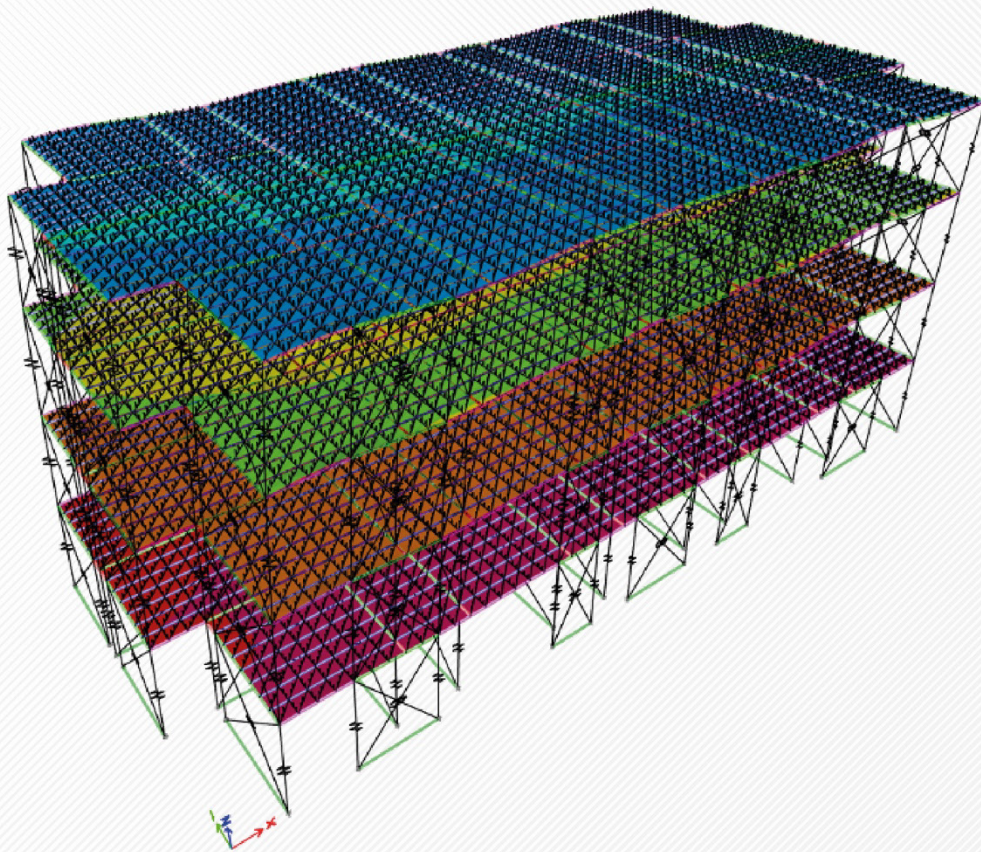


LIBRO GUÍA

# MODELACIÓN GRAVITACIONAL Y LATERAL

aplicada al diseño de edificios de entramado ligero de madera



Nicol López Rodríguez • Fernando Véliz Sanzana  
Sebastián Berwart Astudillo • Pablo Guindos Bretones

## **Modelación gravitacional y lateral aplicada al diseño de edificios de entramado ligero de madera**

Primera edición, Julio de 2024.

Este libro guía ha sido creado gracias al Centro UC de Innovación en Madera (CIM UC) y Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera (CENAMAD, ANID BASAL FB210015), Santiago, Chile.

El presente libro guía se distribuye gratuitamente mediante licencia Creative Commons. Cualquier reproducción total o parcial de este manual debe ser reconocido referenciando esta publicación como se detalla a continuación:

Citación: “López N., Véliz F., Berwart S., Guindos P. (2024) Modelación gravitacional y lateral aplicada al diseño de edificios de entramado ligero de madera. Centro UC de Innovación en Madera (CIM UC), primera edición, ISBN: 9789564184852. Santiago, Chile”.

English citation: “López N., Véliz F., Berwart S., Guindos P. (2024) Gravitational and lateral modelling of timber light frame buildidngs (in Spanish). Timber UC Innovation Center (CIM UC), first edition, ISBN: 9789564184852. Santiago, Chile”.

**ISBN:** 9789564184852

**Autores:** Nicol López Rodríguez, Fernando Véliz Sanzana, Sebastián Berwart Astudillo, Pablo Guindos Bretones.

**Diagramación:** Vanessa Naranjo Cortés.

Los autores y editores no asumen ninguna responsabilidad por cualquier daño directo o indirecto, lesión, perjuicio o pérdida que pueda producirse o sufrirse como resultado del uso, la confianza, la aplicación y/o la referencia a la información incluida en esta publicación. Consulte a su jurisdicción local o a un profesional del diseño para asegurarse de que se cumplen las disposiciones legales y ordenanzas locales de construcción.



# Prefacio

Hoy se cumplen aproximadamente 200 años desde que se masificó en Norteamérica el *entramado ligero de madera en balloon frame* y unos 100 años desde que predomina mayoritariamente el sistema de *marco plataforma*. En estos dos siglos de historia de uso mayoritario en Norteamérica existen múltiples ejemplos de edificios de mediana altura, de hecho, ni siquiera es necesario irnos a Norteamérica: en Chile el complejo Sewell se comenzó a construir en 1904. Sin embargo, no fue hasta 1944 cuando se publicó la primera versión de la *National Design Specification for Wood Construction* (NDS) [1], y hay que irse hasta 2002 para encontrar la primera versión del *Special Design Provisions for Wind and Seismic* (SDPWS) [2].

Por lo tanto, es obvio que muchos de los edificios de mediana altura en madera se han diseñado con principios diferentes a los que utilizamos hoy en día. En particular, la modelación numérica no ha sido una técnica mayoritaria en el análisis de estos sistemas estructurales. Una explicación podría ser que los estándares de diseño moderno son relativamente recientes, sin embargo, es más plausible argumentar que, si bien el entramado ligero se empleó para la construcción de edificios de mediana altura desde hace mucho tiempo, lo más habitual ha sido emplearlo en viviendas de baja altura. Por lo tanto, podemos diagnosticar un claro déficit en cuanto al establecimiento de *procedimientos estandarizados de modelación de edificios de madera*.

Por otro lado, hoy en día el entramado ligero de madera puede considerarse como una necesidad en muchas ciudades, especialmente en aquellas que se encuentran en alto crecimiento de países en desarrollo por su déficit habitacional y crisis climática. Es evidente que el desarrollo urbanístico de las ciudades del

siglo XXI debe realizarse respetando unos principios medioambientales muy distintos a los que gobernaron el desarrollo de las ciudades del siglo XX. Por lo tanto, es razonable argumentar que existe una *necesidad de emplear la madera en edificios de mediana altura*.

Ante esta doble necesidad, hemos publicado esta guía con el objetivo de facilitar el diseño del entramado ligero de madera como una alternativa sustentable para la construcción de ciudades del siglo XXI. Nuestra visión es que, para ello, y especialmente en países sísmicos, es necesario contar con procedimientos de modelación simples y estandarizados que puedan emplearse para calcular este tipo de estructuras mediante modelos numéricos. Así pues, nuestro objetivo es que esta guía permita que una oficina o calculista, que de forma rutinaria está calculando edificios de hormigón, pueda, empleando los mismos programas informáticos, diseñar esas mismas estructuras en base a madera.

