en la dirección de la fuerza aplicada (pie)
- $G_v \cdot t_v$: Rigidez al corte del panel según su espesor (libra/pulgada)
- C : Contribución del corrimiento de las conexiones en la deflexión total del diafragma (pie⁻¹)
- e_n : Desplazamiento de las conexiones (pulgada)
- x : Distancia entre la conexión cuerda y el elemento vertical más cercano (pie)
- Δ_c : Desplazamiento de la conexión de las cuerdas inducido por el corte unitario (pulgada)

La norma SDPWS utiliza un valor de C igual a 0,188 (AWC, 2015). Spickler *et al.* (2015), Breneman *et al.* (2016) y Moroder (2016) proponen la Ecuación (2.3 para calcular C.

$$C = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{P_L} + \frac{1}{P_W} \right), \quad (2.3)$$

donde:

P_L : Largo de los paneles (pie)

P_W : Ancho de los paneles (pie)

En la Ecuación (2.2) la variable e_n es función de la rigidez elástica de la conexión. La norma NDS (AWC, 2018) propone ecuaciones para calcular el valor de esta rigidez, la cual puede ser hasta diez veces mayor que la rigidez elástica obtenida de ensayos (Sullivan *et al.*, 2018).

De manera complementaria a la Ecuación (2.2), la norma SDPWS (AWC, 2015) propone calcular el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) a partir de análisis que consideren la rigidez aparente de los paneles y la no linealidad de las conexiones. En el caso de diafragmas con planta irregular o solo un borde restringido, el DMD debiese ser calculado solo a partir del análisis mencionado, pues la Ecuación (2.2) considera un diafragma con planta regular y dos bordes restringidos (Figura 2.9).



2.5 Conclusiones

Los edificios híbridos con muros de hormigón armado y diafragmas de madera permiten el uso de madera en edificios de altura ubicados en zonas de alta sismicidad. En estos edificios, los diafragmas de madera se componen de paneles de madera contralaminada y diversos tipos de conexiones que agregan un mayor grado de flexibilidad al sistema.

En el caso de los edificios híbridos descritos no existen investigaciones que identifiquen el tipo de comportamiento de sus diafragmas. Esto es fundamental en la etapa de diseño, pues dependiendo del tipo de comportamiento utilizado la demanda sobre los muros y los diafragmas pueden variar significativamente.

El tipo de comportamiento del diafragma puede identificarse comparando la razón entre el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) y el desplazamiento promedio de los elementos verticales (DPEV) con respecto a límites definidos en diversas normas.

El DMD se estima mediante un modelo del diafragma que consideren la rigidez de todos sus elementos. Cuando el diafragma presenta una planta regular y restricciones laterales en sus dos extremos, la DMD puede ser estimada por medio de una ecuación definida en la norma SDPWS.



CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LOS DIAFRAGMAS DE EDIFICIOS HÍBRIDOS

3.1 Introducción

En este capítulo se describen los cuatro edificios híbridos estudiados. Luego, se describen las cuatro etapas efectuadas sobre cada uno de los edificios híbridos con el fin de analizar los objetivos definidos en esta investigación.

3.2 Edificios de estudio

El desarrollo de la presente investigación se limitó al estudio de cuatro edificios híbridos con diferente planta estructural (Figura 3.1).

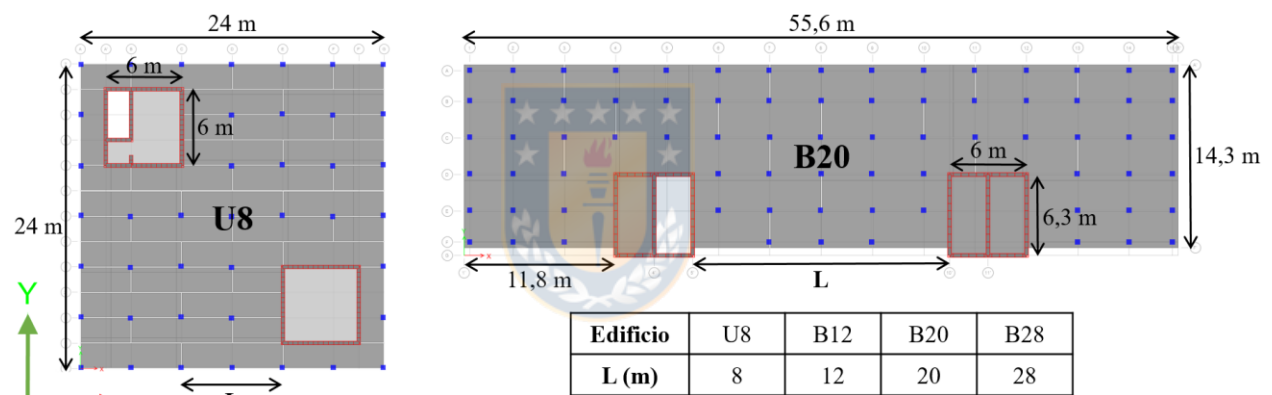


Figura 3.1 Vista en planta de edificios analizados

La planta del edificio U8 se basó en la planta desarrollada por Goycoolea (2017), mientras que la planta del edificio B20 se basó en la planta del edificio Brock Commons (Fast *et al.*, 2017). Las plantas de los edificios B12 y B28 se basaron en la planta del edificio B20 variando la separación entre núcleos de hormigón armado (L) con el fin de analizar la influencia de esta separación en el comportamiento del diafragma.

Los nombres de cada edificio fueron asignados de acuerdo a su arquetipo (U: EUdeC y B: Brock Commons) y distancia entre núcleos (8 m, 12 m, 20 m, 28 m). Además, al conjunto de edificios de tipología B (B12, B20 y B28) son llamados como edificios BC.

Los cuatro edificios estudiados tienen ocho pisos, uso de oficinas y se encuentran emplazados en una zona de alta sismicidad (zona sísmica 3, suelo E y categoría III según INN, 1996) según consideraciones realizadas por Goycoolea (2017). Además, debido a la presencia del ascensor, todos los edificios cuentan con el núcleo izquierdo un piso más alto que el derecho (Figura 3.2) tal como fue observado en el edificio Brock Commons (Poirier *et al.*, 2016) y en el edificio realizado por Goycoolea (2017).

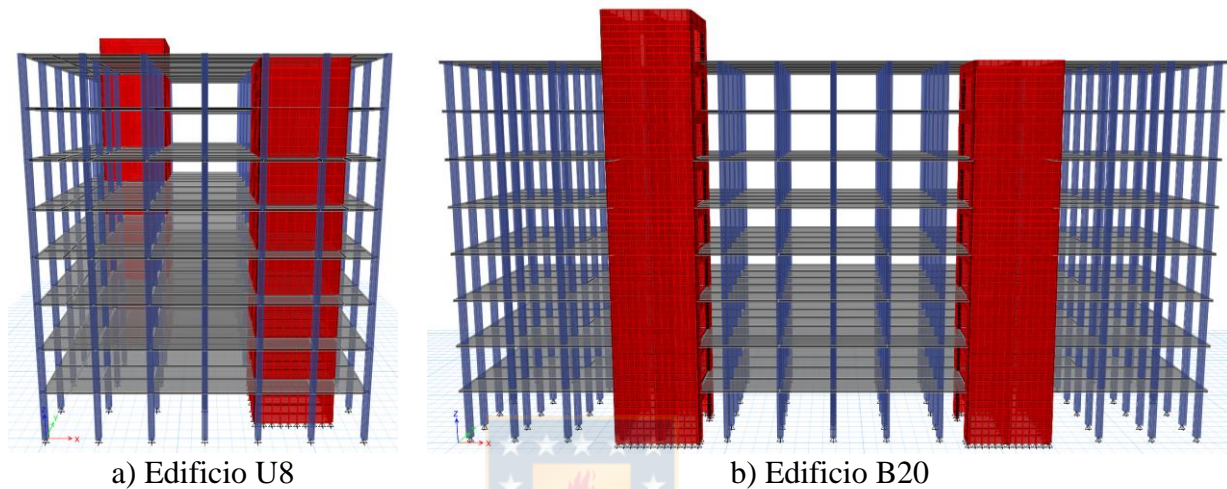


Figura 3.2 Vista tridimensional de los edificios U8 y B20

3.3 Etapas de análisis

Para cumplir los objetivos asociados a la investigación (sección 1.3.2), el análisis de cada edificio fue dividido en cuatro etapas. Si bien la primera etapa no tuvo asociada un objetivo específico, esta etapa fue necesaria ya que consideró el diseño sísmico de los elementos analizados en las etapas posteriores (muros y diafragmas).

Cada una de las cuatro etapas requirió de un modelo bidimensional o tridimensional sometido a un análisis modal espectral (AME), estático no lineal (AENL) o tiempo-historia (ATH) realizado en el programa ETABS con propiedades descritas en el Anexo 3.1.

En la Tabla 3.1 se resumen las cuatro etapas de análisis, mientras que en los siguientes subcapítulos (3.3.1 al 3.3.4) se describe en mayor detalle cada una de estas. El orden de las etapas descritas se vinculó con el orden de ejecución y el grado creciente del nivel de detalle de los modelos.

Tabla 3.1 Descripción de las etapas de análisis

	Etapas 1	Etapas 2	Etapas 3	Etapas 4
Objetivo específico	–	1	2	1, 2 y 3
Tipo de modelo	1D y 3D	2D	3D	3D
Tipo de carga	AME	AENL	AME	ATH
Análisis modal	Eigenvector	Eigenvector	Eigenvector	Ritz-Vector
Resultado de diseño	- Diseño de muros y diafragmas - Verificación del <i>drift</i> de entrepiso	–	–	–
Resultado objetivo específico 1	–	- DMD - Demanda sobre conexiones	–	- DMD - Demanda sobre conexiones
Resultado objetivo específico 2	–	–	- Demanda en muros y diafragmas - Modos de vibrar	- Demanda en muros y diafragmas - <i>Drift</i> de entrepiso
Resultado objetivo específico 3	–	–	–	- Clasificación de los diafragmas
Sección en el documento	3.3.1	4.2.1	4.3	4.2.2, 4.3 y 4.4

3.3.1 Etapa 1: Diseño estructural

En esta etapa fueron diseñados, para cada uno de los edificios, los muros a corte y a flexocompresión, mientras que los diafragmas, compuestos por paneles de madera contralaminada y conexiones, fueron diseñados en su plano. Cabe señalar que el diseño de los muros también contempló la verificación del *drift* de entrepiso y la ductilidad de los muros.

En los muros diseñados, su capacidad fue calculada según la norma ACI (2008) modificada por el decreto DS N°60 (MINVU, 2011). Por su parte, la demanda de los muros fue obtenida de un modelo 3D sometidos a un análisis modal espectral (AME). El modelo realizado consideró un diafragma rígido y el espectro definido en la norma NCh433 (INN, 1996), así como sobrecargas y combinaciones definidas en normas chilenas (INN, 2009; INN, 2017).

En los diafragmas diseñados, la capacidad de los paneles y las conexiones fue calculada según normas (INN, 2014; AWC, 2018; APA, 2018) y manuales de diseño (FPInnovations, 2013). Por su parte, la demanda de los diafragmas fue obtenida considerando modelos de viga (Figura 2.9) solicitada por una fuerza distribuida (w) equivalente a la fuerza de piso.

La fuerza distribuida equivalente (w) fue obtenida a partir de la Ecuación (3.1 y fue función de la máxima aceleración de piso del piso más solicitado. Esta aceleración fue obtenida del modelo 3D utilizado en el diseño de muros.

$$w = \frac{F_{px}}{b} = \frac{M \cdot \ddot{u}_{max}}{b}, \quad (3.1)$$

donde:

w : Fuerza uniforme distribuida (kN/m)

F_{px} : Fuerza de diseño sobre el diafragma (kN/m)

M : Masa sísmica del diafragma horizontal (t)

\ddot{u}_{max} : Aceleración máxima de piso del piso más solicitado (m/s^2)

b : Ancho del diafragma (m)

Finalmente, el diseño de cuatro edificios resultó en muros de 300 mm de espesor con hormigón de calidad G30 (INN, 2016), paneles de CLT de cinco capas, cada capa con 35 mm de espesor utilizando madera aserrada de pino radiata de calidad C24 y C16 (INN, 2014) en las capas paralelas y perpendiculares respectivamente, así como cuatro tipos de conexiones similares a las conexiones utilizadas en el edificio Brock Commons.

3.3.2 Etapa 2: Modelo 2D con diafragma semirrígido

En esta etapa fueron identificadas las variables que determinan el patrón de desplazamientos horizontales del diafragma.

El modelo elaborado en esta etapa fue un modelo 2D no lineal de diafragma semirrígido sometido por una carga estática en su plano XY (Figura 3.1 y Figura 3.3) equivalente a la demanda de diseño de la etapa anterior. La carga aplicada corresponde una fuerza por unidad de área calculada dividiendo la fuerza distribuida (w) de la Ecuación (3.1 por la longitud del diafragma.

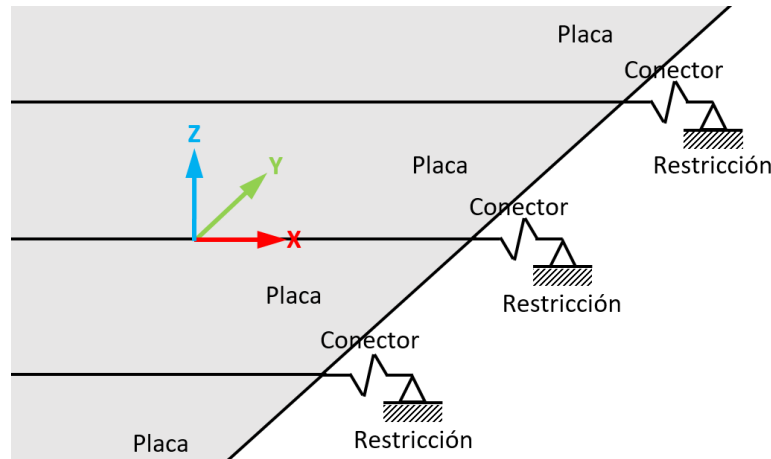


Figura 3.3 Esquema de la conexión losa-muro en el modelo bidimensional

El modelo de diafragma semirrígido (Figura 3.3) consideró la rigidez de los paneles y conexiones por medio de elementos de placa y conector. Los muros, al restringir el desplazamiento horizontal del diafragma, fueron modelados como apoyos fijos. Las propiedades de los elementos modelados son definidas en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Propiedades de los elementos del modelo bidimensional

	Panel CLT	Conexión	Muro HA
Elemento	Placa gruesa	Conector elástico multilinear	Apoyo fijo
Análisis	Lineal	No lineal	Lineal
Propiedades	Ortotrónica	Ortotrónica	-

Las propiedades elásticas ortotrópicas del panel ingresadas al modelo se estimaron con las ecuaciones de Flaig y Blaß (2013), Yasumura *et al.* (2015) y Breneman *et al.* (2016), así como a partir de valores utilizados por Ashtari *et al.* (2014).

Las propiedades inelásticas de las conexiones ingresadas al modelo fueron calculadas a partir de resultados de ensayos (Anexo 2.1) realizados por Gavric *et al.* (2012a), Gavric *et al.* (2012b), Gavric (2013) y Rinaldin *et al.* (2013). La adaptación de los resultados de ensayos para las conexiones modeladas en esta investigación es presentada en la Ecuación (3.2). Esta adaptación consistió en escalar las fuerzas obtenidas de los ensayos con respecto a las capacidades (INN, 2014; AWC, 2015) de las conexiones diseñadas y ensayadas. La fuerza de la conexión modelada fue obtenida multiplicando la fuerza de diseño por el número de conectores condensados en el modelo.

$$F_m = \left(\frac{s_m}{s_d} \cdot n_c \right) \cdot \left(\frac{Z'_d}{Z'_e} \right) \cdot F_e = \left(\frac{s_m}{s_d} \cdot n_c \right) \cdot F_d, \quad (3.2)$$

donde:

F_m : Fuerza de la conexión modelada (kN)

F_d : Fuerza de la conexión diseñada (kN)

F_e : Fuerza de la conexión ensayada (kN)

Z'_d : Capacidad de extracción lateral de diseño de la conexión diseñada (kN)

Z'_e : Capacidad de extracción lateral de diseño de la conexión ensayada (kN)

s_m : Separación de modelo de la conexión diseñada (mm)

s_d : Separación de diseño de la conexión diseñada (mm)

n_c : Número de conectores por placa de acero en conexión cuerda o colector

En esta investigación se optó por adaptar resultados de ensayo, pues Sullivan (2018) demostró que la rigidez obtenida con ecuaciones de diseño puede ser hasta diez veces mayor a la obtenida de resultados de ensayo. Esto fue confirmado en la presente investigación (Anexo 3.2) al comparar los valores de rigidez elástica de ensayos realizados por diversos autores (Sullivan, et al., 2018; Gavric et al., 2012a; Gavric et al., 2012b; Gavric, 2013; Rinaldin et al., 2013; Sadeghi y Smith, 2014) con respecto de valores de rigidez elástica obtenidos de normas de diseño (EN, 2004; INN, 2014; AWC, 2018).

3.3.3 Etapa 3: Modelo 3D con diafragma del tipo variable

En esta etapa fue evaluada la influencia de la flexibilidad de los diafragmas sobre la respuesta dinámica de una estructura.

En esta etapa fueron elaborados, para cada edificio estudiado, tres modelos 3D sometidos a un análisis modal espectral (AME). Los tres modelos solo se diferenciaron en el comportamiento del diafragma asignado (rígido, semirrígido y flexible). Los resultados comparados entre modelos fueron los modos de vibrar de la estructura, las aceleraciones del diafragma y los cortes de los muros.

El modelo 3D con diafragma semirrígido fue realizado replicando en cada piso el modelo 2D de la segunda etapa e incorporando los muros de HA por medio de elementos lineales de placa gruesa (*Shell-thick*).

Los modelos 3D con diafragma rígido y flexible fue realizado a partir del modelo 3D con diafragma semirrígido. En el caso del modelo rígido, el diafragma rígido fue asignado a través de la interfaz del programa ETABS, mientras que en el modelo flexible el diafragma flexible fue considerado tras reducir en diez veces la rigidez efectiva de las conexiones (Moroder, 2016).

3.3.4 Etapa 4: Modelo 3D con diafragma rígido y semirrígido

En esta etapa fueron identificadas las variables que determinan el patrón de desplazamientos horizontales del diafragma, fue evaluada la influencia de la flexibilidad del diafragma sobre la respuesta dinámica de una estructura y fue evaluado el índice de flexibilidad.

En esta etapa los modelos 3D con diafragma rígido y semirrígido de la etapa anterior fueron sometidos a un análisis tiempo-historia (ATH). Del modelo semirrígido se obtuvieron los patrones de desplazamiento del diafragma, índices de flexibilidad y demanda sobre las conexiones. De los modelos rígido y semirrígido se obtuvo la comparación de *drift* de entrepiso.

Los modelos 3D sometidos al ATH requirieron del ingreso de registros sísmicos. Estos registros se obtuvieron ajustando el espectro de respuesta de tres pares de registros (S1, S2 y S3) con respecto al espectro elástico de diseño tal como se presenta en la Figura 3.4. Cada par de registros ajustados fue aplicado respecto a los ejes globales del modelo definidos en la Figura 3.1.

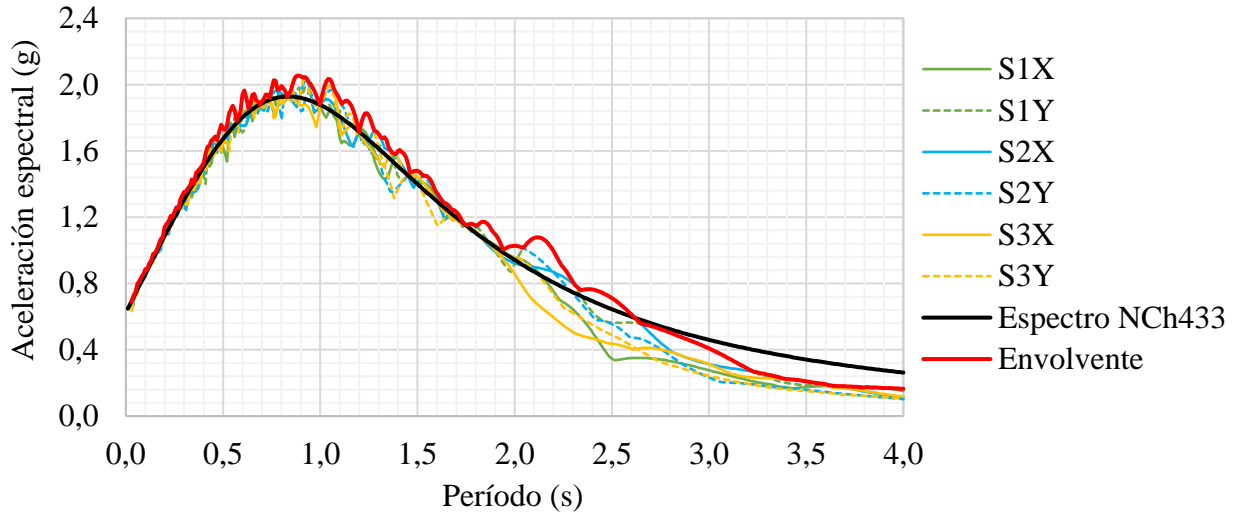


Figura 3.4 Espectros de registros ajustados con respecto al espectro NCh433

Además, el modelo 3D con diafragma semirrígido requirió del ingreso de la histéresis de las conexiones modeladas. Para ello se ajustó la histéresis de las conexiones modeladas con respecto a la histéresis obtenida de los resultados de ensayo publicados por Gavric (2013). El ajuste de las histéresis fue realizado por medio del modelo pivote de ETABS presentado en la Figura 3.5. Este modelo presentó un buen ajuste en la zona elástica del ensayo pero no capturaron correctamente la degradación de rigidez tras una incursión en el rango inelástico.

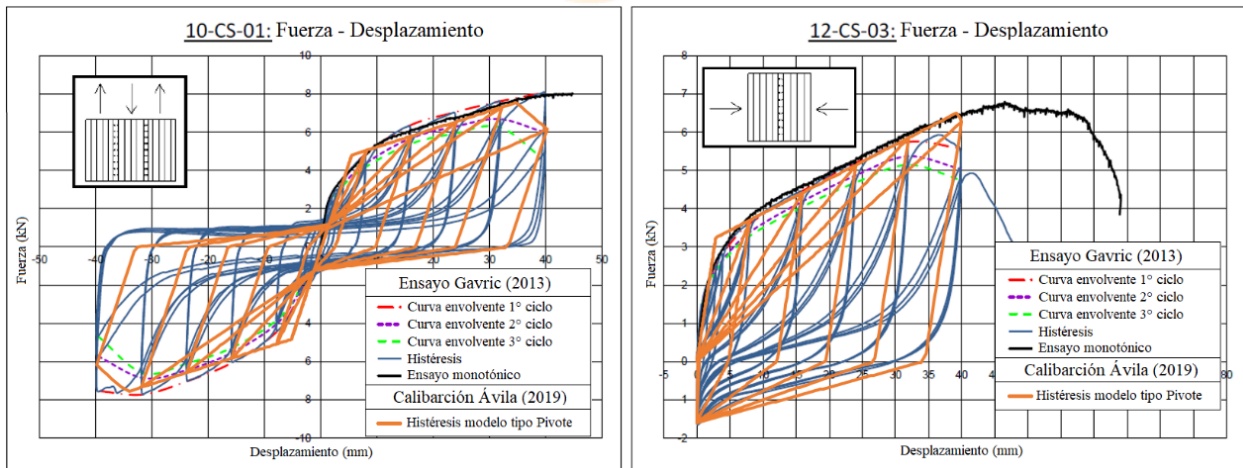


Figura 3.5 Ajuste del modelo pivote con respecto a ciclos histéricos obtenidos por Gavric (2013)

Los muros de HA fueron modelados como elementos lineales de placa. Esto implica que los modelos no consideraron la degradación de los muros ante cargas cíclicas. Este efecto fue considerado de manera simplificada al reducir los registros ingresados por medio del factor de

reducción de la aceleración espectral, R^* , asociado a la degradación de los muros de HA (INN, 1996). Este supuesto asume que los edificios híbridos HA-CLT, al ser sometidos a cargas sísmicas, solo disipan energía por medio de la degradación de los muros de HA y mantienen sus diafragmas de CLT en el rango elástico, además de que la DMD ocurre una vez que los muros se plastifican.

La simplificación adoptada se relacionó con el análisis dinámico lineal tiempo-historia definido en la norma ASCE (2016), pues en dicho análisis el corte inelástico de la estructura se obtiene a partir del corte elástico obtenido del modelo dividido por el factor R/I.

Para efectos de resultado, la reducción de los registros permitió una comparación directa de las fuerzas y los *drift* obtenidos en los modelos con las fuerzas de diseño y el *drift* de entrepiso máximo permitido (2‰) en la norma NCh433 (INN, 1996).

3.4 Conclusiones

Si bien la primera etapa no tuvo asociada un objetivo específico de la investigación, esta etapa fue necesaria ya que consideró el diseño sísmico de los elementos analizados en las etapas posteriores (muros y diafragmas).

Las tres etapas posteriores al diseño presentaron un nivel creciente de detalle, pues la segunda etapa consistió en un análisis bidimensional del diafragma sometido a un análisis no lineal estático, mientras que la cuarta etapa consistió en un análisis tridimensional de la estructura sometido a un análisis tiempo-historia utilizando tres pares de registro ajustados. La ventaja de realizar un análisis parcializado en etapas con nivel de complejidad creciente radica en que fue posible detectar inconsistencias entre etapas, analizarlas y corregirlas.

Los modelos semirrígidos descritos en este capítulo consideraron el supuesto de escalabilidad de resultados obtenidos de ensayos en conexión panel-panel para su uso en conexión losa-muro, cuerda y colector. A partir de este escalamiento fue posible modelar las diversas conexiones diseñadas.

El modelo tridimensional sometido a un análisis tiempo-historia descrito en la cuarta etapa consideró el supuesto de equivalencia entre un modelo con muros lineales y registros ajustados al espectro inelástico con respecto a un modelo con muros no lineales y registros ajustados al espectro elástico. Este supuesto permitió prescindir de la calibración de la histéresis de los muros modelados.



CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis de cuatro etapas realizado sobre los cuatro edificios de estudio descritos el capítulo anterior. En las próximas tres secciones se analizan los resultados de al menos una de las cuatro etapas descritas con el fin de concluir respecto a los objetivos específicos definidos en esta investigación

4.2 Patrón de desplazamiento del diafragma

Los patrones de desplazamiento del diafragma fueron analizados respecto a modelos bidimensionales y tridimensionales asociados a la segunda (sección 3.3.2) y cuarta (sección 3.3.4) etapa de análisis respectivamente.

La notación general de las figuras y tablas presentadas tanto en este capítulo como en los anexos sigue el siguiente orden: parámetro analizado, edificio, guion medio, tipo de análisis, dirección de análisis (Figura 3.1) y, entre paréntesis, unidad de medida y factor de amplificación (*e.g.* Figura 4.2 DMD edificios BC – AENL dirección X (mm x200)).

4.2.1 Modelos bidimensionales

En el arquetipo de edificio analizado la disposición entrecruzada de paneles, así como la presencia de colectores y cuerdas controló el patrón de desplazamiento del diafragma (Figura 4.1a). En ausencia de colectores (Figura 4.1b) o cuerdas (Figura 4.1c), tanto el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) como los esfuerzos locales aumentaron.

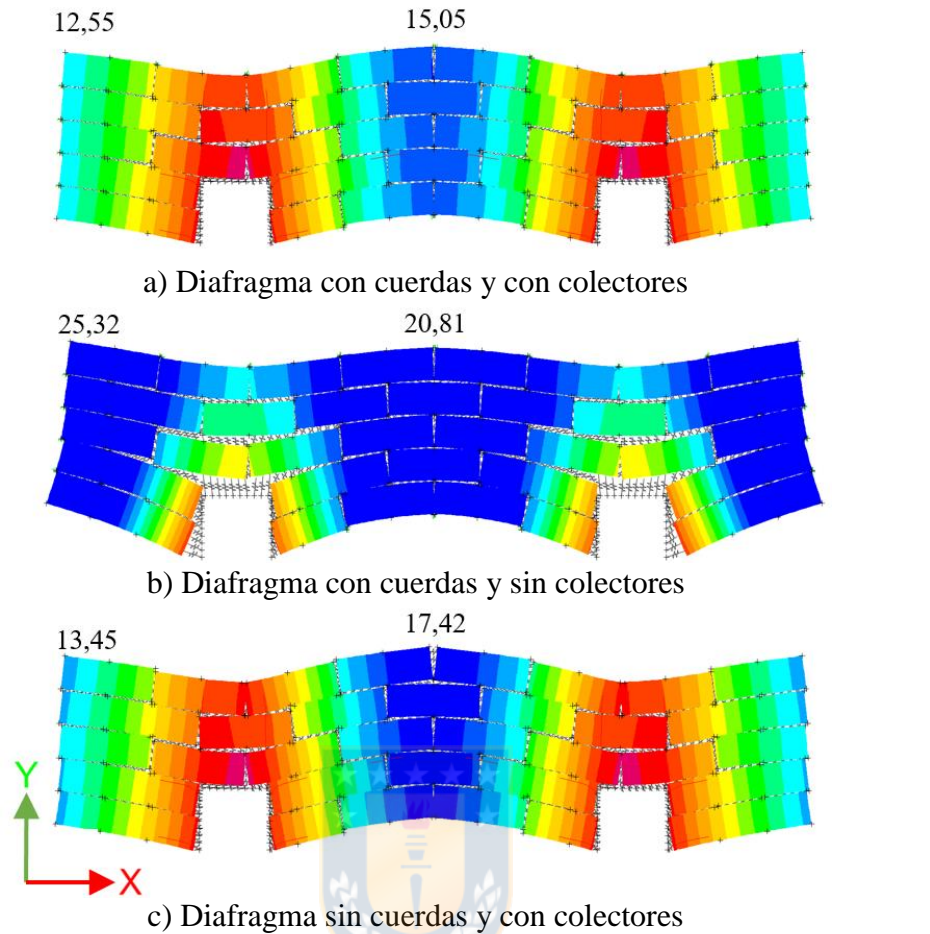


Figura 4.1 DMD con y sin conexiones edificio B28 – AENL dirección Y (mm x200)

Los patrones de desplazamiento de los diafragmas obtenidos de los modelos bidimensionales se asemejaron a los patrones de desplazamiento obtenidos de modelos unidimensionales de viga simplemente apoyada (Figura 2.9) y empotrada utilizados en el diseño. En estos modelos simplificados, un diafragma entre dos muros se conceptualiza como una viga simplemente apoyada, mientras que un diafragma restringido solo en un borde se conceptualiza como una viga empotrada.

El patrón de desplazamiento conceptualizado como viga empotrada fue observado en los edificios BC solicitados por el sismo en dirección X tal como se presenta en la Figura 4.2. En este caso, el máximo desplazamiento del diafragma (DMD) ocurre en el borde superior del diafragma, mientras que el borde superior de los núcleos restringe el desplazamiento con un cierto grado de empotramiento.

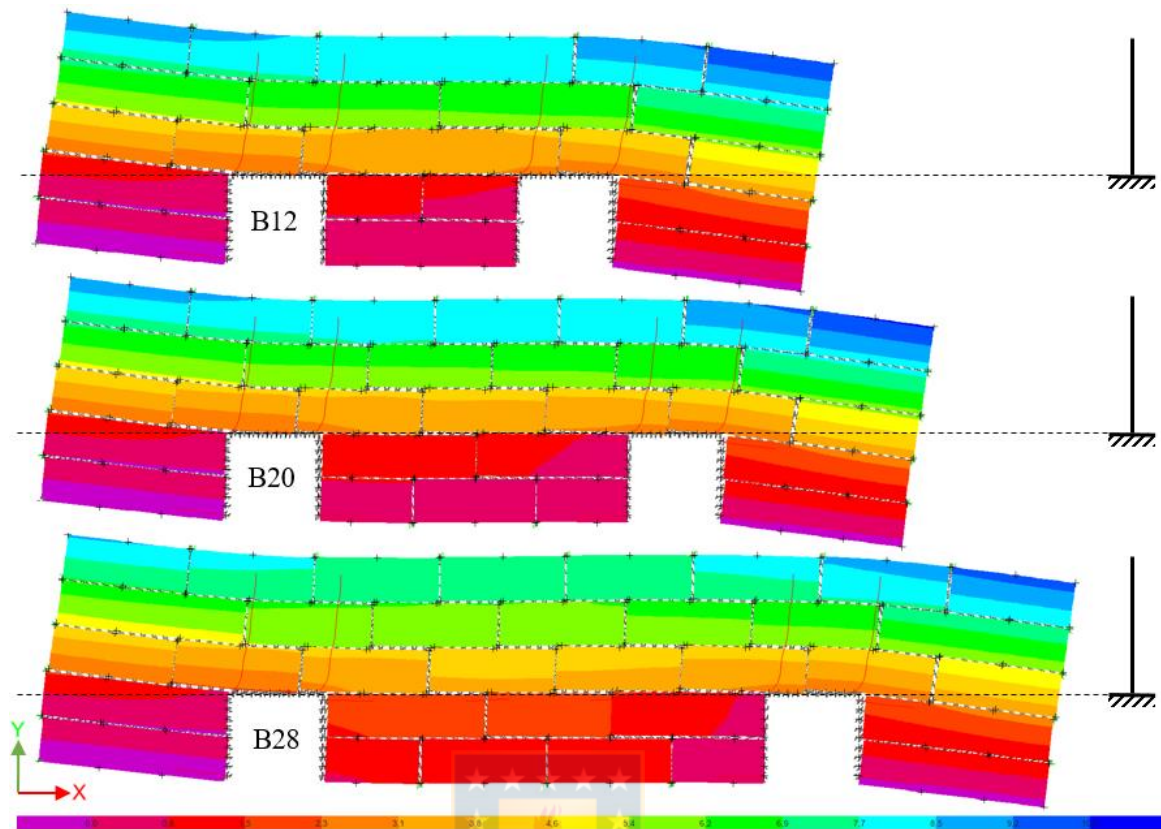


Figura 4.2 DMD edificios BC – AENL dirección X (mm x200)

El patrón de desplazamiento observado en los edificios BC solicitados por el sismo en dirección Y presenta dos comportamientos: viga simplemente apoyada en la zona entre núcleos y viga empotrada en los extremos del diafragma tal como se presenta en la Figura 4.3. A medida que la separación entre muros aumentaba, el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) se trasladó desde la zona en voladizo (edificio B12 y B20) hacia la zona entre muros (edificio B28).