Además de lo anterior, nuestra contribución también tiene como objetivo mejorar la competitividad del sistema estructural en madera. Suele ocurrir que las estructuras de madera diseñadas con métodos numéricos pueden calcularse de forma mucho más precisa y optimizada que si se calculan analíticamente de forma tradicional. Este hecho cobra especial importancia en países sísmicos, en donde los principios de diseño analítico pueden llevar a diseños con costos de conexiones muy elevados. Con modelos numéricos es posible precisar mucho más el cálculo y realizar diseños más competitivos. Por lo tanto, esta guía no está únicamente dirigida a las oficinas y calculistas que emplean hormigón y acero para el cálculo de sus estructuras, sino también para los propios

ingenieros en madera que habitualmente calculan de forma analítica.

El procedimiento de modelación que aquí se propone es válido tanto para el análisis lateral como el gravitacional. Permite un análisis detallado de los diafragmas y muros de corte, considerando todo tipo de irregularidades y premisas básicas de modelación, tales como la consideración de la rigidez real del diafragma dentro, y fuera de su plano. El modelo

se plantea con énfasis en los principios de diseño lateral de la SDPWS [2], que son también la base del diseño de los procedimientos adoptados en Chile. No obstante, tal como se detalla en los distintos apartados de esta guía, es posible extender el procedimiento fácilmente a otros países y procedimientos, ya que al fin y al cabo los términos de flexión, vuelco, y corte que rigen los procedimientos de modelación analítico se pueden incorporar a las distintas componentes del modelo.



# Tabla de Contenidos

Introducción .....	7
Muros de entramado .....	9
Losas de entramado .....	12
Ejemplos de modelación de componentes .....	14
Muro de 2 pisos.....	14
Propiedades del muro .....	14
Análisis estructural .....	15
Losa simplemente apoyada sobre 2 muros paralelos. ....	23
Propiedades de la losa .....	23
Análisis Estructural .....	27
Losa simplemente apoyada sobre 3 muros paralelos. ....	31
Propiedades de la losa .....	31
Análisis Estructural .....	32
Caso de estudio: Edificio de 4 pisos. ....	38
Descripción del edificio .....	38
Modelación.....	39
Construcción paso a paso del modelo.....	39
Paso 1: Ajuste de planta arquitectónica .....	40
Paso 2: Modelación de muros tipo.....	43
Paso 3: Modelación de losa tipo .....	44
Paso 4: Replicación piso tipo .....	45
Paso 5: Asignación de propiedades mediante archivo e2k .....	46
Paso 6: Asignación de cargas.....	47
Análisis gravitacional .....	49
Análisis sísmico.....	50
Procedimiento de obtención de esfuerzos desde ETABS .....	50
Esfuerzo de corte en los muros .....	52
Esfuerzo de tracción en los muros .....	54
Solicitaciones en el diafragma .....	57
Vigas de acoplamiento: esfuerzos de corte y momento fuera del plano .....	60
Desplazamientos horizontales y cálculo de <i>drifts</i> .....	63
Conclusiones .....	66

Agradecimientos.....	67
Bibliografía .....	68

# Introducción

El creciente interés por sistemas estructurales de madera es un desafío para muchas oficinas de cálculo, que habitualmente han modelado edificios de hormigón o acero con softwares que no ofrecen herramientas que faciliten el modelado de estructuras de madera. Incluso en la literatura internacional no existen muchas guías o documentos con los que se pueda realizar esta tarea, o bien las metodologías existentes para modelar estructuras de madera son muy simplificadas, o por el contrario, son pensadas en el mundo académico para desarrollar modelos no lineales. Es por ello, que el objetivo de esta guía es facilitar un procedimiento estandarizado para la modelación gravitacional y sísmica de edificios de madera estructurados con entramado ligero en un software comercial de uso común, que permita a los diseñadores realizar un estudio exhaustivo del comportamiento estructural del edificio de madera. En particular, esta guía está pensada para implementar dichos modelos en el software ETABS/SAP2000, pero sería posible extenderlo a programas similares.

Este trabajo se complementa con múltiples estudios y ensayos experimentales de muros, losas, muros acoplados, muros acoplados con losas, edificios ensayados en mesa vibradora y edificios construidos realmente, modelos numéricos lineales y no lineales desarrollados a lo largo de los últimos años

por el Centro UC de Innovación en Madera (CIM UC) y el Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera (CENAMAD), de la Pontificia Universidad Católica de Chile. En específico, esta guía se fundamenta en los últimos trabajos donde se desarrolló un modelo para muros [3] y un modelo para losas [4,5] de madera.

Tradicionalmente, la madera se ha usado para la construcción en baja altura, por lo que el método de diseño habitual ha consistido mayormente en el uso de planillas de cálculo analíticas. En este sentido, el CIM UC publicó anteriormente una guía para la modelación analítica de edificios de madera: **Manual de Diseño de Estructuras de Madera** [6]. El método allí presentado, a grandes rasgos, coincide con la metodología que aquí se presenta, con la excepción de que, en el modelo computacional aquí presentado, es posible considerar o no los efectos tridimensionales, según la preferencia del diseñador. En efecto, a diferencia del método analítico, el método computacional permite recoger los efectos tridimensionales, lo cual puede suponer una gran mejora de la competitividad de ciertos proyectos, ya que, entre otros beneficios es posible disminuir considerablemente la sollicitación en los anclajes, y por ende, la capacidad de éstos. Es por ello, que se espera que este manual pueda suponer además un catalizador



para extender el uso sostenible de la madera en la construcción.

Si bien el modelo puede adaptarse para reproducir fielmente el comportamiento no lineal, esta guía se centra en presentar el método elástico lineal. El documento está organizado en los siguientes capítulos:

- En el **Capítulo 2: Fundamentos de la modelación** se describe la modelación de muros y de losas en base a los trabajos desarrollados anteriormente por los autores: The Link Frame Model (LFM), a tool for the seismic analysis timber frame buildings considering system effects [3], Testing and nonlinear modelling of industrialized light-frame wooden diaphragms including optimized nailing and nonstructural sheathing [4] y Structural performance of strong timber diaphragms: High-Capacity Light-Timber Frames and Cross Laminated Timber [5].
- En el **Capítulo 3: Ejemplos de modelación de componentes** se presentan en detalle ejemplos de un muro de 2 pisos, una losa simplemente apoyada sobre 2 muros, y

una losa simplemente apoyada sobre 3 muros. Se realiza el cálculo teórico de los elementos y se compara con los resultados del modelo implementado en ETABS, tanto para cargas gravitacionales como laterales.

- En el **Capítulo 4: Caso de estudio: Edificio de 4 pisos** se modela el edificio de 4 pisos diseñado en [6]. Se aplica el Modelo Link-Frame (MLF) para muros y el Modelo de Diafragma con Diagonal Link (MDDL) para losas. El objetivo es comprender las implicancias a nivel de edificio al utilizar esta metodología computacional en comparación con la metodología analítica.