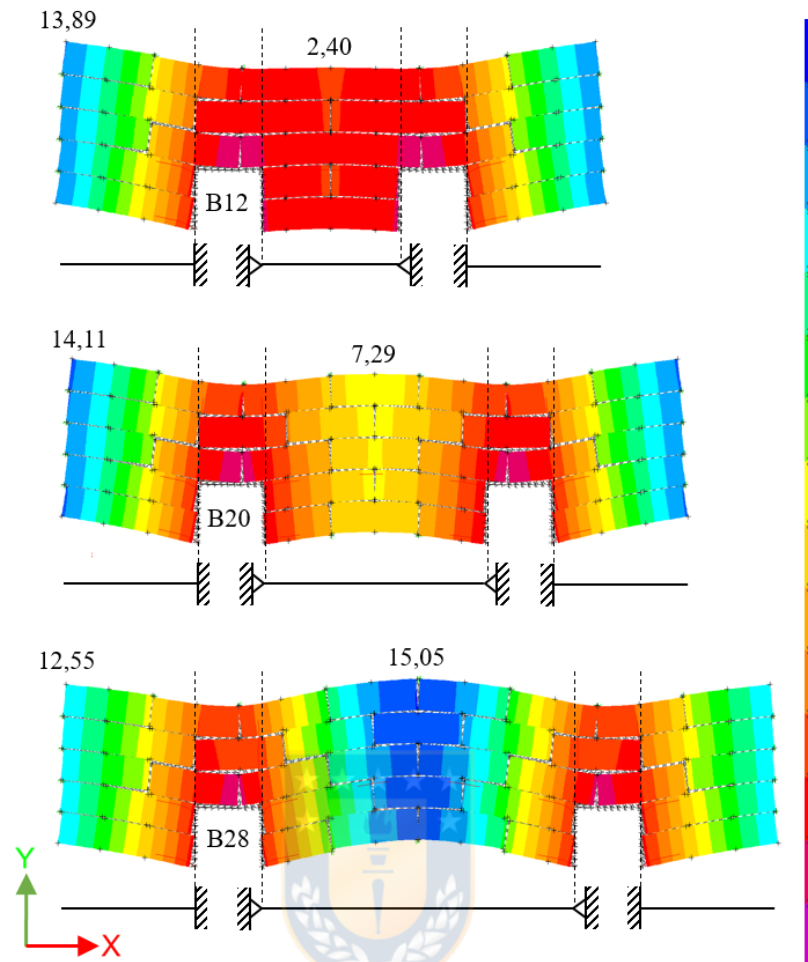
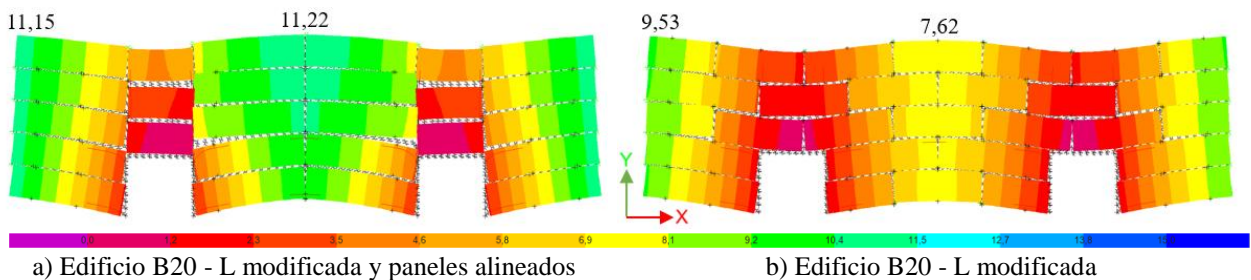


Figura 4.3 DMD edificio BC – AENL dirección Y (mm x200)

Cuando la longitud de la zona en voladizo es igual a la mitad de la longitud de la zona entre muros, el desplazamiento máximo del diafragma obtenido en ambas zonas es idéntico. Esto se observó al modificar la planta del edificio B20 reduciendo de 11,8 m (Figura 3.1) a 10 m la longitud de la zona en voladizo y alineando los paneles (Figura 4.4a), pues la disposición entrecruzada de paneles generaba un efecto de trabazón (Figura 4.4b).



a) Edificio B20 - L modificada y paneles alineados

b) Edificio B20 - L modificada

Figura 4.4 DMD edificio B20 modificado – AENL dirección Y (mm x200)

Según lo señalado en la sección 2.4, la Ecuación (2.2 estima el DMD en un diafragma con planta regular y elementos verticales resistentes a cargas horizontales ubicados en los dos extremos del diafragma. El único caso donde el DMD ocurrió en la zona entre muros fue en el edificio B28 solicitado en Y (Figura 4.3).

Como se presenta en el Anexo 4.1, al evaluar la Ecuación (2.2 en unidades internacionales (CSA, 2014) considerando la rigidez de las conexiones utilizada en los modelos y un ancho de cuerda igual al ancho de un panel se obtuvo un DMD de 24,91 mm, mayor que los 15,05 mm obtenidos en el modelo 2D (Figura 4.3) con disposición entrecruzada de paneles y conexiones con una rigidez a compresión diez veces mayor a la rigidez a tracción (Rinaldín *et al.*, 2013).

Al alinear los paneles, el DMD aumentó de 15,05 mm (Figura 4.5a) a 18,44 mm mientras que al igualar la rigidez de compresión respecto a la de tracción, el DMD aumentó de 18,44 mm a 19,21 mm (Figura 4.5b). Con respecto a este último caso la ecuación entregó un valor un 30% mayor lo que, *a priori*, es un buen valor estimativo en el cálculo del DMD. Cabe señalar que la ecuación fue sensible a la variación del ancho de la cuerda.

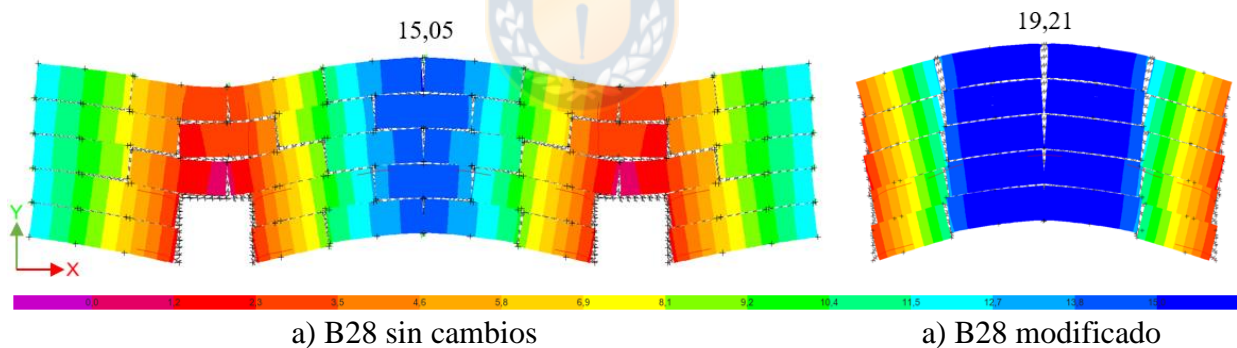


Figura 4.5 MDD edificio B28 modificado – AENL dirección Y (mm x200)

En el caso del diafragma del edificio U8 solicitado en X (Figura 4.6) e Y (Figura 4.7), el patrón de desplazamiento del diafragma se asemejó al de viga simplemente apoyada.

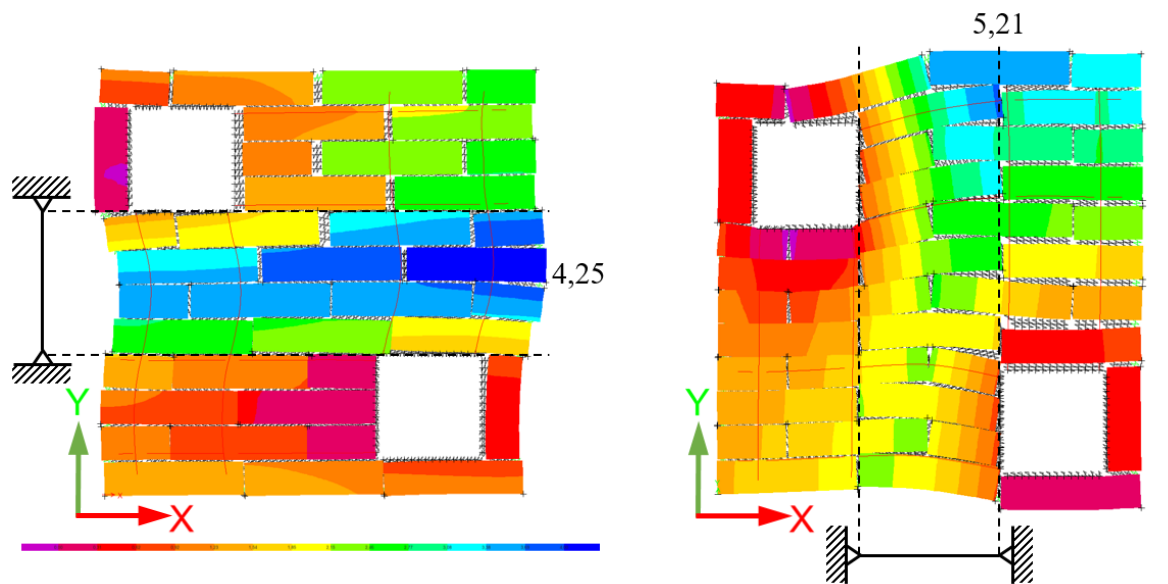


Figura 4.6 DMD edificio U8 – AENL dirección X (mm x400) Figura 4.7 DMD edificio U8 – AENL dirección Y (mm x400)

El patrón de desplazamiento del diafragma del edificio U8 solicitado en Y se encontró perturbado por la zona adyacente traccionada. Esta zona, restringida por las conexiones colector y losa-muro, desplazó el desplazamiento máximo del diafragma (DMD) desde el centro hacia derecha tal como se observa en la Figura 4.7.

En todos los modelos bidimensionales la demanda sobre las conexiones permaneció dentro del rango elástico (Anexo 4.2) y, en algunos casos, superó la demanda de diseño (Etapa 1) calculada a partir del método de analogía de viga (Figura 2.9).

4.2.2 Modelos tridimensionales

En esta sección los patrones de desplazamiento en cada dirección de análisis son asociados a un borde del diafragma y a las esquinas de los muros tal como se presenta en la Figura 4.8. Los patrones de desplazamiento serán mostrados para cada uno de los ocho pisos.

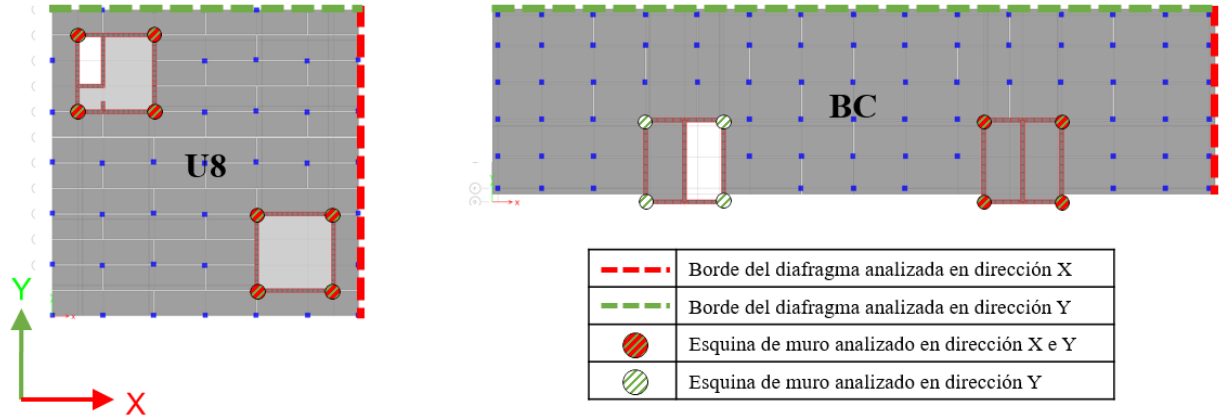


Figura 4.8 Zonas de desplazamiento evaluado en el análisis 3D

En los edificios BC, los patrones de desplazamiento del diafragma obtenidos en los modelos 3D (Figura 4.9 y Figura 4.10) se asemejaron a los obtenidos de modelos 2D (Figura 4.2 y Figura 4.3).

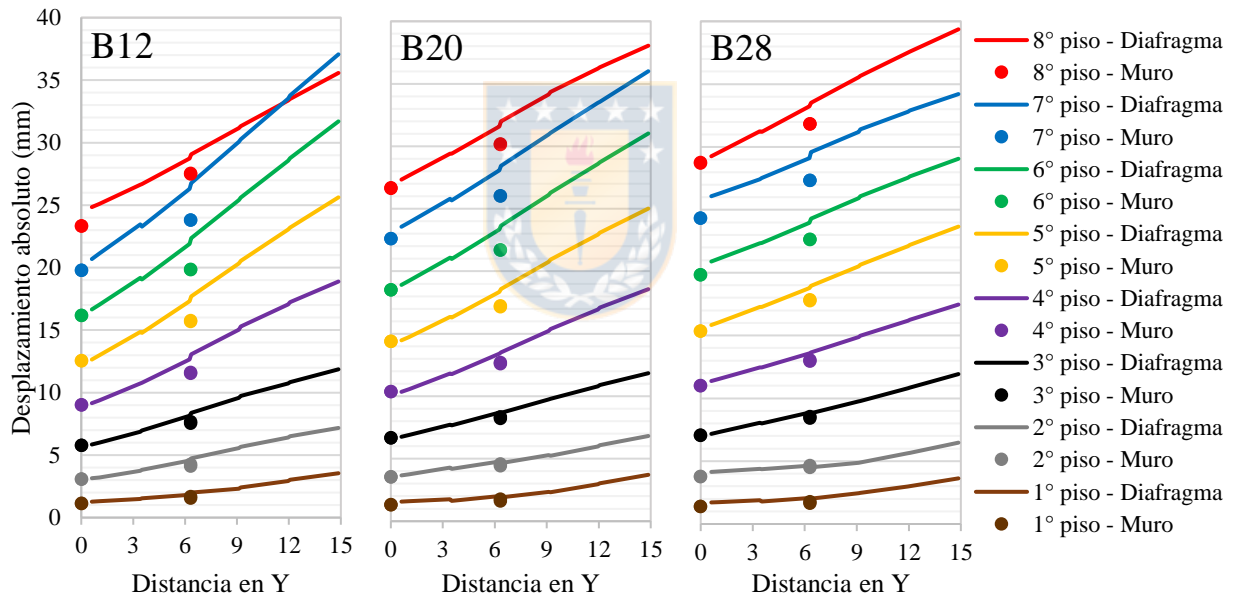


Figura 4.9 DMD edificios BC – ATH registro S1X

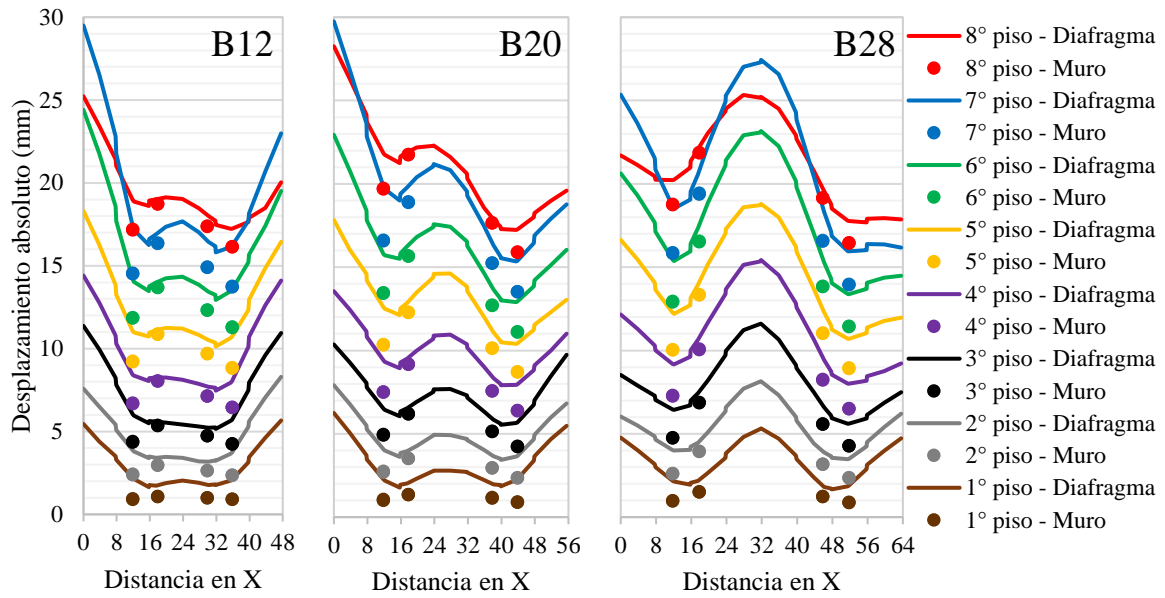


Figura 4.10 DMD edificios BC – ATH registro S1Y

La diferencia existente entre los resultados del modelo 2D y 3D se debe al hecho de que el modelo 3D capturó el efecto de la torsión natural y la interacción diafragma-muro. El efecto de torsión natural fue observado claramente en la Figura 4.10, pues la zona izquierda presentó un mayor desplazamiento que la zona derecha. Esto se debió a las diferencias entre masa y rigidez del par de núcleos, siendo el núcleo izquierdo un piso más alto que el núcleo derecho (Figura 3.2).

Al igual que los edificios BC, los patrones de desplazamiento del edificio U8 en los modelo 3D con sismo en X e Y (Figura 4.11) se encontraron controlados la torsión natural debido al mayor desplazamiento del núcleo izquierdo respecto al derecho.