Cabe mencionar que este manual de modelación tiene la característica de presentar ejemplos prácticos y detallados, los cuales pueden ser replicados por el lector. Para más información sobre los modelos utilizados, se recomienda revisar los respectivos artículos. Además, se supone un entendimiento previo de la estructuración en entramado ligero. Detalles de este sistema constructivo se pueden encontrar en [7].

# Fundamentos de la modelación

En esta sección se presenta una propuesta de modelación de muros y de losas en entramado ligero. El modelo de muros se realiza en base al Modelo Link-Frame [3], y el modelo de losas en base al Modelo de Diafragma con Diagonal Link (MDDL) [5].

## Muros de entramado

El Modelo Link-Frame (MLF) [3] consiste en un marco compuesto por dos elementos *frame* horizontales, que representan las soleras (en conjunto con la viga de entrepiso); dos elementos *link* verticales, que representan los anclajes y pies derechos (PPDD) de borde; y dos elementos *link* diagonales, que representan el tablero, patrón de clavado y la componente a flexión del muro. En la Figura 1 se presenta un esquema de un muro de largo  $L$ , alto  $H$  y distancia entre el centro de gravedad de los PPDD de borde y el anclaje  $L'$ , modelado con MLF. El muro se modela con un largo  $L'$ , que corresponde al

brazo de palanca que resiste el momento volcante en el muro. El cálculo de  $F_1$  y  $U_1$  para cada Link serán explicados más adelante en esta guía.

El MLF representa la Ec. 1, que corresponde a la deformación lateral de un muro individual según la norma Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS) [2], incluyendo volcamiento acumulado para varios pisos. El primer término corresponde a la componente flexural del muro, el segundo término se refiere a las deformaciones del tablero y la conexión clavada, y el tercer término corresponde al volcamiento acumulado producto del anclaje. Cabe mencionar que el volcamiento acumulado es importante a nivel de muro individual, pero a nivel de edificio este término se reduce significativamente debido a los efectos tridimensionales [3], es decir, al efecto de todos los anclajes anti-levantamiento, trabajando colaborativamente gracias a la presencia de una losa superior.

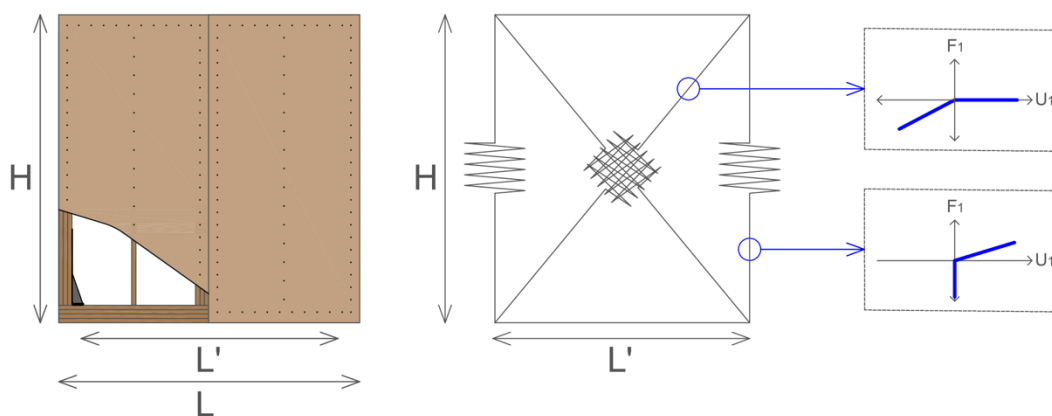


Figura 1: Muro modelado mediante MLF

$$\delta = \left( \frac{2 \cdot v \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot A_{ext} \cdot L} \right)_{Flexión} + \left( \frac{v \cdot H}{G_a} \right)_{Corte} + \left( H_i \left( \sum_{j=1}^i \frac{(d_a)_j}{L'} \right) \right)_{Volcamiento} \quad Ec. 1$$

Los elementos *frame* horizontales son rígidos axial y flexuralmente, considerando un valor de  $10^6 \text{ kN/mm}$  en los factores de modificación axial (A) y flexural fuera del plano (I33, en el sentido de la carga gravitacional). Lo anterior tiene por objetivo que la flexibilidad de estos elementos no contribuya a la deformación del muro, ya que de acuerdo con la **Ec. 1** no se considera esta deformación. Los elementos *link* son del tipo *multilinear elastic*, lo cual significa que los elementos se cargan y descargan siguiendo la misma curva (sin histéresis) y por tanto no disipan energía. Los *links* verticales en tracción representan la rigidez del anclaje, y en compresión son infinitamente rígidos considerando una rigidez de  $10^6 \text{ kN/mm}$ . Al igual que en el caso anterior, la **Ec. 1** no considera ni la compresión perpendicular en las soleras, ni la flexibilidad en compresión de los pies derechos, pues ésta última se asume mucho mayor que las anteriores fuentes de deformación y por lo tanto su influencia es despreciable. Resultados experimentales medidos en la práctica también han demostrado este efecto. No obstante, en la eventualidad de que el diseñador quisiera considerar dicha flexibilidad (tal como se propone en algunos códigos internacionales) esta podría ser incluida substituyendo  $10^6 \text{ kN/mm}$  por el valor correspondiente.

La diagonal tiene por objetivo incluir las componentes de rigidez de corte (corte de tablero más corrimiento de los clavos de arriostramiento) y de flexión del muro. Debido a que el sismo puede actuar en los dos sentidos, el modelo debe incluir dos diagonales. Para que la rigidez del muro no se duplique producto de la existencia de las dos diagonales, y considerando el equilibrio de fuerzas, las diagonales solo deben funcionar en compresión. Por lo tanto, en tracción se asigna una rigidez muy

baja con un valor de  $10^{-6} \text{ kN/mm}$ . En todo caso, el diseñador podría modificar el comportamiento en tracción y compresión de los *links* en función de considerar otras fuentes de flexibilidad.

Para obtener el período del edificio utilizando el modelo mediante un análisis modal, se debe tener en cuenta que dicho análisis elástico considera la rigidez efectiva. Debido a que en el análisis no se considera únicamente un sentido, para evitar duplicidad de rigidez producto de las dos diagonales, la rigidez efectiva de los *links* diagonales debe reducirse a la mitad de su rigidez en compresión. Con respecto a los *links* verticales, es habitual y suele ser conservador que se imponga una condición inactiva del anclaje mediante una rigidez efectiva elevada, es decir, se asume que los muros de corte no tienen flexibilidad al volcamiento. Sin embargo, según el criterio del diseñador, el anclaje podría permanecer con cierta flexibilidad, por ejemplo, para evaluar su efecto considerando mayores períodos según la región del espectro en donde se encuentre la estructura. Por lo general, la condición inactiva suele arrojar resultados conservadores en el análisis estático en relación con una estimación de período excesivamente flexible.