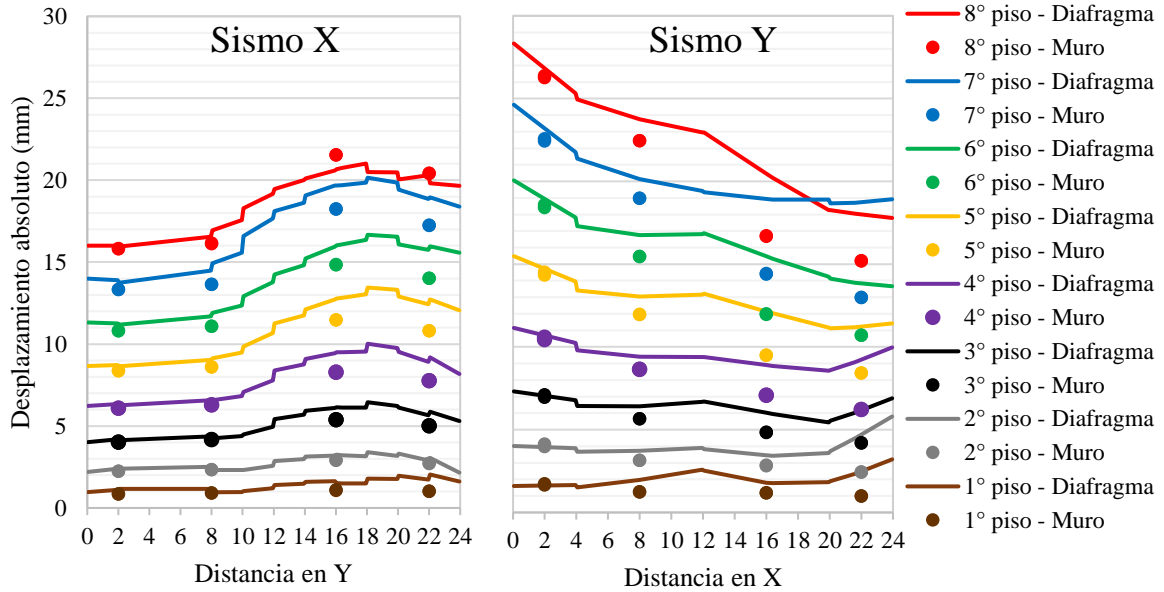


Figura 4.11 DMD edificio U8 – ATH registro S1

En todos los modelos tridimensionales, al igual que los bidimensionales, la demanda sobre las conexiones permaneció dentro del rango elástico (Anexo 4.2) y, en algunos casos, superó la demanda de diseño (Etapa 1) calculada a partir del método de analogía de viga (Figura 2.9). En general, el modelo empleado en el diseño entregó resultados conservadores los cuales fueron superados, en algunos casos, por los entregados por los modelos 3D, pero siempre comportándose dentro del rango elástico. Esto se puede deber al efecto torsional y a la mayor sollicitación presente en los análisis tiempo-historia (ATH) descritos en la siguiente sección.

Como se señaló en la sección 3.3.4 y fue presentado en la Figura 3.5, los modelos histeréticos implementados en esta investigación presentaron un buen ajuste en la zona elástica del ensayo pero no capturaron correctamente la degradación de rigidez tras una incursión en el rango inelástico. Ya que las conexiones modeladas se comportaron dentro del rango elástico, el menor ajuste de la zona inelástica pierde relevancia en este estudio.

4.3 Influencia de la flexibilidad del diafragma sobre la respuesta estructural

La influencia de la flexibilidad del diafragma fue analizada respecto a los modelos tridimensionales sometidos análisis modal espectral (AME) y tiempo-historia (ATH) asociados a la tercera (3.3.3) y cuarta (sección 3.3.4) etapa de análisis respectivamente.

4.3.1 Respuesta modal

Según lo observado en los modelos (diafragma rígido, semirrígido y flexible), la flexibilidad del diafragma horizontal influyó en la respuesta modal de la estructura. De esta manera se concluyó que, al aumentar la flexibilidad del diafragma:

- aumentó el valor de los períodos de la estructura. En los cuatro edificios, el período fundamental promedio fue de 0,42 s (rígido), 0,46 s (semirrígido) y 0,53 s (flexible);
- aumentó el número de modos necesarios para alcanzar el 90% de masa equivalente requerida por las normas (INN, 1996; ASCE, 2016). En los cuatro edificios fue necesario un promedio de 14 (rígido), 104 (semirrígido) y 677 (flexible) modos de vibrar;
- aumentó la influencia de los modos superiores sobre la respuesta estructural. Este aspecto fue observado en la disminución de la masa equivalente del modo fundamental y variación del patrón de máxima aceleración del diafragma. En los cuatro edificios, el porcentaje de masa equivalente promedio del modo fundamental respecto al total fue de 60% (rígido), 52 % (semirrígido) y 42 % (flexible);
- a medida que los modos superiores decrecían en valor, este tendía a converger al valor del período fundamental del diafragma en su plano con muros restringidos al desplazamiento horizontal, aspecto mencionado de igual manera por Moroder (2016).

La diferencia entre el período fundamental obtenido con la Ecuación (2.1 ($T_{SR_ecuación}$) definida por Nakaki (Moroder, 2016) y el obtenido del modelo 3D con diafragma semirrígido de la tercera etapa (T_{SR_modelo}) no fue mayor al 12% (Tabla 4.1). Esto demostró una buena aproximación de la ecuación de Nakaki respecto a los valores obtenidos de modelos 3D. Cabe señalar que la ecuación fue evaluada a partir de los períodos T_R y T_D obtenidos de la tercera etapa (modelo 3D con diafragma rígido) y segunda etapa (modelo 2D con diafragma semirrígido) respectivamente.

Tabla 4.1 Modo fundamental de edificio con diafragma rígido y semirrígido

Edificio	U8		B12		B20		B28	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
$T_{R_modelo\ 3D}$ (s)	0,386	0,392	0,471	0,363	0,485	0,380	0,500	0,395
$T_{D_modelo\ 2D}$ (s)	0,157	0,168	0,158	0,255	0,163	0,193	0,163	0,250
$T_{SR_ecuación}$ (s)	0,417	0,426	0,497	0,444	0,511	0,426	0,526	0,467
T_{SR_modelo} (s)	0,405	0,417	0,528	0,395	0,535	0,423	0,546	0,452
Diferencia (%)	3%	2%	-6%	12%	-4%	1%	-4%	3%

4.3.2 Demanda en muros y diafragmas

En el análisis modal espectral (AME) se observó que al aumentar la flexibilidad del diafragma (de rígido a flexible) el corte por piso disminuyó (Figura 4.12).

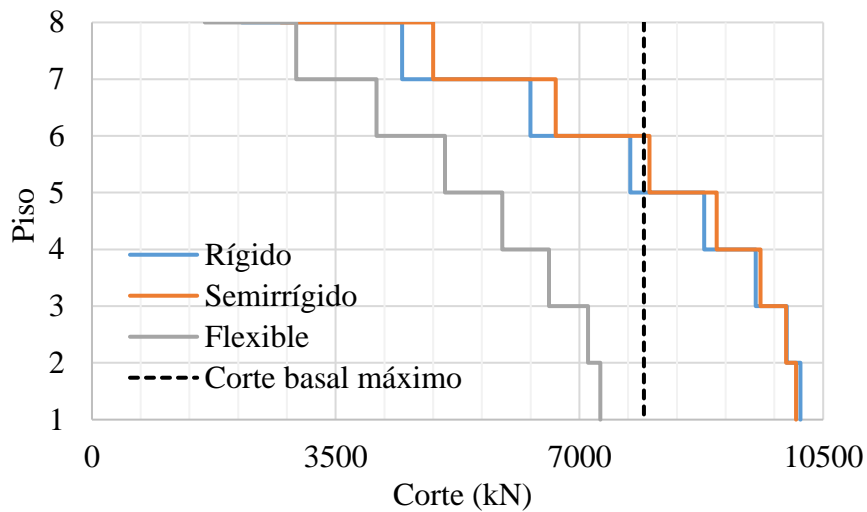


Figura 4.12 Corte por piso edificio B20 – AME dirección Y

El corte por piso disminuyó al aumentar la flexibilidad del diafragma pues, si bien el período fundamental (desde 0,36 s hasta 0,67 s) y su aceleración espectral asociada aumentaron (Figura 4.13), la masa equivalente del modo disminuyó debido al aumento de la participación de los modos superiores en la respuesta modal.

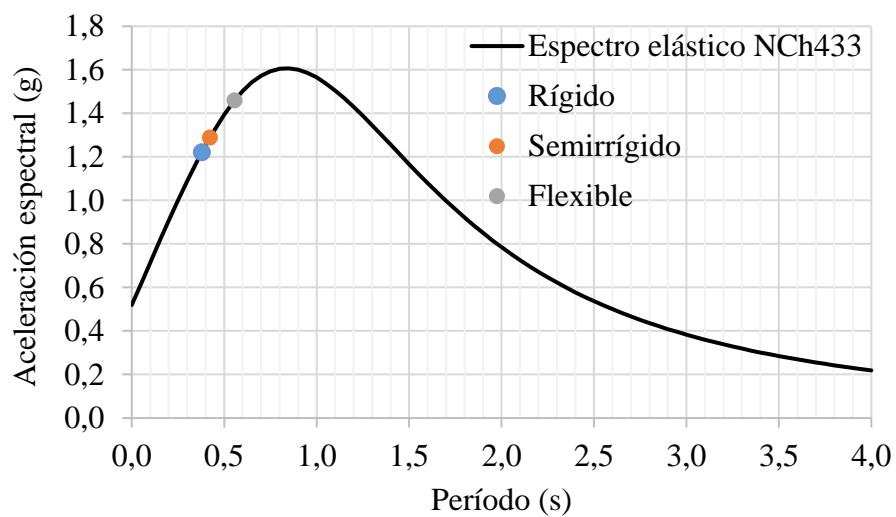


Figura 4.13 Período fundamental edificio B20 – AME dirección Y

Además, en el análisis modal espectral (AME) se observó que al aumentar la flexibilidad del diafragma (de rígido a flexible) su máxima aceleración aumentó (Figura 4.14) debido a la mayor participación de los modos superiores.

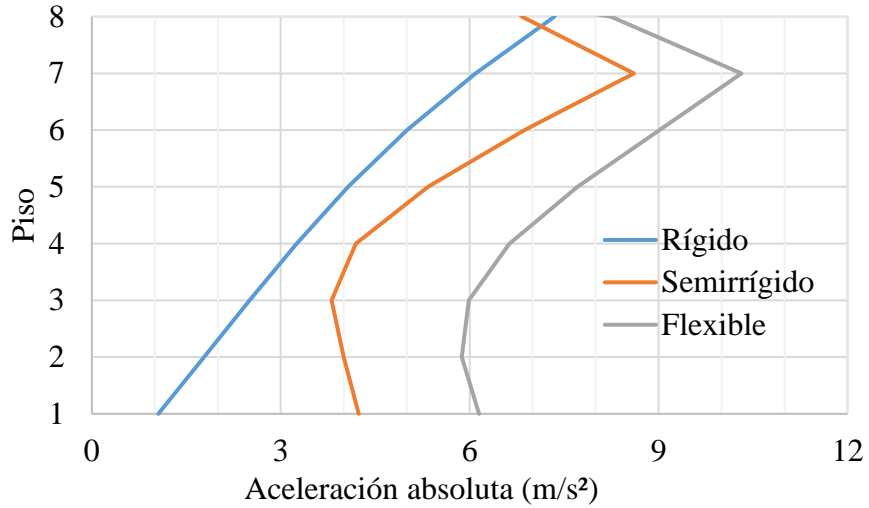


Figura 4.14 Aceleración del diafragma edificio B20 – AME dirección Y

Cabe señalar que la máxima aceleración del diafragma ocurrió, en el caso de los modelos rígidos, en el centro de masa, mientras que en los modelos semirrígido (Figura 4.15) y flexible ocurrió generalmente en la zona más alejada respecto a los muros, de manera similar al desplazamiento máximo del diafragma (DMD) observada en los modelos 2D (Figura 4.3) y 3D (Figura 4.10).

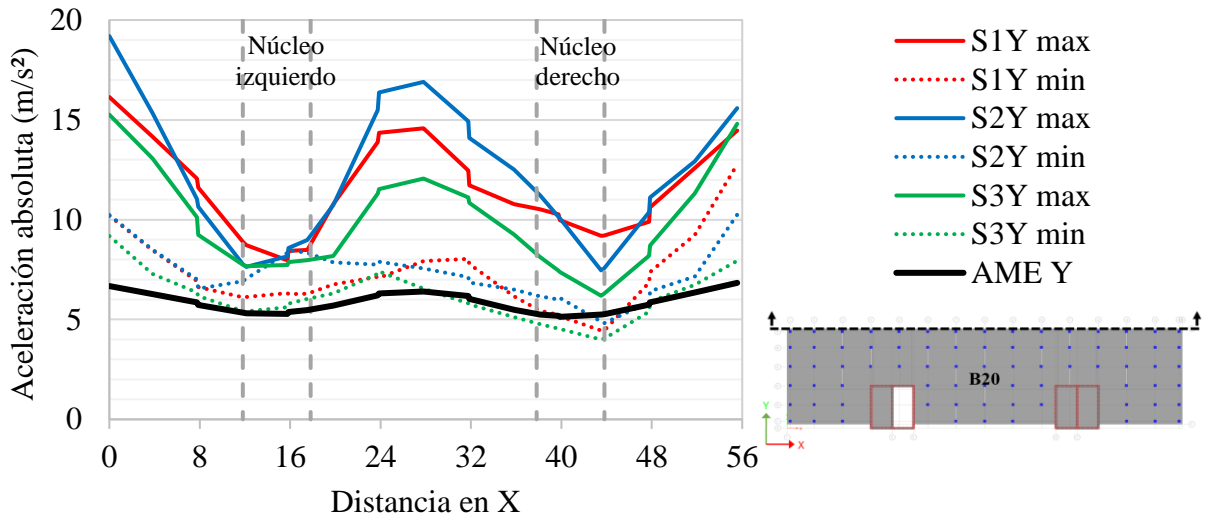


Figura 4.15 Aceleraciones del diafragma piso 8 edificio B20 – AME y ATH dirección Y

Por otro lado, en los gráficos asociados al ATH (Figura 4.15, Figura 4.16 y Figura 4.17) fue presentado el valor absoluto de la mínima respuesta negativa (e.g. S1Y min) con el fin de contrastarlo con la máxima respuesta positiva (e.g. S1Y max).

Las aceleraciones del diafragma obtenidas del análisis tiempo-historia (ATH) fueron mayores a las obtenidas del análisis modal espectral (AME). En estos dos análisis se observó un patrón de aceleraciones similar tal como se presenta en la Figura 4.16.

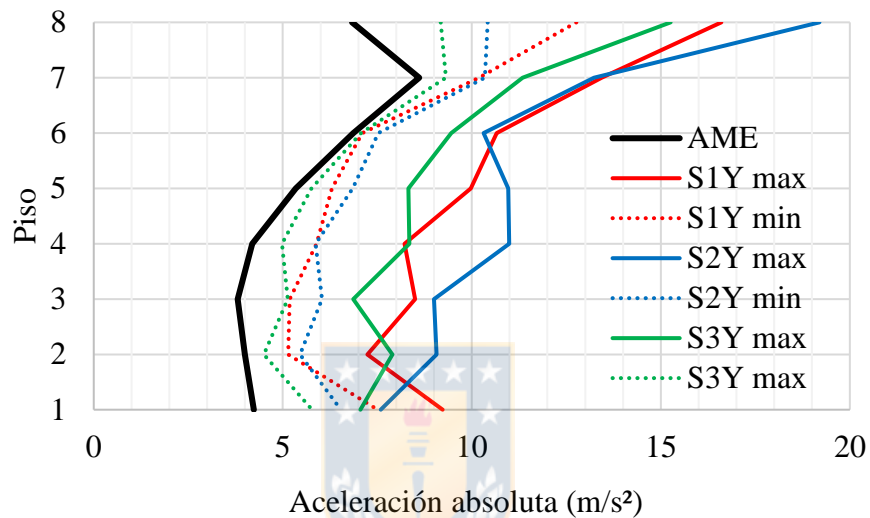


Figura 4.16 Máxima aceleración del diafragma edificio B20 – AME y ATH dirección Y

Los cortes por piso obtenidas del análisis tiempo-historia (ATH) fueron menores a los obtenidas del análisis modal espectral (AME). En estos dos análisis se observó un patrón de cortes por piso similar que converge en el corte basal de la estructural tal como se presenta en la Figura 4.17.

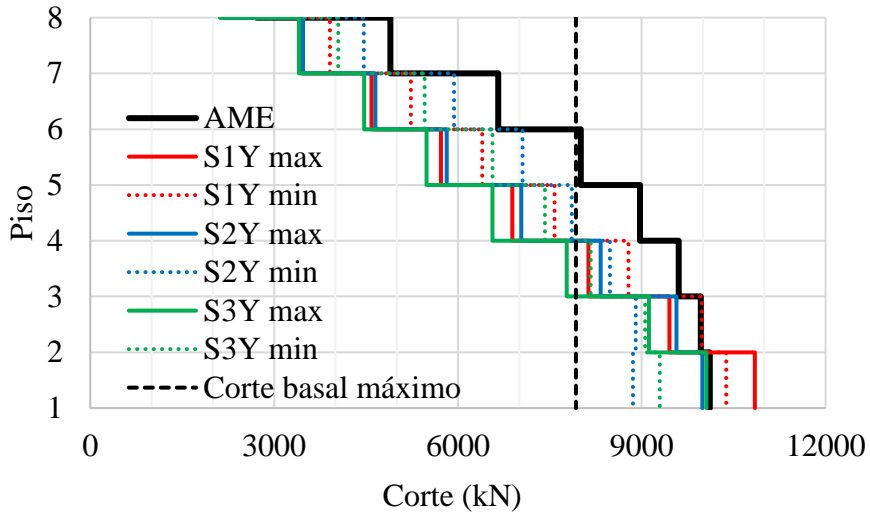


Figura 4.17 Corte por piso edificio B20 – AME y ATH dirección Y

Ahora bien, al comparar los resultados obtenidos de los modelos con diafragma rígido y semirrígido de la cuarta etapa se observó que, al aumentar la flexibilidad del diafragma, aumentó el DMD y disminuyó, en menor medida, el DPEV. Esto se presenta a través de la Figura 4.18, donde el DPEV fue dividido por la altura de entrepiso, obteniéndose el *drift* de entrepiso.