El peso propio del muro se aplica como una carga uniformemente distribuida en el *frame* superior. Cuando se tiene un caso con carga gravitacional, se debe imponer como un estado de carga inicial en la definición del caso respectivo, como se presenta en la **Figura 2**. De esta manera, para el caso sísmico existe una compresión previa en los *links* antes de aplicar las cargas laterales.



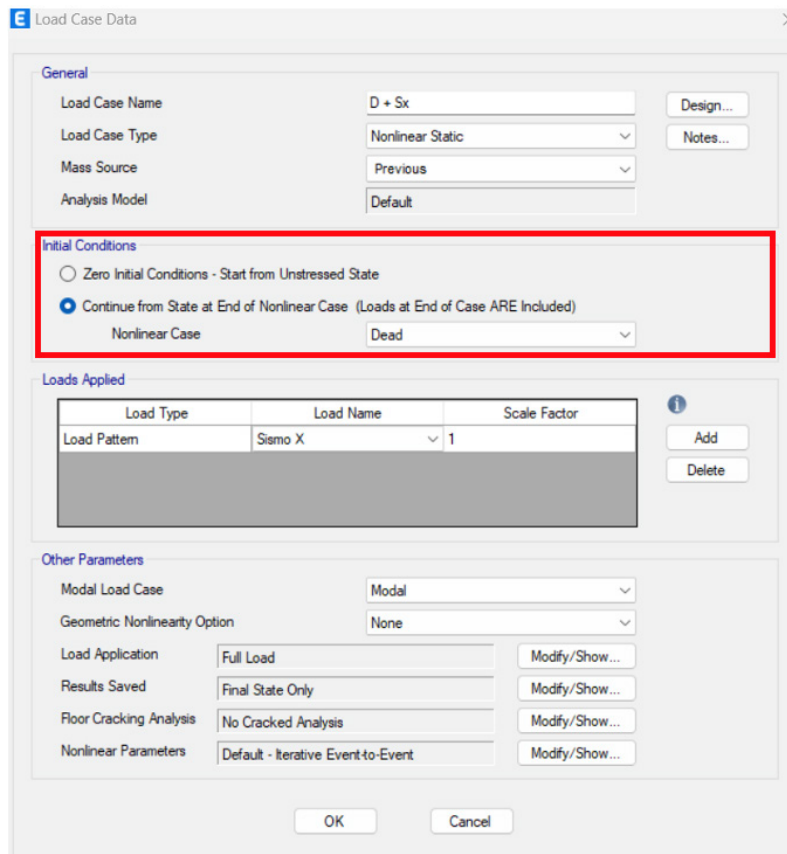


Figura 2: Definición de carga gravitacional como estado de carga inicial

En relación con la obtención de esfuerzos, la tracción de los anclajes se obtiene directamente a partir del esfuerzo axial del *link* vertical, que recordemos, representa el anclaje *Hold down/Tie down system* en tracción, o bien la elevada rigidez axial de los pies derechos de borde en compresión. El corte unitario ( $v$ ) se determina como el esfuerzo axial del *link*

diagonal  $F_{diag}$  con inclinación  $\alpha$  de acuerdo con la razón entre el largo del muro modelado y el largo real del muro, según la Ec. 2. La compresión del muro viene dada por la suma de: (1) el esfuerzo axial de los *links* verticales y (2) la respectiva contribución vertical en los *links* diagonales, siendo que la contribución de esta disminuye significativamente al incrementar  $\alpha$ .

$$v = \frac{F_{diag} \cdot \cos(\alpha)}{L} = \frac{F_{diag}}{L} \times \frac{L'}{L_{diag}} \quad \text{Ec. 2}$$

## Losas de entramado

Las losas permiten a los muros actuar de manera colaborativa lateralmente, acoplando su respuesta lateral, y además, según se idealice el modelo, también puede contribuir con su rigidez flexural fuera del plano a incrementar la rigidez lateral de los muros. El código americano SDPWS [2] propone una ecuación analítica para estimar la deformación lateral de un diafragma, suponiendo que este se puede modelar como una viga “doble T” continua simplemente apoyada (o en voladizo según sea el caso). La Ec. 3 permite estimar la deformación del punto medio bajo una carga lateral uniformemente distribuida.

El primer término corresponde a la deformación axial debido a flexión del diafragma (alas en viga doble T), el segundo término acopla la deformación por corte de paneles y corrimiento de clavos (alma en viga doble T), y el tercer término corresponde al corrimiento axial de los empalmes localizados en las cuerdas. El módulo de rigidez aparente,  $G_a$ , incorpora la rigidez a corte de los tableros y la rigidez a corte de los clavos, y es un valor que se puede obtener mediante el post procesamiento de una matriz experimental o bien analíticamente. Dada su simplicidad, la principal limitante de la ecuación es que no permite estimar la rigidez de diafragmas irregulares, con aperturas o esquinas reentrantes, que suele ser casi siempre el caso de interés en la práctica. Por ello, en este capítulo se propone la modelación de diafragmas de madera en

entramado ligero considerando un modelo de diagonales equivalentes (cuya rigidez a corte viene calibrada con el valor de rigidez aparente  $G_a$  de un diafragma regular) conformando un modelo reticulado que sí permite modelar diafragmas irregulares. Este modelo es intuitivo, computacionalmente eficiente, y permite el cálculo de estructuras altamente irregulares, capturando tanto la rigidez en el plano como fuera del plano. Además, el modelo no sólo permite modelar adecuadamente las deformaciones, sino también aproximar la distribución de esfuerzos al interior del diafragma, incluyendo zonas de concentración de esfuerzos.

El método propuesto consiste en modelar una losa simulando explícitamente los principales componentes del diafragma, es decir, elementos de borde (colectores y cuerdas), envigado gravitacional, bloqueos, y tableros/clavos. Todos los elementos deben actuar como un reticulado dentro del plano (frente a carga lateral). Los elementos de borde y el envigado gravitacional tienen participación estructural fuera del plano del diafragma, por ende, son modelados como *frames* con el módulo elástico y escuadría correspondiente. Por su parte, los elementos de bloqueo y diagonal equivalente se modelan como elementos *links*, ya que tienen participación solo dentro del plano y no gravitacionalmente. En la Figura 3 se presenta un esquema de una losa modelada con el modelo MDDL [5].

$$\delta = \frac{5vL^3}{8EAW} + \frac{0.25vL}{1000G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{2W}$$

Ec. 3

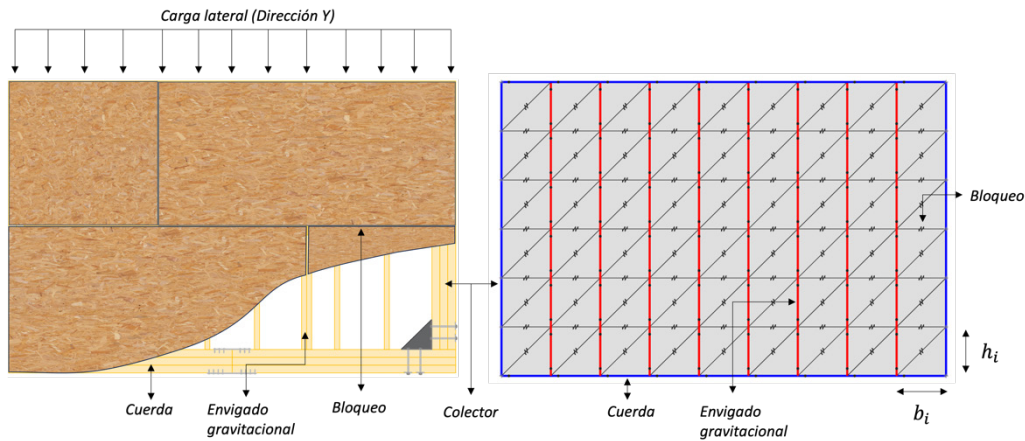


Figura 3: Losa modelada mediante MDDL

La rigidez de la diagonal equivalente (*linear elastic link* en ETABS) viene dada por la Ec. 4, donde  $G_a$  corresponde al módulo de corte aparente de la configuración de diafragma (algunos valores se encuentran disponibles en [2,4,5]),  $l_{ef}$  es el largo efectivo de la diagonal, y viene dado para un reticulado de dimensiones  $b$ ,  $h$  según la Ec. 5. Notar que, un mismo diafragma puede ser modelado con más de un tipo de diagonal equivalente a la vez – para incluir distintas configuraciones o relaciones de aspecto – de manera que cada diagonal tendría un  $l_{ef}$  y  $E_{ef}$  diferente.

$$E_{ef} = \frac{G_a l_{ef}^2}{bh} \quad \text{Ec. 4}$$

$$l_{ef} = \sqrt{b^2 + h^2} \quad \text{Ec. 5}$$

Los elementos tipo bloqueo, al actuar como un elemento axial dentro del plano, se modelan como un *link linear elastic* con la rigidez axial correspondiente a un elemento de madera de módulo elástico  $E$ , área  $A$  (según es cuadría) y largo  $L$ , expresada en la Ec. 6.

$$K_{bloqueo} = \frac{EA}{L} \quad \text{Ec. 6}$$

Para asignar las diferentes cargas sobre la losa de manera eficiente, sobre el reticulado se incluyen elementos *shell* (tipo membrana), sin rigidez en el plano, y con módulo elástico casi nulo ( $E = 10^{-4} \text{ MPa}$ ), para asegurar que éstos no aporten rigidez ni gravitacional ni lateralmente. Para más información, ver [4,5]. Al utilizar este tipo de modelación de losa no es necesario asignar un diafragma semi-rígido o rígido en ETABS o SAP2000. Sin embargo, en la modelación es recomendable definir un diafragma semi-rígido para luego obtener de forma directa el desplazamiento de la losa en el centro de masa.

Alternativamente, el diseñador podría preferir aplicar un modelado tradicional (suponer diafragma rígido) con vigas que aporten la rigidez flexural fuera del plano, lo cual sería perfectamente compatible con la modelación presentada para los muros. Sin embargo, los problemas prácticos en este caso serían los siguientes:

- 1) Los anclajes se verán excesivamente exigidos (tal como se mostrará posteriormente).
- 2) En madera es bastante habitual que los diafragmas no sean rígidos, de hecho, en ocasiones pueden calificar como diafragmas flexibles.



- 3) No será posible considerar la irregularidad del diafragma, y en particular las concentraciones de tensiones o donde sea necesario reforzar. Pese a que el cálculo analítico de diafragmas altamente irregulares es posible, este suele ser muy tedioso.
- 4) Se tendrán que diseñar las zonas de transferencia del diafragma en forma muy conservadora si existe irregularidad en planta.
- Por todo ello, suele ser mucho más conveniente modelar la losa de entramado ligero directamente con un modelo que reproduzca fielmente tanto su comportamiento gravitacional, como su comportamiento lateral e irregularidades, tal como el que se propone en esta guía.

## Ejemplos de modelación de componentes

En este apartado se desarrollan en detalle ejemplos de modelación de muros y de losas de entramado ligero de madera. Estos ejemplos permiten sentar las bases para la modelación de un edificio, y contienen la información suficiente para ser replicados por el lector.

### Muro de 2 pisos

#### Propiedades del muro

Se aplica el MLF en un muro de corte individual de 2 pisos. El muro del primer y segundo piso son idénticos, con un largo  $L$  de 5,5 m, distancia entre el centro de gravedad de los PPDD de borde y el anclaje  $L'$  de 5,2 m y altura  $H$  de 2,44 m. Las propiedades de los materiales del muro necesarias para aplicar la **Ec. 1** se presentan desde la **Tabla 1** a la **Tabla 3**. El peso total del muro es de 1,06 kN/m.

**Tabla 1:** Propiedades de pies derechos de borde (componente de flexión)

Ancho [mm]	Alto [mm]	N° PPDD de borde	Área Pies Derecho de borde [mm <sup>2</sup> ]	Grado Estructural	Módulo de elasticidad [MPa]
35	138	4	19320	MGP10	10000

**Tabla 2:** Propiedades de tablero y patrón de clavado (componente de corte)

Cantidad Tablero OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de clavo Diámetro x largo [mm x mm]	Espaciamiento clavado perimetral [mm]	Módulo de corte $G_a$ [N/mm]
2	9,5	3,33 x 63,5	50	7880

**Tabla 3:** Propiedades de anclaje tipo hold down (componente de volcamiento)

Capacidad admisible de tracción [kN]	Deformación admisible [mm]	Rigidez [kN/m]
53,7	4,11	13085

## Análisis estructural

La definición de los elementos *links* multilíneal elástico viene dada por la rigidez multilíneal y efectiva. La rigidez multilíneal es utilizada para el análisis sísmico y la rigidez efectiva para el análisis modal. El *link* diagonal representa el tablero de arriostramiento, patrón de clavado y flexión del muro, a través de la rigidez a flexión ( $K_f$ ) y corte ( $K_c$ ), según la **Ec. 7** y **Ec. 8** respectivamente. La suma en serie  $K_f$  y  $K_c$  es la rigidez horizontal; y debe ser llevada a la rigidez diagonal ( $K_{diag}$ ) respetando el  $\cos^2(\alpha)$  según geometría (ángulo formado entre la diagonal y la solera), como se presenta en la **Ec. 9**. La rigidez  $K_{diag}$  corresponde a la rigidez lineal en compresión de la diagonal, y en tracción es igual  $10^{-6} \text{ kN/mm}$ . El *link* vertical representa el anclaje, en este caso del tipo *hold down*, cuya rigidez lineal en

tracción es la rigidez propia del anclaje y en compresión es  $10^6 \text{ kN/mm}$ .

$$K_f = \frac{2 \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot A_{ext} \cdot L^2} \quad \text{Ec. 7}$$

$$K_c = \frac{H}{G_a \cdot L} \quad \text{Ec. 8}$$

$$K_{diag} = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_c}} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \quad \text{Ec. 9}$$

En la **Tabla 4** se resume el cálculo de las rigideces de los *links*, y en la **Figura 4** se muestra una captura de ETABS de la definición de las propiedades del *link* diagonal y vertical.