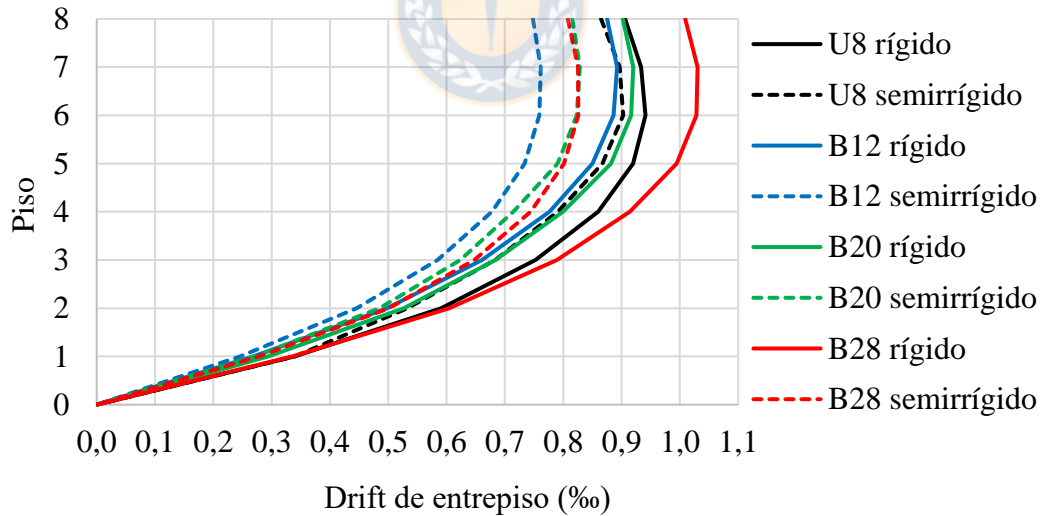


Figura 4.18 *Drift* máximo de entrepiso – ATH registro S1Y

La disminución del DPEV concuerda con los resultados obtenidos por Moroder (2016) y se relaciona con la disminución de los cortes por piso presentados en la Figura 4.12.

Finalmente, según lo observado en los modelos (diafragma rígido, semirrígido y flexible), se puede resumir que, al aumentar flexibilidad del diafragma:

- disminuyó el corte sobre los muros de los pisos inferiores. En los cuatro edificios, el corte basal promedio fue de 9600 kN (rígido), 9012 kN (semirrígido) y 7608 kN (flexible);
- aumentó el corte sobre los muros de los pisos superiores entre el modelo rígido y semirrígido, mientras que entre el modelo semirrígido y flexible disminuyó. En los cuatro edificios, el corte promedio del piso 7 fue de 4190 kN (rígido), 4349 kN (semirrígido) y 3267 kN (flexible);
- aumentó la sollicitación sobre los diafragmas horizontales. En los cuatro edificios, el promedio de la máxima aceleración del diafragma en el piso 7 fue de 5,8 m/s² (rígido), 7,5 m/s² (semirrígido) y 8,9 m/s² (flexible);
- disminuyó el *drift* de entrepiso de los muros. En los cuatro edificios, el máximo *drift* de entrepiso del piso 7 en la dirección Y fue de 0,98 ‰ (rígido) y 0,87 ‰ (semirrígido);
- aumentó el desplazamiento relativo de los diafragmas horizontales. En los modelos rígidos, el diafragma no presentaba desplazamiento relativo con respecto a los muros.

4.4 Índice de flexibilidad del diafragma

Los índices de flexibilidad de los diafragmas fueron calculados para cada uno de los tres pares de registros ajustados (Figura 3.4) y para cada uno de los ocho diafragmas por edificio en las zonas donde ocurrieron los desplazamientos máximos del diafragma (sección 4.2). De esta manera, las zonas de análisis se redujeron de los bordes del diafragma indicados en la Figura 4.19.

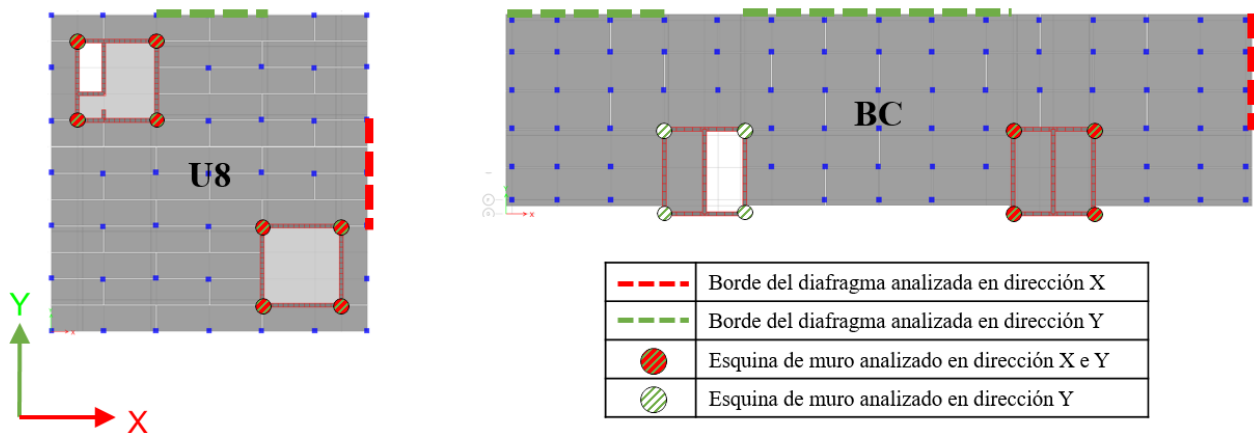


Figura 4.19 Zonas evaluadas en el cálculo del índice de flexibilidad

La clasificación de los diafragmas fue realizado a partir de los límites definidos en la norma FEMA (BSSC, 1997) presentados en la sección 2.4. En el Anexo 4.3 se presenta el detalle de los desplazamientos e índices de flexibilidad obtenidos para cada edificio.

En el conjunto de edificios BC (B12, B20 y B28) se obtuvo un total de 216 índices de flexibilidad (tres edificios de ocho pisos, tres pares de registros y tres zonas de análisis) de los cuales un 7%, 52% y 41% permitieron clasificar al diafragma como rígido, semirrígido y flexible respectivamente (Figura 4.20). Esto indicó que, en el caso de estos edificios, su análisis sísmico debiese ser realizado considerando un diafragma que oscila entre semirrígido y flexible.

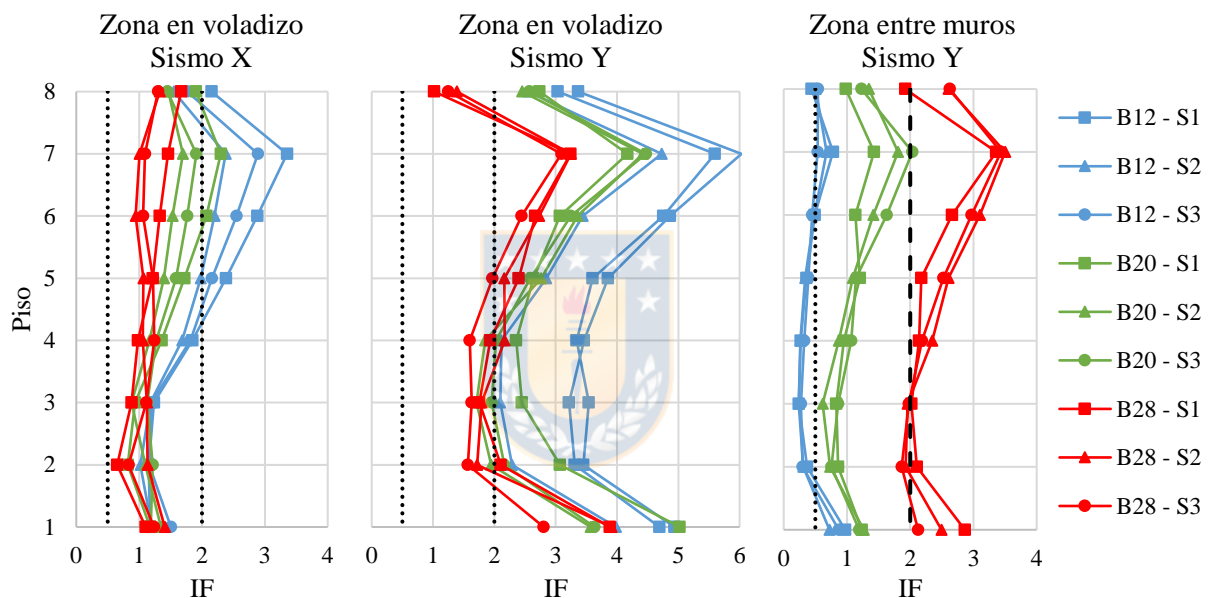


Figura 4.20 Índice de flexibilidad edificios BC – ATH

El patrón de índices de flexibilidad de los edificios BC (Figura 4.20), al igual que el patrón de DMD de los modelos 2D (Figura 4.3) y 3D (Figura 4.10), sufre un desplazamiento desde la zona del voladizo hacia la zona entre muros al aumentar la separación entre núcleos.

En el caso del edificio U8 se obtuvo un total de 48 índices de flexibilidad (un edificio de ocho pisos, tres pares de registros y dos zonas de análisis) de los cuales un 2%, 98% y 0% permiten clasificar al diafragma como rígido, semirrígido y flexible respectivamente (Figura 4.21). Esto indicó que, en el caso de este edificio, su análisis sísmico debiese ser realizado considerando un diafragma semirrígido.

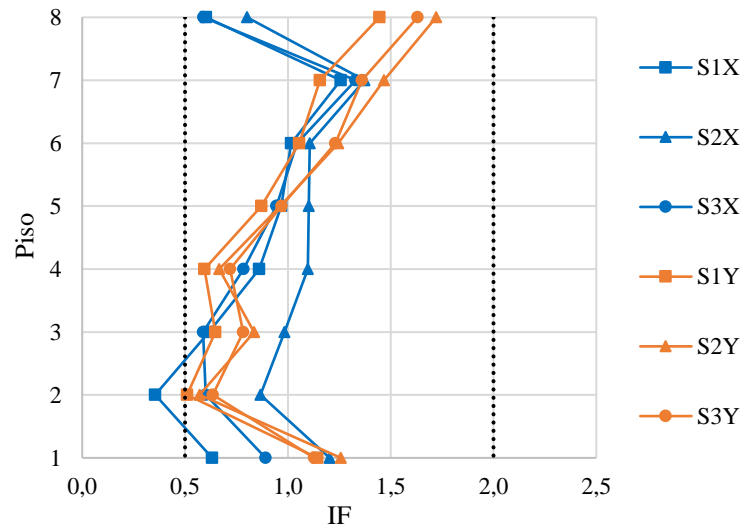


Figura 4.21 Índice de flexibilidad edificio U8 – ATH

De esta manera, en los cuatro edificios analizados se obtuvieron un total de 264 índices de flexibilidad de los cuales un 7%, 60% y 33% permiten clasificar al diafragma como rígido, semirrígido y flexible respectivamente. Esto indicó que, en el caso de estos edificios, su análisis sísmico debiese ser realizado considerando un diafragma que oscila entre semirrígido y flexible.

4.5 Conclusiones

El patrón de desplazamiento del diafragma del análisis bidimensional estuvo controlado por las conexiones y la disposición entrecruzada de paneles. Las conexiones que mayor relevancia tuvieron fueron la conexión cuerda y la conexión colector.

La ecuación definida en la norma SPDWS para el cálculo del desplazamiento máximo del diafragma (DMD) es válida en condiciones idealizadas. El DMD obtenido con esta ecuación se aleja del obtenido de modelos que presentan una distribución entrecruzada de paneles y conexiones con mayor rigidez a compresión que a tracción.

El patrón de desplazamiento del diafragma del análisis tridimensional, además de estar controlado por las conexiones y la disposición entrecruzada de paneles, estuvo controlada por la torsión natural. Este efecto se identificó debido al desplazamiento diferencial entre núcleos causado por sus diferencias en masa y rigidez.

La flexibilidad del diafragma influyó sobre respuesta sísmica de la estructura, ya que al aumentar esta flexibilidad (desde rígido a flexible) disminuyó la demanda sobre los muros y aumento la demanda sobre los diafragmas. Esto se debió a la modificación de la respuesta modal de la estructura que, al aumentar la flexibilidad del diafragma, presentó un aumento del valor y número de modos, así como una mayor participación de los modos superiores asociados al diafragma.

La ecuación de Nakaki para el cálculo del período fundamental en una estructura con diafragma semirrígido se aproximó bastante bien a los resultados obtenidos en modelos computacionales. La diferencia entre ambos resultados no fue mayor al 12%.

Las conclusiones obtenidas respecto a la influencia de la flexibilidad del diafragma sobre la respuesta estructural son similares a las obtenidas por Moroder quien analizó una estructura tradicional de madera a partir de tres modelos variando la flexibilidad del diafragma (rígido, semirrígido y flexible). De esta manera dichas conclusiones pueden ser generalizadas haciéndose evidente que la correcta clasificación del tipo de diafragma repercute en las demandas de diseño sobre los elementos.

Los índices de flexibilidad obtenidos de en los cuatro edificios permitieron clasificar al diafragma en un 60% de los casos como semirrígido y en un 33% de los casos como flexible. De esta manera, el análisis sísmico simplificado de estos edificios debiese considerar la envolvente de resultados.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

Esta investigación evaluó el comportamiento sísmico de diafragmas de madera contralaminada en cuatro edificios híbridos con muros de hormigón armado. Para ello se elaboraron modelos bidimensionales y tridimensionales que consideraran diferentes grados de rigidez del diafragma (rígido, semirrígido y flexible).

A partir del análisis de modelos tridimensionales con diafragma semirrígido se pudo identificar el tipo de comportamiento que presentaron los diafragmas horizontales en los cuatro edificios híbridos estudiados. Este comportamiento clasificó en un 60% de los casos como semirrígido y en un 33% de los casos como flexible.

Conforme a los resultados obtenidos se puede concluir que se aprueba parcialmente la hipótesis de investigación, pues si bien en un 33% de los casos se debe asumir un comportamiento flexible del diafragma, en un 60% de los casos se debe asumir un comportamiento semirrígido del diafragma.

Investigaciones realizadas por Moroder sobre doce modelos computacionales de estructuras de madera con tres tipos de flexibilidad del diafragma (rígido, semirrígido y flexible) concluyeron que al aumentar la flexibilidad del diafragma aumentó el período fundamental de la estructura y la demanda sobre los diafragmas.

El modelo tridimensional con diafragma semirrígido requerido en la identificación del comportamiento del diafragma y el análisis de los objetivos de esta investigación precisaba de la calibración de las histéresis de las conexiones. Para ello se calibró las histéresis en base al modelo pivote de ETABS. Este modelo presentó un buen ajuste en el rango elástico y deficiente en el rango inelástico. Ya que las conexiones modeladas se comportaron dentro del rango elástico, el menor ajuste de la zona inelástica pierde relevancia en este estudio.

En los cuatro edificios estudiados, las variables que determinaron el patrón de desplazamiento del diafragma fueron la disposición entrecruzada de paneles, las conexiones del diafragma y la torsión natural producto del desplazamiento diferencial del par de núcleos de hormigón armado.

Las conclusiones realizadas por Moroder mencionadas anteriormente fueron validadas en los cuatro edificios híbridos estudiados. Además, se observó que al aumentar la flexibilidad del diafragma disminuyó el corte en los muros, aumento el número de modos y la influencia de los modos superiores sobre la respuesta de la estructura.

Los modelos realizados en esta investigación adoptaron diversos criterios con el fin de abordar los objetivos planteados. Estos criterios fueron:

- escalabilidad de resultados obtenidos de ensayos en conexión panel-panel para su uso en conexión losa-muro, cuerda y colector;
- suposición de equivalencia entre un modelo con muros lineales y registros ajustados al espectro inelástico con respecto a un modelo con muros no lineales y registros ajustados al espectro elástico.

En función del trabajo de investigación desarrollado y en virtud de los criterios adoptados se recomiendan las siguientes líneas de investigación:

- realizar ensayos a escala de los cuatro tipos de conexiones analizadas en esta investigación;
- evaluar la influencia de la degradación de los muros de hormigón armado sobre la demanda de los diafragmas de madera contralaminada;
- identificar en un mayor número de edificios híbridos con variación en planta el tipo de comportamiento presente en los diafragmas;
- calibración de ecuaciones para el cálculo de la rigidez definida en las normas de diseño;
- estudio de la sensibilidad de la ecuación para el cálculo del desplazamiento máximo del diafragma en diafragmas conformados por paneles de madera contralaminada;
- formulación de modelos de la demanda sobre los diafragmas considerando la influencia de los modos superiores respecto al espectro sísmico chileno.