**Tabla 4:** Resumen cálculo de rigideces de links

Piso	Rigidez de Flexión [kN/m]	Rigidez de Corte [kN/m]	Rigidez Horizontal [kN/m]	$\cos^2(\alpha)$	Rigidez Diagonal [kN/m]	Rigidez Anclaje [kN/m]
1	603842	35540	33564	0,82	40955	13085
2	603842	35540	33564	0,82	40955	13085

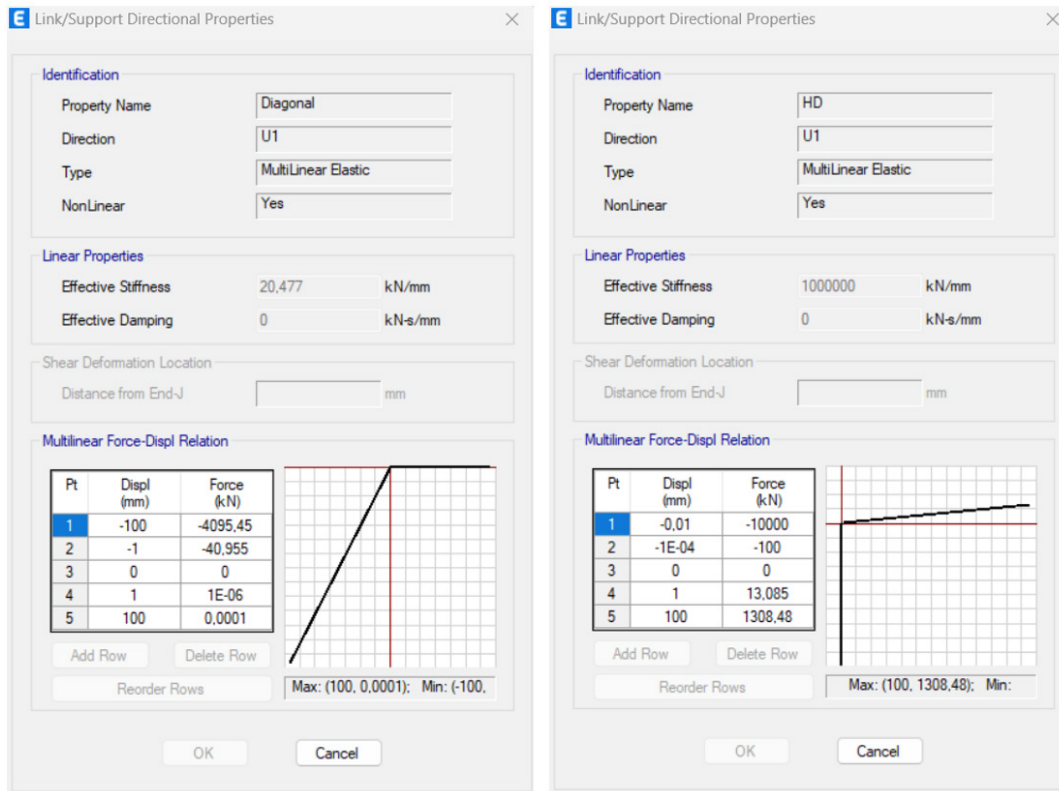


Figura 4: Definición de propiedades de link diagonal y vertical en software ETABS

En el ejemplo, se utiliza la capacidad del muro como carga lateral. La capacidad admisible de un muro se determina a partir de las propiedades del tablero y patrón de clavado, según la Tabla 4.3A de la norma SDPWS [2]. En este ejemplo, la capacidad admisible es de 15,48 kN/m, y el largo del muro es  $L = 5,5$  m, por lo que resulta un corte total en el primer piso de 85,11 kN. Para la carga gravitacional se toma

en cuenta el peso propio de los muros, que es de 5,84 kN, y el peso propio de la mitad de una losa de 5,5m x 3,6m, que es de 17,29 kN. El peso propio se aplica como una carga uniformemente distribuida sobre la solera superior de largo  $L' = 5,2$  m, y en este caso resulta 4,45 kN/m. En la Figura 5 se muestra el esquema del MLF para el caso de carga sísmica y gravitacional.

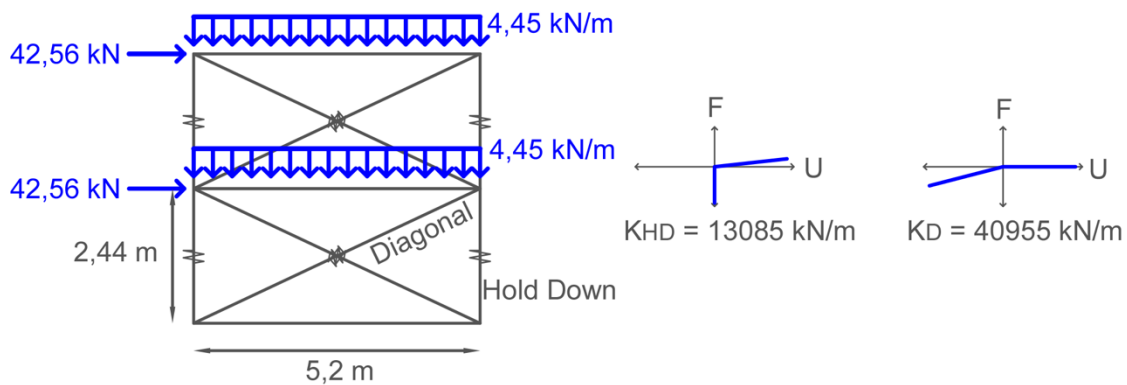


Figura 5: Esquema de muro con MLF con sus respectivas cargas, dimensiones y rigideces

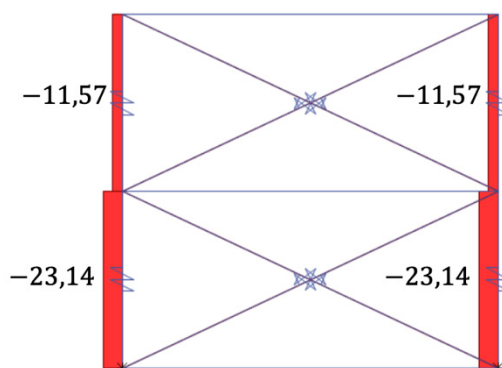
## Análisis gravitacional

### Esfuerzos

En la **Tabla 5** se detalla el cálculo analítico del esfuerzo de compresión en los muros dada la carga gravitacional de 4,45 kN/m, donde  $C_1$  y  $C_2$  corresponden a la compresión del piso 1 y 2, respectivamente. En la **Figura 6** se muestra una captura de ETABS del esfuerzo axial de los *links*; donde la suma de la compresión de los *links* verticales y la componente vertical de los *links* diagonales representan la compresión. Es importante recalcar que, en un muro real, la carga gravitacional no descarga únicamente por los pies derechos de borde, si no que por todos los pies derechos del muro.

**Tabla 5:** Esfuerzos internos analíticos debido a carga gravitacional

Piso	Compresión [kN]
2	$C_2 = 4,45 \cdot 5,2 = 23,14$
1	$C_1 + C_2 = 4,45 \cdot 5,2 + 4,45 \cdot 5,2 = 46,28$



**Figura 6:** Captura de los esfuerzos axiales [kN] en el MLF debido a carga gravitacional

En la **Tabla 6** se resumen los esfuerzos de compresión en el piso 1 y 2 según el cálculo analítico y el MLF implementado en ETABS. Se observa que los resultados son idénticos.

**Tabla 6:** Esfuerzos de compresión teóricos y del modelo debido a carga gravitacional

Piso	Compresión [kN]	
	Analítica	MLF
2	23,14	23,14
1	46,28	46,28

## Análisis sísmico

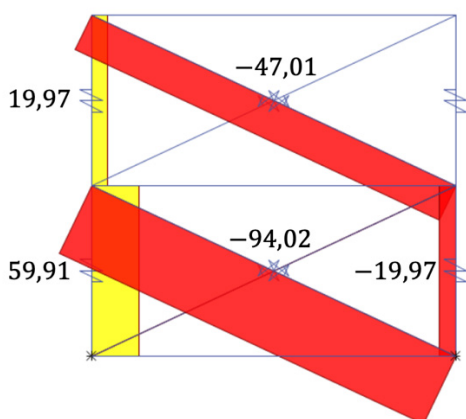
### Esfuerzos

El corte unitario ( $v$ ), momento ( $M$ ), y tracción ( $T$ ) por piso se determinan analíticamente como se detalla en la **Tabla 7**, para luego ser contrastados con los resultados obtenidos desde ETABS en la **Tabla 8**. Como se mencionó anteriormente, la fuerza lateral ( $F$ ) en cada piso es de 42,56 kN.

**Tabla 7:** Esfuerzos internos analíticos debido a carga sísmica

Piso	Corte unitario [kN/m]	Momento [kN-m]	Tracción [kN]
2	$v_2 = \frac{F_2}{L} = 7,74$	$M_2 = F_2 \cdot H_2 = 103,84$	$T_2 = \frac{M_2}{L'} = 19,97$
1	$v_1 = \frac{F_1 + F_2}{L} = 15,48$	$M_1 = F_1 \cdot H_1 + F_2(H_2 + H_1) = 311,51$	$T_1 = \frac{M_1}{L'} = 59,91$

En la **Figura 7** se muestra una captura de ETABS del esfuerzo axial de los *links* bajo la carga lateral aplicada. La tracción se obtiene directamente del *link* vertical y el corte unitario se determina según la **Ec. 2**. En la **Tabla 8** se resumen los esfuerzos de corte y tracción en el piso 1 y 2 según el cálculo analítico y el MLF implementado en ETABS. Se observa que los resultados son idénticos.



**Figura 7:** Captura de los esfuerzos axiales [kN] en el MLF debido a carga sísmica

**Tabla 8:** Esfuerzos de corte y tracción teóricos y del modelo debido a carga sísmica

Piso	Corte unitario [kN/m]		Tracción [kN]	
	Analítico	Modelo	Analítico	Modelo
2	7,74	7,74	19,97	19,97
1	15,48	15,48	59,91	59,91

## Deformaciones

Se calcula la deformación relativa analítica del muro por piso a partir de la **Ec. 1**. En la **Tabla 9** a **Tabla 11** se detalla el cálculo de cada término: flexión, corte y volcamiento. En la **Tabla 12** se resume la deformación horizontal total.

**Tabla 9:** Deformación horizontal relativa de flexión

Piso	Deformación horizontal
2	$\frac{2 \cdot v \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot A_{ext} \cdot L} = \frac{2 \cdot \left(\frac{42,56 \text{ kN}}{5,5 \text{ m}}\right) \cdot (2,44 \text{ m})^3}{3 \cdot \left(1000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (193,2 \text{ cm}^2) \cdot (5,5 \text{ m})} \times 1000 = 0,07 \text{ mm}$
1	$\frac{2 \cdot v \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot A_{ext} \cdot L} = \frac{2 \cdot \left(\frac{85,11 \text{ kN}}{5,5 \text{ m}}\right) \cdot (2,44 \text{ m})^3}{3 \cdot \left(1000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (193,2 \text{ cm}^2) \cdot (5,5 \text{ m})} \times 1000 = 0,14 \text{ mm}$

**Tabla 10:** Deformación horizontal relativa de corte

Piso	Deformación horizontal
2	$\frac{v \cdot H}{G_a} = \frac{\left(\frac{42,56 \text{ kN}}{5,5 \text{ m}}\right) \cdot (2,44 \text{ m})}{\left(2 \cdot 7883 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)} = 1,20 \text{ mm}$
1	$\frac{v \cdot H}{G_a} = \frac{\left(\frac{85,11 \text{ kN}}{5,5 \text{ m}}\right) \cdot (2,44 \text{ m})}{\left(2 \cdot 7883 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)} = 2,39 \text{ mm}$

**Tabla 11:** Deformación horizontal relativa de volcamiento sin carga gravitacional

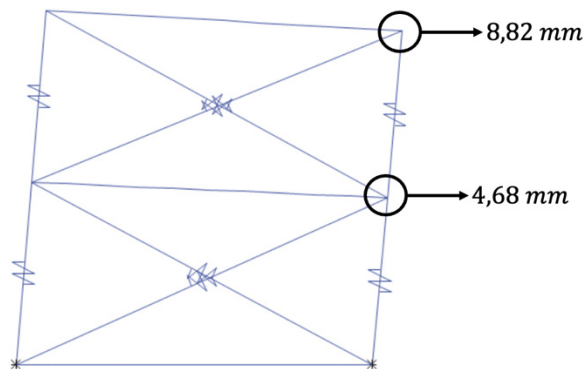
Piso	Deformación horizontal
2	$(d_a)_j = \frac{T}{K_{HD}} = \frac{19,97 \text{ kN}}{13085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1,53 \text{ mm}$ $H_i \left( \sum_{j=1}^i \frac{(d_a)_j}{L'} \right) = 2,15 \text{ mm} + (2,44 \text{ m}) \cdot \frac{(1,53 \text{ mm})}{5,2 \text{ m}} = 2,86 \text{ mm}$
1	$(d_a)_j = \frac{T}{K_{HD}} = \frac{59,91 \text{ kN}}{13085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 4,58 \text{ mm}$ $H_i \left( \sum_{j=1}^i \frac{(d_a)_j}{L'} \right) = (2,44 \text{ m}) \cdot \frac{(4,58 \text{ mm})}{5,2 \text{ m}} = 2,15 \text{ mm}$



**Tabla 12:** Resumen de deformaciones horizontales relativas y acumuladas para caso sísmico

Piso	Fuerza [kN]	Flexión [mm]	Corte [mm]	Volcamiento [mm]	Deformación total [mm]	Deformación total acumulada [mm]
2	42,56	0,07	1,20	2,86	4,13	8,82
1	42,56	0,14	2,39	2,15	4,68	4,68

En el MLF se determina la deformación lateral en el nodo superior derecho del muro. En la **Figura 8** se muestran los resultados obtenidos en el modelo. En la **Tabla 13** se comparan las deformaciones analíticas y computacionales, donde se observa que son idénticas.