REFERENCIAS

ACI (2008) **Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI 318-08**. American Concrete Institute. Estados Unidos.

APA (2018) **Standard for Performance-Rated Cross Laminated Timber. ANSI/APA PRG 320-2018**. American Plywood Association. Washington. Estados Unidos.

ASCE (2016) **Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16**. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.

Ashtari, S., T. Haukaas y F. Lam (2014) In-Plane Stiffness of Cross-Laminated Timber Floors. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering**. Québec. Canadá. Agosto.

Ávila, F. (2018) **Evaluación del desempeño de diafragmas conformados por losas de CLT en edificios híbridos**. Memoria de Título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.

AWC (2015) **Special design provisions for wind and seismic. SDPWS 2015**. American Wood Council. Leesburg. Estados Unidos.

AWC (2018) **National design specification for wood construction. NDS 2018**. American Wood Council. Leesburg. Estados Unidos.

Bergen, N. (2016) Case study of UBC Brock Commons – Construction details and methods. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering**. Viena. Austria. Agosto.

Breneman, S., E. McDonnell y R. B. Zimmerman (2016) An Approach to CLT Diaphragm Modeling for Seismic Design with Application to a US High-Rise Project. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering**. Viena. Austria. Agosto.

BSSC (1997) **NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA-273.** Building Seismic Safety Council. Washington D.C. Estados Unidos.

CSA (2014) **Engineering design in wood. CSA-O86-14.** Canadian Standards Association. Ottawa. Canadá.

CSI (2016) **ETABS 2016. Version 16.2.1.** Computers and Structures, Inc. New York.

Dujic, B., K. Strus, R. Zarnic y A. Ceccotti (2010) Prediction of dynamic response of a 7-storey massive XLam wooden building tested on a shaking table. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering.** Riva del Garda. Italia. Junio.

EN (2004) **Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. EN 1995-1-1:2004.** Europäische Norm. Bruselas, Bélgica.

Fast, P., B. Gafner y R. Jackson (2017) Eighteen Storey Hybrid Mass Timber Student Residence at the University of British Columbia. **Structural Engineering International.** 27(1). 44-48.

Flaig, M. y Blaß, H. J. (2013) Shear strength and shear stiffness of CLT-beams loaded in plane. **Proceedings of 46th CIB-W18 Meeting.** Vancouver. Canadá.

FPInnovations (2013) **CLT: Handbook Cross Laminated Timber. U.S. Edition.** Point-Claire. Canadá.

Gavric, I., M. Fragiaco y A. Ceccotti (2012a) Strength and deformation characteristics of typical X-lam connections. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering.** Auckland. Nueva Zelanda. Julio.

Gavric, I., G. Rinaldin, C. Amadio, M. Fragiaco y A. Ceccotti (2012b) Experimental-numerical analyses of the seismic behaviour of cross-laminated wall systems. **World Conference on Earthquake Engineering.** Lisboa. Portugal. Septiembre.

Gavric, I. (2013) **Seismic behaviour of cross-laminated timber buildings**. PhD Thesis. Universidad de Trieste. Trieste. Italia.

Ghosh, S. K. (2016) Alternative diaphragm seismic design force level of ASCE 7-16. **Structural magazine**. Marzo 2016. 18-22.

González, P., C. Burgos, E. Pérez, F. Piña, E. Saavedra y M. Wagner (2014) **Sistema constructivo en madera contralaminada para edificios. Estudios de ingeniería para introducir en Chile un sistema constructivo de rápida ejecución para edificios de mediana altura, utilizando elementos de madera contralaminada**. (<http://www.conmaderausach.cl/index.php/material-de-descarga>). Visitado el 11/06/2019.

Goycoolea, J. (2017) **Diseño de un edificio híbrido con núcleo de hormigón armado**. Memoria de Título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.

INN (1996) **Diseño sísmico de edificios. NCh433.Of1996 Modificada en 2012**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (2009) **Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso. NCh1537.Of2009**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (2014) **Madera – Construcciones en Madera – Cálculo. NCh1198:2014**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (2016) **Hormigón – Requisitos generales. NCh170:2016**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (2017) **Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas. NCh3171.Of2017**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

Jackson, R. (2016) **Tall Timber Workshop – Brock Commons Student Residence: The University of British Columbia**. (https://www.woodworks.org/wp-content/uploads/2016-Tall-Timber-Workshop-Brock-Commons_Jackson.pdf). Visitado el 05/01/2020.

Johansen, K.W. (1949) Theory of timber connections. **International Association for Bridge and Structural Engineering**. 9. 249-262.

MINVU (2011) **Decreto Supremo Número 60. DS N°60**. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Santiago.

Moroder, D. (2016) **Floor diaphragms in multi-storey timber buildings**. PhD Thesis. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Canterbury. Christchurch. Nueva Zelanda.

Naturally:wood (2017) **Brock Commons Tallwood House – Construction Overview**. (<https://www.naturallywood.com/resources/brock-commons-construction-overview>). Visitado el 22/07/2019.

Poirier, E., M. Moudgil, A. Fallahi, S. Staub-French y T. Tannert (2016) Design and construction of a 53-meter-tall timber building at the university of British Columbia. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering**. Viena. Austria. Agosto.

Polastri, A. y Pozza, L. (2016) Proposal for a standardized design and modeling procedure of tall CLT buildings. **International Journal for Quality Research**. 10(3). 607-624.

Popovski, M., I. Gavric y J. Schneider (2014) Performance of two-storey CLT house subjected to lateral loads. **FP Innovations Research Report FPIPRODUCT-1-6896**. Vancouver. Canadá.

Rinaldin, G., C. Amadio y M. Fragiaco (2013) A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures. **Earthquake engineering & structural dynamics**. 42(13). 2023-2042.

Rodríguez, M. E., J. I. Restrepo y A. J. Carr (2002) Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings. **Earthquake engineering & structural dynamics**. 31(3). 693-718.

Sadeghi, M. y Smith I. (2014) Edge Connections for CLT Plates: In-Plane Shear Tests on Half-Lapped and Single-Spline Joints. **Proceedings of the World Conference on Timber Engineering**. Québec. Canadá. Agosto.

Salvadori, V. (2017) **TaLL WOOD buiLDiNg**. Master Thesis Architecture. Politécnico de Milán. Milán. Italia.

Spickler, K., M. Cloßen, P. Line y M. Pohll (2015) **Cross Laminated Timber Horizontal: Diaphragm Design Example**. White paper reference. (<https://www.structurlam.com/wp-content/uploads/2016/10/Structurlam-CrossLam-CLT-White-Paper-on-Diaphragms-SLP-Oct-2015.pdf>). Visitado el 05/01/2020.

Sullivan, K., T. H. Miller y R. Gupta (2018) Behavior of cross-laminated timber diaphragm connections with self-tapping screws. **Engineering Structures**. 2018. 168. 505-524.

Vassallo, D., I. P. Christovasilis, M. Follesca y M. Fragiacomò (2013) Design of a Four-Story Cross Laminated Timber Building in Northern Italy. **Wood Design Focus**. 23(4). 36-44.

Yasumura, M., K. Kobayashi, M. Okabe, T. Miyake y K. Matsumoto (2015) Full-scale tests and numerical analysis of low-rise CLT structures under lateral loading. **Journal of Structural Engineering**. 142(4). E4015007.

Zhou, L. Z. Chen, Y. H. Chui, C. Ni y A. Asiz (2014) Seismic performance of a hybrid building system consisting of a light wood frame structure and a reinforced masonry core. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. 28(6). A4014013

ANEXO 2.1 CONEXIÓN ENTRE PANELES CLT TIPO SPLINE

La conexión entre paneles de CLT tipo *spline* une dos paneles por medio de una placa de madera y pares de tornillos (Figura A.2.1).

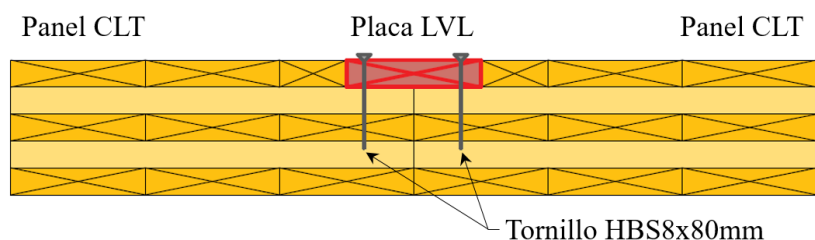


Figura A.2.1 Conexión entre paneles tipo spline (FPInnovations, 2013)

Este tipo de conexión ha sido ensayada en diversas investigaciones: ensayo A (Gavric *et al.*, 2012a; Gavric *et al.*, 2012b; Gavric, 2013; Rinaldin *et al.*, 2013), ensayo B (Sadeghi y Smith, 2014) y ensayo C (Sullivan *et al.*, 2018). Las características de cada ensayo son presentadas en la Tabla A.2.1. Cabe señalar que las celdas sombreadas fueron valores supuestos de catálogos, normas e información complementaria para el cálculo de la capacidad de diseño de extracción lateral de la conexión ensayada (INN, 2014; AWC, 2018).

Tabla A.2.1 Propiedades conexión entre paneles tipo *spline*

Término		Ensayo A ⁽¹⁾	Ensayo B ⁽²⁾	Ensayo C ⁽³⁾	Unidad
Elemento principal	ρ_0	450	512	500	kg/m ³
	L	52	141	75	mm
Elemento secundario	ρ_0	500	500	420	kg/m ³
	L	28	19	25	mm
Tirafondo	Tipo	HBS880	Eco-Fast ASSY 3.0	SWG ASSY 3.0 Eco	-
	L	80	160	100	mm
	D _{nominal}	8	6	8	mm
	D _{sin hilo}	5,4	3,9	5,3	mm
Extracción lateral	Z'	1,25	0,81	1,24	kN
	Modo	III _I	III _I	III _I	-

⁽¹⁾ Calibración de propiedades promedio de cinco (perpendicular) y seis (paralelo) ensayos, ⁽²⁾ promedio de cinco ensayos y ⁽³⁾ promedio de cuatro ensayos y

Las propiedades de las curvas fuerza-desplazamiento son presentadas en la Tabla A.2.2 y Tabla A.2.3. Cabe señalar que las celdas sombreadas fueron calculadas a partir de propiedades definidas en la misma tabla y las propiedades sin información son presentadas por medio de un guion (-).

Tabla A.2.2 Resultados de corte paralelo a la línea de conexión entre paneles

Término	Ensayo A ⁽¹⁾	Ensayo B ⁽²⁾	Ensayo C ⁽³⁾	Unidad
K_{el}	0,45	0,52	0,51	kN/mm
K_{pl1}	0,05	0,07	0,03	kN/mm
K_{pl2}	-0,13	-0,07	-	kN/mm
F_y	2,41	1,95	5,27	kN
F_{max}	3,78	4,55	5,88	kN
F_u	3,08	3,64	-	kN
u_y	5,34	3,74	10,39	mm
u_{max}	34,60	42,20	32,65	mm
u_u	40,00	54,50	-	mm

⁽¹⁾ Calibración de propiedades promedio de seis ensayos, ⁽²⁾ promedio de cinco ensayos y ⁽³⁾ promedio de cuatro ensayos

Tabla A.2.3 Resultados de corte perpendicular a la línea de conexión entre paneles

Término	Ensayo A ⁽¹⁾	Ensayo B ⁽²⁾	Ensayo C ⁽³⁾	Unidad
K_{el}	0,57	-	-	kN/mm
K_{pl1}	0,05	-	-	kN/mm
K_{pl2}	-0,14	-	-	kN/mm
F_y	1,62	-	-	kN
F_{max}	3,26	-	-	kN
F_u	3,09	-	-	kN
u_y	2,84	-	-	mm
u_{max}	39,18	-	-	mm
u_u	40,40	-	-	mm

⁽¹⁾ Calibración de propiedades promedio de seis ensayos, ⁽²⁾ promedio de cinco ensayos y ⁽³⁾ promedio de cuatro ensayos

Los puntos de la curva multilínea fuerza-desplazamiento del Ensayo A fueron obtenidos de las propiedades definidas en la Tabla A.2.2 y Tabla A.2.3. Los puntos son definidos en la Tabla A.2.5 y Tabla A.2.4 para el corte paralelo y perpendicular a la línea de conexión respectivamente.

Tabla A.2.4 Ensayo A – Puntos curva fuerza-desplazamiento ensayo de corte paralelo

d (mm)	F (kN)
-40,00	-3,08
-34,60	-3,78
-5,34	-2,41
0	0
5,34	2,41
34,60	3,78
40,00	3,08

Tabla A.2.5 Ensayo A – Puntos curva fuerza-desplazamiento ensayo de corte perpendicular

d (mm)	F (kN)
-2,84	-16,2
0	0
2,84	1,62
39,18	3,26
40,40	3,09

En la Figura A.2.2 se presenta el gráfico fuerza-deformación obtenido del Ensayo A definido en la Tabla A.2.5 y la Tabla A.2.4.

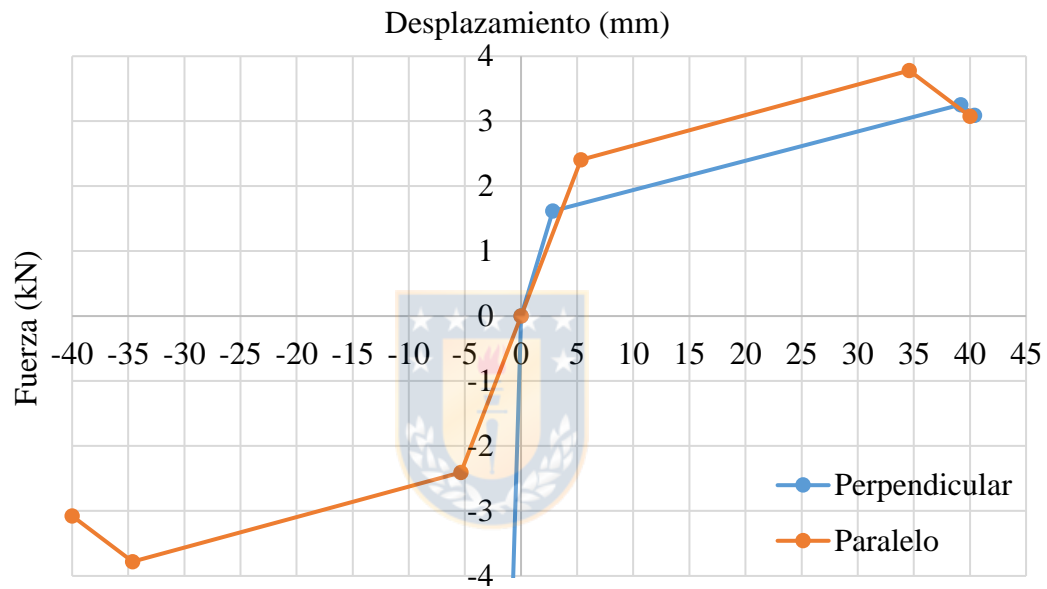


Figura A.2.2 Ensayo A – Curva fuerza-desplazamiento

ANEXO 3.1 PARÁMETROS DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

La composición y distribución de las capas del panel de CLT diseñado son definidos en la Tabla A.3.1.

Tabla A.3.1 CLT – Distribución y composición de capas

Término	Paralela	Perpendicular	Unidad	Referencia
Número de capas	3	2	-	-
Espesor de cada capa	35	35	mm	-
Especie maderera	Pino radiata	Pino radiata	-	-
Grado madera aserrada	C24	C16	-	NCh1198:2014
Módulo de elasticidad	10200	7900	MPa	NCh1198:2014
K_H	1	1	-	NCh1198:2014

Las propiedades ortotrópicas del panel de CLT solicitado en su plano se encuentran respecto a los ejes locales definidos en la Figura A.3.1.

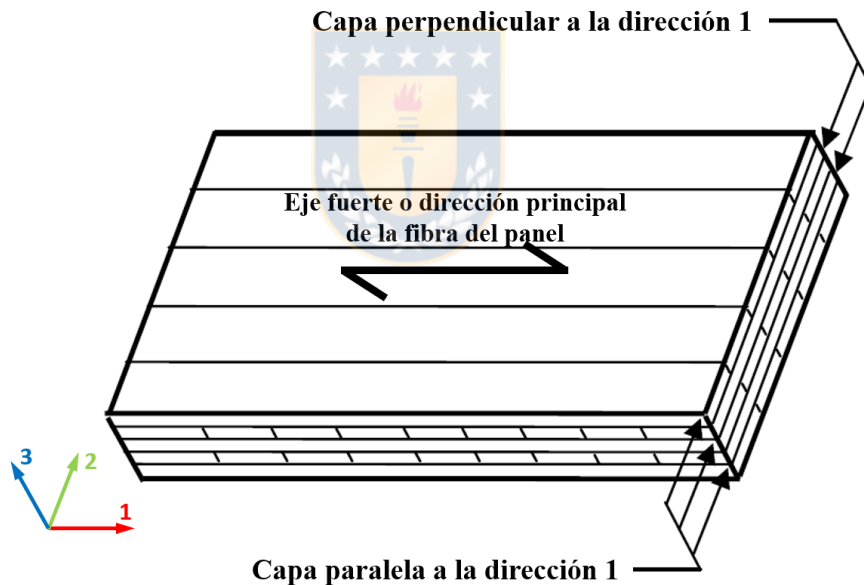


Figura A.3.1 Ejes locales del panel de CLT (Yasumura *et al.*, 2015)

Las propiedades ortotrópicas del panel de CLT solicitado en su plano son definidas en la Tabla A.3.2.

Tabla A.3.2 CLT – Propiedades ortotrópicas del material

Término	Valor	Unidad	Referencia
E ₁	6120	MPa	Ecuación (A.3.1)
E ₂	3160	MPa	Ecuación (A.3.1)
E ₃	395	MPa	Ashtari <i>et al.</i> (2014)
G ₁₂	638	MPa	Ecuación (A.3.3)
G ₁₃	185	MPa	Ecuación (A.3.4)
G ₂₃	171	MPa	Ecuación (A.3.4)
v ₁₂	0,07	-	Ashtari <i>et al.</i> (2014)
v ₁₃	0,35	-	Ashtari <i>et al.</i> (2014)
v ₂₃	0,35	-	Ashtari <i>et al.</i> (2014)
ρ ₀	450	kg/m ³	NCh1198 (INN, 1996)

Los módulos de elasticidad E₁ y E₂ de la Tabla A.3.2 se calcularon con la Ecuación (A.3.1) (Vassallo *et al.*, 2013; Yasumura *et al.*, 2015).

$$E_i = E_c \cdot \frac{n_c}{n_T}, \quad (\text{A.3.1})$$

donde:

E_i : Módulo de elasticidad dentro del plano del panel de CLT en la dirección i

E_c : Módulo de elasticidad madera aserrada de las capas en la dirección i

n_c : Número total de capas paralelas a la dirección i

n_T : Número total de capas del panel de CLT

La Ecuación (A.3.2) definida por Breneman *et al.* (2016) entrega los mismos resultados que la Ecuación (A.3.1) para paneles de CLT con igual espesor de capas.

$$E_i = E_c \cdot \frac{t_c}{t_T}, \quad (\text{A.3.2})$$

donde:

t_c : Espesor total de capas paralelas a la dirección i

t_T : Espesor total del panel de CLT

El módulo de corte G₁₂ de la Tabla A.3.2 se calculó con la Ecuación (A.3.3) (Yasumura *et al.*, 2015).

$$G_{12} = E_c/16, \quad (\text{A.3.3})$$

Los módulos de corte G_{13} y G_{23} de la Tabla A.3.2 se calcularon con la Ecuación (A.3.4) (Flaig y Blaß, 2013).

$$G_{i3} = \left((G_{lam})^{-1} + (G_{ef, ca})^{-1} \right)^{-1}, \quad (A.3.4)$$

donde:

G_{ij} : Módulo de corte dentro del plano del panel de CLT en la dirección i

G_{lam} : Módulo de corte de la madera

$G_{ef,ca}$: Módulo de corte efectivo de la sección transversal del panel de CLT

En la Ecuación (A.3.4) el módulo de corte de la madera (G_{lam}) se calculó con la Ecuación (A.3.3), mientras que el módulo de corte efectivo de las capas ($G_{ef,ca}$) se calculó con la Ecuación (A.3.5).

$$G_{ef,ca} = \frac{K \cdot b^2 \cdot n_{ca} \cdot m^2}{5 \cdot t_T \cdot (m^2 + 1)}, \quad (A.3.5)$$

donde:

K : Módulo de deslizamiento del área transversal

b : Ancho de la pieza de madera aserrada que conforma el panel

n_{ca} : Número de capas de pegamento que unen las capas del panel

t_T : Espesor del panel

m : Número de listones perpendiculares a la dirección i

Finalmente, los coeficientes de Poisson ν_{12} , ν_{13} y ν_{23} definidos en la Tabla A.3.2 fueron extraídos directamente de los valores utilizados por Ashtari *et al.* (2014), mientras que el módulo de elasticidad E_3 se calculó con la Ecuación (A.3.6) (Ashtari *et al.*, 2014).

$$E_3 = E_3^A \cdot \frac{E_2}{E_2^A}, \quad (A.3.6)$$

donde:

E_3 : Módulo de elasticidad dirección 3 de la Tabla A.3.2

E_3^A : Módulo de elasticidad dirección 3 utilizado por Ashtari *et al.* (2014)

E_2 : Módulo de elasticidad dirección 2 de la Tabla A.3.2

E_2^A : Módulo de elasticidad dirección 2 utilizado por Ashtari *et al.* (2014)

Las propiedades del acero utilizado en los colectores son definidas en la Tabla A.3.3.

Tabla A.3.3 Acero – Propiedades del material

Término	Valor	Unidad	Referencia
E	200000	MPa	-
ν	0,3	-	-
ρ_0	7850	kg/m ³	NCh1537.Of2009

Las propiedades del hormigón utilizado en los muros son definidas en la Tabla A.3.4.

Tabla A.3.4 Hormigón G30 – Propiedades del material

Término	Valor	Unidad	Referencia
E	25743	MPa	ACI 318-08
f'_c	30	MPa	NCh170:2016
ν	0,2	-	-
ρ_0	2500	kg/m ³	NCh1537.Of2009

El peso muerto de la estructura corresponde a la suma entre el peso de los elementos modelados (cubicación realizada por el programa) y el peso extra incorporado. En la Tabla A.3.5 se presenta esta carga extra incorporada al modelo, así como las sobrecargas de piso y techo.

Tabla A.3.5 Cargas gravitacionales

Tipo	Término	Valor	Unidad	Comentario
D	Tabiquería	1,0	kN/m ²	Supuesto
D	Recubrimiento	1,2	kN/m ²	Recubrimiento 5 cm
L	Oficina-Corredor	3,0	kN/m ²	Ponderación de áreas
L	Baño	4,0	kN/m ²	Supuesto igual a corredor
L	Escalera	5,0	kN/m ²	Dato
L _r	Techo	2,0	kN/m ²	Dato

(NCh1537.Of2009)

Como se señaló en la sección 3.3.2, las propiedades inelásticas de las conexiones ingresadas al modelo fueron adaptadas de resultados de ensayos. Estos ensayos fueron definidos en el Anexo 2.1 (Tabla A.2.5 y Tabla A.2.4) y son llamados Ensayo A.

La capacidad de diseño de extracción lateral (INN, 2014; AWC, 2018) del Ensayo A, así como de las conexiones modeladas (Figura 2.4) es presentado en la Tabla A.3.6.

Tabla A.3.6 Capacidad de diseño de extracción lateral en diferentes conexiones

Conexión	Z' (kN)	Modo de falla	Z' conexión / Z' ensayo
Ensayo A	1,25	III _l	1,00
Panel-Panel	1,35	III _s	1,08
Losa-Muro	1,82	IV	1,46
Colector	1,82	IV	1,46
Cuerda	0,72	IV	0,58

El escalamiento de los resultados del Ensayo A se realizó según la Ecuación (3.2 utilizando los parámetros definidos en la Tabla A.3.7, Tabla A.3.8 y Tabla A.3.9. Cabe señalar que los edificios B12 y B20 comparten la misma tabla pues estos poseen el mismo patrón de conexiones.

Tabla A.3.7 M0 – Factores de escalamiento conexión Ensayo A

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Cuerda	Colector	Unidad
Z' _d	1,35	1,82	1,82	0,72	kN
Z' _e	1,25	1,25	1,25	1,25	kN
S _m	40	40	40	-	cm
S _d	10	10	10	-	cm
n _h	1	2	2	40	-
FA	4,34	11,70	11,70	23,10	-

Tabla A.3.8 B12 y B20 – Factores de escalamiento conexión Ensayo A

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Cuerda	Colector	Unidad
Z' _d	1,35	1,82	1,82	0,72	kN
Z' _e	1,25	1,25	1,25	1,25	kN
S _m	70	60	70	-	cm
S _d	4	7,5	5	-	cm
n _h	1	2	2	280	-
FA	19,01	23,40	40,95	161,73	-

Tabla A.3.9 B28 – Factores de escalamiento conexión Ensayo A

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Cuerda	Colector	Unidad
Z' _d	1,35	1,82	1,82	0,72	kN
Z' _e	1,25	1,25	1,25	1,25	kN
S _m	70	60	70	-	cm
S _d	3,5	7,5	5	-	cm
n _h	1	2	2	380	-
FA	21,72	23,40	40,95	219,49	-

La calibración del modelo histerético (modelo multilíneal tipo pivote) respecto a la histéresis de la conexión del Ensayo A definido en el Anexo 2.1 requirió del ajuste de parámetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 y η definidos en la Tabla A.3.10.

Tabla A.3.10 Propiedades calibración de histéresis

Término	U1	U2 y U3
α_1	1000	1000
α_2	1	1000
β_1	0	0,25
β_2	0,05	0,25
η	0	0



ANEXO 3.2 ANÁLISIS DE LA RIGIDEZ DE CONEXIONES

Sullivan (2018) señala que el valor de rigidez obtenido de la norma NDS (AWS, 2018) puede ser hasta diez veces más grande que los resultados obtenidos de ensayos. Es por ello que, en el presente anexo, son comparados los valores de rigidez de conexiones obtenidos de la norma chilena (INN, 2014), estadounidense (AWS, 2018) y europea (EN, 2004) respecto a los resultados de ensayo definidos en el Anexo 2.1. En estos ensayos, la rigidez de la conexión estuvo controlada por la rigidez del tornillo.

Cabe señalar que la rigidez de la conexión también es llamada módulo de corrimiento y se encuentra definido para un plano de corte y un conector (EN, 2004). Además, las ecuaciones de diseño dependen del tipo de conector y de los elementos conectados.

En la sección 7.4.5 de la norma chilena (INN, 2014) y en la sección 11.3.6.1 de la norma estadounidense (AWC, 2018) son definidas la Ecuación (A.3.7 y la Ecuación (A.3.8 para el caso de tornillos en conexión madera-madera y madera-acero respectivamente.

$$K_{el} = 246 \cdot D^{1.5}, \text{ para conexión madera-madera,} \quad (\text{A.3.7})$$

$$K_{el} = 370 \cdot D^{1.5}, \text{ para conexión madera-acero,} \quad (\text{A.3.8})$$

donde:

K_{el} : Módulo de corrimiento o rigidez elástica (N/mm)

D : Diámetro del vástago (mm)

En la sección 7.1 de la norma europea (EN, 2004) son definidas la Ecuación (A.3.9 y la Ecuación (A.3.10 para el caso de tornillos en conexión madera-madera y madera-acero respectivamente.

$$K_{el} = \rho_0^{1.5} \cdot D/23, \text{ para conexión madera-madera,} \quad (\text{A.3.9})$$

$$K_{el} = 2 \cdot \rho_0^{1.5} \cdot D/23, \text{ para conexión madera-acero,} \quad (\text{A.3.10})$$

donde:

ρ_0 : Densidad media de la madera utilizada (kg/m^3)

En el caso que la densidad media de los dos elementos unidos sea diferente ($\rho_{0,1}$ y $\rho_{0,2}$), la densidad utilizada en la Ecuación (A.3.9 y Ecuación (A.3.10 debe ser calculada según la Ecuación (A.3.11.

$$\rho_0 = \sqrt{\rho_{0,1} \cdot \rho_{0,2}} \quad , \quad (\text{A.3.11})$$

La comparación entre la rigidez elástica de los ensayos definidos en la Tabla A.2.2 y la obtenida de ecuaciones de diseño (Ecuación (A.3.7 y Ecuación (A.3.9) son presentadas en la Tabla A.3.11. Cabe señalar que las propiedades de los elementos ensayados fueron presentadas en la Tabla A.2.1 del Anexo 2.1.

Tabla A.3.11 Comparación entre rigidez elástica obtenida de ensayos y ecuaciones de diseño

Ensayo	D (mm)	ρ_0 (kg/m ³)	K_{el} (N/mm)			$K_{el}^{\text{Ecuación}} / K_{el}^{\text{ensayo}}$	
			Ensayo	Ecuación A.3.7	Resultado A.3.9	A.3.7	A.3.9
A	5,4	⁽¹⁾ 450	450	3087	2241	6,86	4,98
B	⁽²⁾ 3,9	⁽¹⁾ 500	520	1895	1896	3,64	3,65
C	5,3	⁽¹⁾ 500	510	3002	2576	5,89	5,05

⁽¹⁾ Densidad madero principal y ⁽²⁾ diámetro supuesto

ANEXO 4.1 DMD ECUACIÓN DE CUATRO TÉRMINOS

La Ecuación (2.2 definida en la norma estadounidense (SDPWS, 2015) se encuentra formulada respecto a unidades imperiales. La norma canadiense (CSA, 2014) define la misma ecuación formulada respecto a unidades internacionales tal como se presenta en la Ecuación (A.4.1).

$$DMD = \frac{5 \cdot v \cdot L^3}{96 \cdot E \cdot A \cdot b} + \frac{v \cdot L}{4 \cdot G_v \cdot t_v} + C \cdot L \cdot e_n + \frac{\sum(x \cdot \Delta_c)}{2 \cdot b}, \quad (A.4.1)$$

donde:

v : Corte por unidad de ancho (N/mm)

L : Dimensión del diafragma perpendicular a la acción de la fuerza aplicada (mm)

E : Módulo de elasticidad de las cuerdas del diafragma (N/mm²)

A : Área de la sección transversal de las cuerdas (mm²)

b : Ancho del diafragma en la dirección de la fuerza aplicada (mm)

$G_v \cdot t_v$: Rigidez al corte del panel según su espesor (N/mm)

C : Contribución del corrimiento de las conexiones en la deflexión total del diafragma (mm⁻¹)

e_n : Desplazamiento de las conexiones (mm)

x : Distancia entre la conexión cuerda y el elemento vertical más cercano (mm)

Δ_c : Desplazamiento de la conexión de las cuerdas inducido por el corte unitario (mm)

La norma CSA utiliza un valor de C igual a 0,000614 (CSA, 2014). Spickler *et al.* (2015), Breneman *et al.* (2016) y Moroder (2016) proponen la Ecuación (A.4.2 para calcular C .

$$C = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{P_L} + \frac{1}{P_W} \right), \quad (A.4.2)$$

donde:

P_L : Largo de los paneles (mm)

P_W : Ancho de los paneles (mm)

Según lo señalado en la sección 4.2.1, al evaluar la Ecuación (A.4.1 con las propiedades del edificio B28 en la zona entre muros el DMD fue 24,91 mm. En la Ecuación (A.4.3, la Ecuación (A.4.4, la Ecuación (A.4.5 y la Ecuación (A.4.6 se presenta el detalle de cada uno de los términos evaluados.

$$\Delta_{fp} = \frac{5 \cdot v \cdot L^3}{96 \cdot E \cdot A \cdot b} = \frac{5 \cdot 38,4 \cdot 28000^3}{96 \cdot 6120 \cdot 498750 \cdot 14300} = 1,01 \text{ mm} \quad (\text{A.4.3})$$

$$\Delta_{cp} = \frac{v \cdot L}{4 \cdot G_v \cdot t_v} = \frac{38,4 \cdot 28000}{4 \cdot 185 \cdot 175} = 8,30 \text{ mm} \quad (\text{A.4.4})$$

$$\Delta_{cc} = C \cdot L \cdot e_n = 0,000238 \cdot 28000 \cdot 1,842 = 12,28 \text{ mm} \quad (\text{A.4.5})$$

$$\Delta_{tc} = \frac{\sum(x \cdot \Delta_c)}{2 \cdot b} = \frac{94977}{2 \cdot 14300} = 3,32 \text{ mm} \quad (\text{A.4.6})$$

En la Ecuación (A.4.3 se consideró un ancho de cuerda igual al ancho del panel de CLT (2850 mm) pues se observó en el patrón de desplazamiento del diafragma B28 en Y (Figura 4.3) que los paneles perimetrales unidos por las placas de acero (conexión de cuerdas) actuaban como cuerdas que transmitían las fuerzas de tracción y compresión a los paneles contiguos.

En la Ecuación (A.4.3 y la Ecuación (A.4.4 el corte unitario presentado fue calculado considerando una masa sísmica distribuida de 374 kg/m² y una aceleración de 7,34 m/s² tal como se presenta en la Ecuación (A.4.7.

$$v = \frac{F}{2 \cdot H} = \frac{(M_s \cdot L \cdot H) \cdot \ddot{u}_g}{2 \cdot H} = \frac{(374 \cdot 28 \cdot 14,3) \cdot 7,34}{2 \cdot 14300} = 38,4 \text{ N/mm} \quad (\text{A.4.7})$$

En el edificio B28 todos los paneles de CLT tenían un ancho de 2850 mm y un largo que variaba entre 6000 mm y 11800 mm tal como se presenta en la Figura A.4.1. En la zona entre muros el largo de panel más recurrente fue 8000 mm.

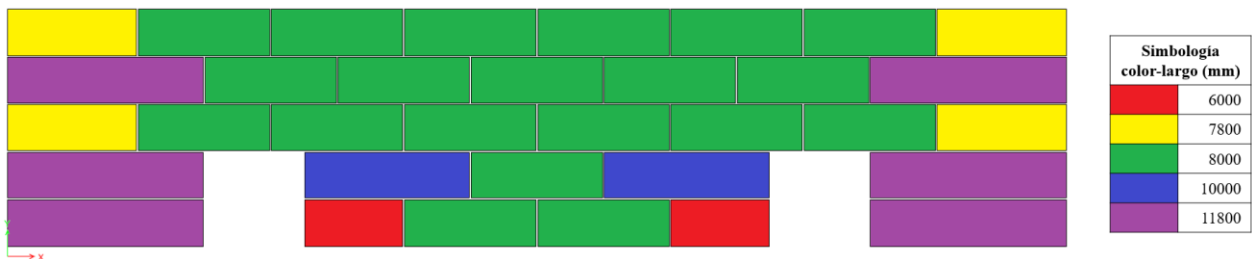


Figura A.4.1 Variación del largo de paneles en el edificio B28

En la Ecuación (A.4.5 el término C fue calculado con la Ecuación (A.4.2 considerando un panel de 8000 mm tal como se presenta en la Ecuación (A.4.8.

$$C = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{8000} + \frac{1}{2850} \right) = 0,000238 \text{ mm}^{-1} \quad (\text{A.4.8})$$

El factor C obtenido en la Ecuación (A.4.5) fue un 60% menor al utilizado en la norma canadiense (CSA, 2014). Al usar el menor valor de C en la Ecuación (A.4.5) se reduce la contribución del desplazamiento de las cuerdas en el desplazamiento total del diafragma.



ANEXO 4.2 DEMANDA SOBRE LAS CONEXIONES

El porcentaje de variación entre la demanda sobre las conexiones obtenida de los modelos 2D o 3D y la demanda de diseño se calculó con la Ecuación (A.4.9).

$$\text{Ajuste } iD : \frac{S_{iD} - S_{\text{diseño}}}{S_{\text{diseño}}} \cdot 100\% , \quad (\text{A.4.9})$$

donde:

S_{iD} : Demanda modelo iD con $i = 2$ o 3

$S_{\text{diseño}}$: Demanda de diseño

En las siguientes cuatro tablas (Tabla A.4.1, Tabla A.4.2, Tabla A.4.3 y Tabla A.4.4) se presenta la comparación entre la demanda de diseño y obtenida del modelo para cada conexión, así como la fuerza de fluencia de cada conexión.

Tabla A.4.1 Máxima demanda sobre las conexiones edificio U8

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Colector	Cuerda	Unidad
Diseño	1,11	1,66	1,55	0,68	kN
Modelo 2D	1,06	1,33	1,55	0,33	kN
Modelo 3D	1,65	1,17	1,85	0,58	kN
F_y	1,76	2,37	3,52	0,94	kN
Ajuste 2D	-5%	-20%	0%	-52%	%
Ajuste 3D	49%	-29%	19%	-14%	%
Mejor ajuste	Modelo 2D	Modelo 2D	Modelo 2D	Modelo 3D	-

Tabla A.4.2 Máxima demanda sobre las conexiones edificio B12

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Colector	Cuerda	Unidad
Diseño	1,27	1,59	1,83	0,71	kN
Modelo 2D	1,00	1,78	1,12	0,10	kN
Modelo 3D	1,46	1,87	1,31	0,32	kN
F_y	1,76	2,37	3,52	0,94	kN
Ajuste 2D	-21%	12%	-39%	-86%	%
Ajuste 3D	15%	18%	-29%	-55%	%
Mejor ajuste	Modelo 3D	Modelo 2D	Modelo 3D	Modelo 3D	-

Tabla A.4.3 Máxima demanda sobre las conexiones edificio B20

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Colector	Cuerda	Unidad
Diseño	1,29	1,62	1,86	0,71	kN
Modelo 2D	1,09	1,71	1,14	0,10	kN
Modelo 3D	1,12	2,03	1,36	0,22	kN
F _y	1,76	2,37	3,52	0,94	kN
Ajuste 2D	-2%	3%	-26%	-85%	%
Ajuste 3D	1%	22%	-12%	-67%	%
Mejor ajuste	Modelo 3D	Modelo 2D	Modelo 3D	Modelo 3D	-

Tabla A.4.4 Máxima demanda sobre las conexiones edificio B28

Término	Panel-Panel	Losa-Muro	Colector	Cuerda	Unidad
Diseño	1,35	1,44	1,71	0,71	kN
Modelo 2D	1,20	1,76	1,13	0,16	kN
Modelo 3D	1,30	2,26	1,28	0,28	kN
F _y	1,76	2,37	3,52	0,94	kN
Ajuste 2D	-5%	10%	-38%	-78%	%
Ajuste 3D	2%	42%	-30%	-61%	%
Mejor ajuste	Modelo 3D	Modelo 2D	Modelo 3D	Modelo 3D	-

De las tablas anteriores (Tabla A.4.1, Tabla A.4.2, Tabla A.4.3 y Tabla A.4.4) se observó que en más del 60% de los ajustes 2D o 3D la demanda de diseño superó la demanda obtenida de los modelos.

La fuerza de fluencia (F_y) presentada para cada conexión fue escalada a partir de la fuerza de fluencia del Ensayo A presentado en el Anexo 2.1. En dichos ensayo se obtuvo una fuerza de fluencia paralela y perpendicular a la dirección de corte de 2.41 kN y 1.62 kN respectivamente, mientras que su capacidad de diseño fue de 1.25 kN (INN, 2014; AWC, 2018). A pesar del bajo factor de seguridad entre la fuerza de fluencia y la capacidad de diseño (1.9 y 1.3 en la dirección paralela y perpendicular respectivamente), todas las conexiones modeladas se comportaron dentro del rango elástico.

ANEXO 4.3 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD

Las tablas del presente anexo detallan los desplazamientos e índices de flexibilidad asociados a las zonas de análisis presentadas en la Figura 4.19. Además, en las tablas presentadas a continuación se añade una columna con el *drift* calculado a partir de la razón entre el DPEV y la altura de entrepiso. Los desplazamientos de los muros y los diafragmas son representados a partir del símbolo delta, Δ .

En las siguientes tres tablas (Tabla A.4.5, Tabla A.4.6 y Tabla A.4.7) se presentan los desplazamientos e índices de flexibilidad obtenidos en el edificio U8.

Tabla A.4.5 Desplazamientos edificio U8 – ATH registro S1X

Piso	Muro					Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje A}}$	$\Delta_{\text{eje B}}$	Δ_{promedio}	DPEV	<i>Drift</i>	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	mm	mm	‰	mm	mm	
8	16,1	21,5	18,8	2,9	0,84	20,6	1,7	0,6
7	13,6	18,2	15,9	3,0	0,86	19,7	3,7	1,3
6	11,1	14,8	13,0	2,9	0,85	15,9	3,0	1,0
5	8,6	11,5	10,0	2,8	0,80	12,7	2,7	1,0
4	6,3	8,3	7,3	2,5	0,73	9,4	2,2	0,9
3	4,2	5,4	4,8	2,2	0,63	6,1	1,3	0,6
2	2,3	2,9	2,6	1,6	0,47	3,2	0,6	0,4
1	0,9	1,1	1,0	1,0	0,26	1,6	0,6	0,6

Tabla A.4.6 Desplazamientos edificio U8 – ATH registro S1Y

Piso	Muro					Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje 1}}$	$\Delta_{\text{eje 2}}$	Δ_{promedio}	DPEV	<i>Drift</i>	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	mm	mm	‰	mm	mm	
8	22,5	16,7	19,6	2,9	0,84	23,7	4,2	1,4
7	19,0	14,4	16,7	3,0	0,87	20,1	3,4	1,2
6	15,5	12,0	13,7	3,0	0,87	16,9	3,2	1,1
5	12,0	9,5	10,7	2,9	0,83	13,2	2,5	0,9
4	8,6	7,1	7,9	2,6	0,76	9,4	1,6	0,6
3	5,7	4,8	5,2	2,3	0,66	6,7	1,5	0,6
2	3,1	2,8	3,0	1,8	0,52	3,9	0,9	0,5
1	1,2	1,2	1,2	1,2	0,32	2,6	1,4	1,1

Tabla A.4.7 Resumen de índices de flexibilidad edificio U8

Piso	Sismo X			Sismo Y		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3
8	0,6	0,8	0,6	1,4	1,7	1,6
7	1,3	1,4	1,3	1,2	1,5	1,4
6	1,0	1,1	1,0	1,1	1,2	1,2
5	1,0	1,1	0,9	0,9	1,0	1,0
4	0,9	1,1	0,8	0,6	0,7	0,7
3	0,6	1,0	0,6	0,6	0,8	0,8
2	0,4	0,9	0,6	0,5	0,6	0,6
1	0,6	1,2	0,9	1,1	1,3	1,1

En las siguientes cuatro tablas (Tabla A.4.8, Tabla A.4.9, Tabla A.4.10 y Tabla A.4.11) se presentan los desplazamientos e índices de flexibilidad obtenidos en el edificio B12.

Tabla A.4.8 Desplazamientos edificio B12 – ATH registro S1X

Piso	Muro			Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje 3}}$	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	27,5	3,7	1,09	35,6	8,0	2,2
7	23,8	4,0	1,15	37,1	13,3	3,4
6	19,9	4,1	1,20	31,7	11,8	2,9
5	15,7	4,1	1,21	25,6	9,9	2,4
4	11,6	4,0	1,15	18,9	7,3	1,8
3	7,6	3,4	1,00	11,9	4,2	1,2
2	4,2	2,6	0,75	7,2	3,0	1,2
1	1,6	1,6	0,43	3,5	1,9	1,2

Tabla A.4.9 Desplazamientos zona voladizo edificio B12 – ATH registro S1Y

Piso	Muro			Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje D}}$	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	17,2	2,6	0,77	25,2	8,0	3,0
7	14,5	2,7	0,78	29,5	15,0	5,6
6	11,9	2,6	0,77	24,4	12,6	4,8
5	9,2	2,5	0,73	18,3	9,1	3,6
4	6,7	2,3	0,67	14,4	7,7	3,3
3	4,4	2,0	0,57	11,4	7,0	3,5
2	2,4	1,5	0,43	7,6	5,2	3,5
1	0,9	0,9	0,24	5,5	4,5	4,9

Tabla A.4.10 Desplazamientos zona entre muros edificio B12 – ATH registro S1Y

Piso	Muro					Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje A}}$	$\Delta_{\text{eje B}}$	Δ_{promedio}	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	18,7	17,4	18,1	2,4	0,70	19,1	1,1	0,4
7	16,4	14,9	15,6	2,6	0,76	17,7	2,0	0,8
6	13,7	12,3	13,0	2,7	0,79	14,3	1,3	0,5
5	10,9	9,7	10,3	2,7	0,78	11,2	1,0	0,4
4	8,0	7,1	7,6	2,5	0,74	8,3	0,7	0,3
3	5,4	4,7	5,0	2,2	0,65	5,6	0,5	0,2
2	3,0	2,6	2,8	1,8	0,51	3,5	0,7	0,4
1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,27	2,0	1,0	1,0

Tabla A.4.11 Resumen de índices de flexibilidad edificio B12

Piso	Sismo X			Sismo Y					
	Voladizo			Voladizo			Entre muros		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
8	2,2	1,5	1,8	3,0	2,5	3,4	0,4	0,5	0,5
7	3,4	2,4	2,9	5,6	4,7	6,0	0,8	0,7	0,5
6	2,9	2,2	2,6	4,8	3,4	4,9	0,5	0,5	0,5
5	2,4	2,0	2,2	3,6	2,8	3,9	0,4	0,3	0,4
4	1,8	1,7	1,8	3,3	2,1	3,5	0,3	0,3	0,3
3	1,2	1,2	1,2	3,5	2,1	3,2	0,2	0,2	0,3
2	1,2	1,0	1,2	3,5	2,3	3,3	0,4	0,3	0,3
1	1,2	1,2	1,5	4,9	4,0	4,7	1,0	0,7	0,9

En las siguientes cuatro tablas (Tabla A.4.12, Tabla A.4.13, Tabla A.4.14 y Tabla A.4.15) se presentan los desplazamientos e índices de flexibilidad obtenidos en el edificio B20.

Tabla A.4.12 Desplazamientos edificio B20 – ATH registro S1X

Piso	Muro			Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje 3}}$	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	30,2	4,1	1,20	38,1	7,9	1,9
7	26,0	4,3	1,26	36,0	10,0	2,3
6	21,7	4,5	1,31	31,0	9,3	2,1
5	17,2	4,5	1,32	25,0	7,8	1,7
4	12,7	4,4	1,27	18,6	5,9	1,4
3	8,3	3,8	1,10	11,8	3,5	0,9
2	4,5	2,8	0,82	6,8	2,3	0,8
1	1,7	1,7	0,45	3,7	2,0	1,2

Tabla A.4.13 Desplazamientos zona voladizo edificio B20 – ATH registro S1Y

Piso	Muro			Diafragma		IF
	Δ eje D	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	19,7	3,1	0,91	28,3	8,5	2,7
7	16,6	3,2	0,92	29,7	13,2	4,2
6	13,4	3,1	0,90	22,9	9,5	3,1
5	10,3	2,8	0,83	17,8	7,5	2,6
4	7,5	2,6	0,75	13,6	6,1	2,4
3	4,9	2,2	0,64	10,4	5,4	2,4
2	2,7	1,7	0,49	7,9	5,2	3,1
1	1,0	1,0	0,27	6,2	5,2	5,0

Tabla A.4.14 Desplazamientos zona entre muros edificio B20 – ATH registro S1Y

Piso	Muro					Diafragma		IF
	Δ eje A	Δ eje B	Δ promedio	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	21,8	17,7	19,7	2,6	0,77	22,3	2,6	1,0
7	18,9	15,2	17,1	2,9	0,84	21,2	4,1	1,4
6	15,7	12,7	14,2	3,0	0,87	17,6	3,4	1,1
5	12,3	10,1	11,2	2,8	0,82	14,6	3,4	1,2
4	9,2	7,6	8,4	2,7	0,79	10,9	2,6	1,0
3	6,2	5,1	5,7	2,4	0,71	7,7	2,0	0,8
2	3,5	2,9	3,2	2,0	0,58	4,9	1,7	0,9
1	1,3	1,2	1,3	1,3	0,33	2,8	1,5	1,2

Tabla A.4.15 Resumen de índices de flexibilidad edificio B20

Piso	Sismo X			Sismo Y					
	Voladizo			Voladizo			Entre muros		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
8	1,9	1,5	1,5	2,7	2,5	2,6	1,0	1,3	1,2
7	2,3	1,7	1,9	4,2	4,4	4,5	1,4	1,8	2,0
6	2,1	1,5	1,8	3,1	3,4	3,3	1,1	1,4	1,6
5	1,7	1,4	1,6	2,6	2,8	2,6	1,2	1,1	1,1
4	1,4	1,2	1,3	2,4	1,9	2,0	1,0	0,9	1,1
3	0,9	0,9	1,1	2,4	1,7	2,0	0,8	0,6	0,9
2	0,8	1,1	1,2	3,1	1,9	2,2	0,9	0,7	0,8
1	1,2	1,3	1,2	5,0	3,6	3,6	1,2	1,3	1,2

En las siguientes cuatro tablas (Tabla A.4.16, Tabla A.4.17, Tabla A.4.18 y Tabla A.4.19) se presentan los desplazamientos e índices de flexibilidad obtenidos en el edificio B28.

Tabla A.4.16 Desplazamientos edificio B28 – ATH registro S1X

Piso	Muro			Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje 3}}$	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	31,9	4,5	1,31	39,4	7,5	1,7
7	27,4	4,7	1,37	34,2	6,9	1,5
6	22,7	4,8	1,40	29,1	6,4	1,3
5	17,8	4,8	1,40	23,7	5,8	1,2
4	13,0	4,5	1,32	17,5	4,4	1,0
3	8,5	3,9	1,13	11,9	3,4	0,9
2	4,6	2,9	0,84	6,5	1,9	0,7
1	1,7	1,7	0,45	3,6	1,9	1,1

Tabla A.4.17 Desplazamientos zona voladizo edificio B28 – ATH registro S1Y

Piso	Muro			Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje D}}$	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	18,8	2,9	0,84	21,7	3,0	1,0
7	15,9	2,9	0,85	25,3	9,5	3,2
6	12,9	2,9	0,84	20,6	7,7	2,7
5	10,0	2,8	0,80	16,6	6,6	2,4
4	7,3	2,5	0,73	12,2	4,9	1,9
3	4,8	2,2	0,63	8,5	3,8	1,8
2	2,6	1,6	0,47	6,0	3,4	2,1
1	1,0	1,0	0,26	4,8	3,8	3,9

Tabla A.4.18 Desplazamientos zona entre muros edificio B28 – ATH registro S1Y

Piso	Muro					Diafragma		IF
	$\Delta_{\text{eje A}}$	$\Delta_{\text{eje B}}$	Δ_{promedio}	DPEV	Drift	Δ_{max}	DMD	
	mm	mm	mm	mm	‰	mm	mm	-
8	21,9	19,2	20,5	2,5	0,73	25,3	4,8	1,9
7	19,4	16,6	18,0	2,8	0,82	27,4	9,4	3,4
6	16,5	13,8	15,2	3,0	0,87	23,2	8,0	2,7
5	13,3	11,0	12,2	3,0	0,88	18,8	6,6	2,2
4	10,1	8,2	9,2	2,9	0,85	15,4	6,3	2,1
3	6,9	5,6	6,2	2,7	0,77	11,6	5,4	2,0
2	3,9	3,2	3,6	2,2	0,63	8,2	4,6	2,1
1	1,5	1,2	1,4	1,4	0,36	5,3	3,9	2,9

Tabla A.4.19 Resumen de índices de flexibilidad edificio B28

Piso	Sismo X			Sismo Y					
	Voladizo			Voladizo			Entre muros		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
8	1,7	1,3	1,3	1,0	1,4	1,2	1,9	2,6	2,6
7	1,5	1,0	1,1	3,2	3,2	3,1	3,4	3,5	3,4
6	1,3	0,9	1,1	2,7	2,7	2,4	2,7	3,1	3,0
5	1,2	1,1	1,2	2,4	2,2	2,0	2,2	2,6	2,5
4	1,0	1,1	1,2	1,9	2,2	1,6	2,1	2,3	2,2
3	0,9	1,1	1,1	1,8	1,8	1,6	2,0	2,0	2,0
2	0,7	1,1	0,8	2,1	1,7	1,6	2,1	1,9	1,9
1	1,1	1,4	1,2	3,9	3,9	2,8	2,9	2,5	2,1