**Figura 8:** Deformación lateral del muro debido a carga sísmica.

**Tabla 13:** Deformación analítica y del modelo debido a carga sísmica

Piso	Deformación analítica [mm]	Deformación del modelo [mm]
1	4,68	4,68
2	8,82	8,82

## Análisis gravitacional y sísmico

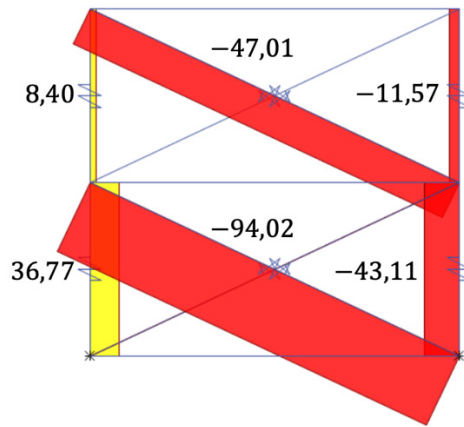
### Esfuerzos

Al incluir la carga gravitacional, el momento se calcula como el momento volcante menos el momento resistente, este último producto de la carga gravitacional. El corte unitario no cambia (ver **Tabla 8**). En la **Tabla 14** se resumen los cálculos.

**Tabla 14:** Esfuerzos internos teóricos debido a carga sísmica y gravitacional

Piso	Corte [kN/m]	Momento [kN-m]	Tracción [kN]
2	$v_2 = \frac{F_2}{L} = 7,74$	$M_{R2} = (D) \times \frac{L'}{2} = (23,14) \times \frac{5,2}{2} = 60,13$ $M_{V2} - M_{R2} = 103,84 - 60,13 = 43,71$	$T_2 = \frac{M_{V2} - M_{R2}}{L'} = 8,40$
1	$v_1 = \frac{F_1 + F_2}{L} = 15,48$	$M_{R1} = (2 \times D) \times \frac{L'}{2} = (2 \times 23,14) \times \frac{5,2}{2} = 120,26$ $M_{V1} - M_{R1} = 311,51 - 120,26 = 191,25$	$T_1 = \frac{M_{V1} - M_{R1}}{L'} = 36,78$

En la **Figura 9** se muestra una captura de los esfuerzos del MLF bajo la carga gravitacional y lateral aplicada. En la **Tabla 15** se resumen los esfuerzos de corte y tracción en el piso 1 y 2 según el cálculo analítico y el MLF implementado en ETABS. Se observa que los resultados son idénticos.



**Figura 9:** Captura de los esfuerzos axiales [kN] en el MLF debido a carga sísmica y gravitacional

**Tabla 15:** Esfuerzos de corte y tracción analíticos y del modelo debido a carga gravitacional y sísmica

Piso	Corte unitario [kN/m]		Tracción [kN]	
	Analítico	Modelo	Analítico	Modelo
2	15,48	15,48	8,4	8,4
1	30,95	30,95	36,77	36,78

### Deformaciones

Las deformaciones por flexión y corte son iguales a los del caso sísmico (ver **Tabla 9** y **Tabla 10**), y solo varía la componente de volcamiento debido al momento resistente como se presenta en la **Tabla 16**. En la **Tabla 17** se resumen las deformaciones horizontales relativas y acumuladas para el piso 1 y 2 del caso gravitacional y sísmico .

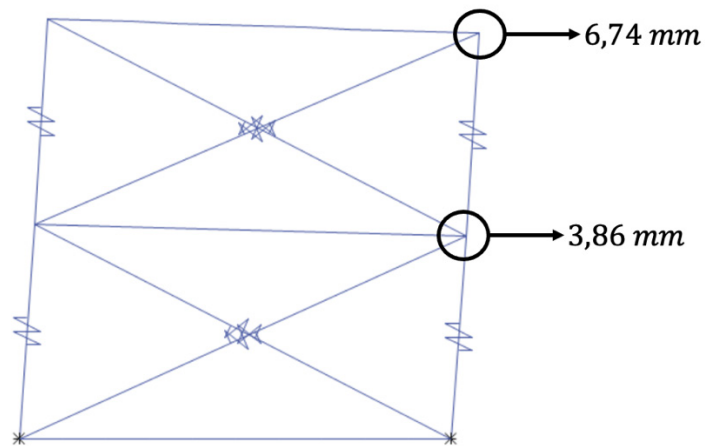
**Tabla 16:** Deformación horizontal relativo de volcamiento con carga gravitacional

Piso	Deformación horizontal
2	$(d_a)_j = \frac{T}{K_{HD}} = \frac{8,40 \text{ kN}}{13085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,64 \text{ mm}$ $H_i \left( \sum_{j=1}^i \frac{(d_a)_j}{L'} \right) = 3,47 \text{ mm} + (2,44 \text{ m}) \cdot \frac{(0,64 \text{ mm})}{5,2 \text{ m}} = 1,62 \text{ mm}$
1	$(d_a)_j = \frac{T}{K_{HD}} = \frac{36,78 \text{ kN}}{13085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 2,81 \text{ mm}$ $H_i \left( \sum_{j=1}^i \frac{(d_a)_j}{L'} \right) = (2,44 \text{ m}) \cdot \frac{(2,81 \text{ mm})}{5,2 \text{ m}} = 1,32 \text{ mm}$

**Tabla 17:** Deformaciones horizontales totales y acumuladas para caso sísmico y gravitacional

Piso	Fuerza [kN]	Flexión [mm]	Corte [mm]	Volcamiento [mm]	Deformación total [mm]	Deformación total acumulada [mm]
2	42,56	0,07	1,20	1,62	2,86	6,74
1	42,56	0,14	2,39	1,32	3,86	3,86

En el MLF se determina el desplazamiento lateral en el nodo superior derecho del muro. En la **Figura 10** se muestran los resultados obtenidos en el modelo. En la **Tabla 18** se comparan las deformaciones analíticas y computacionales, donde se observa que son idénticos.



**Figura 10:** Deformación lateral del muro debido a carga sísmica y gravitacional.

**Tabla 18:** Deformaciones teóricas y del modelo

Piso	Deformación teórica [mm]	Deformación modelo [mm]
2	6,74	6,74
1	3,86	3,86

## Losa simplemente apoyada sobre 2 muros paralelos.

### Propiedades de la losa

La **Figura 11** presenta una losa simplemente apoyada sobre dos líneas de muros. Notar que la línea de muro (representada por el elemento *frame solera*) incluye las soleras superiores del muro inferior, la viga de entrepiso, y la solera basal del muro superior, como se especifica en la **Figura 12**. Notar que, para efectos de simplificación de modelo, solo es necesario modelar la viga de entrepiso, dado que el aporte de las soleras es relativamente bajo.

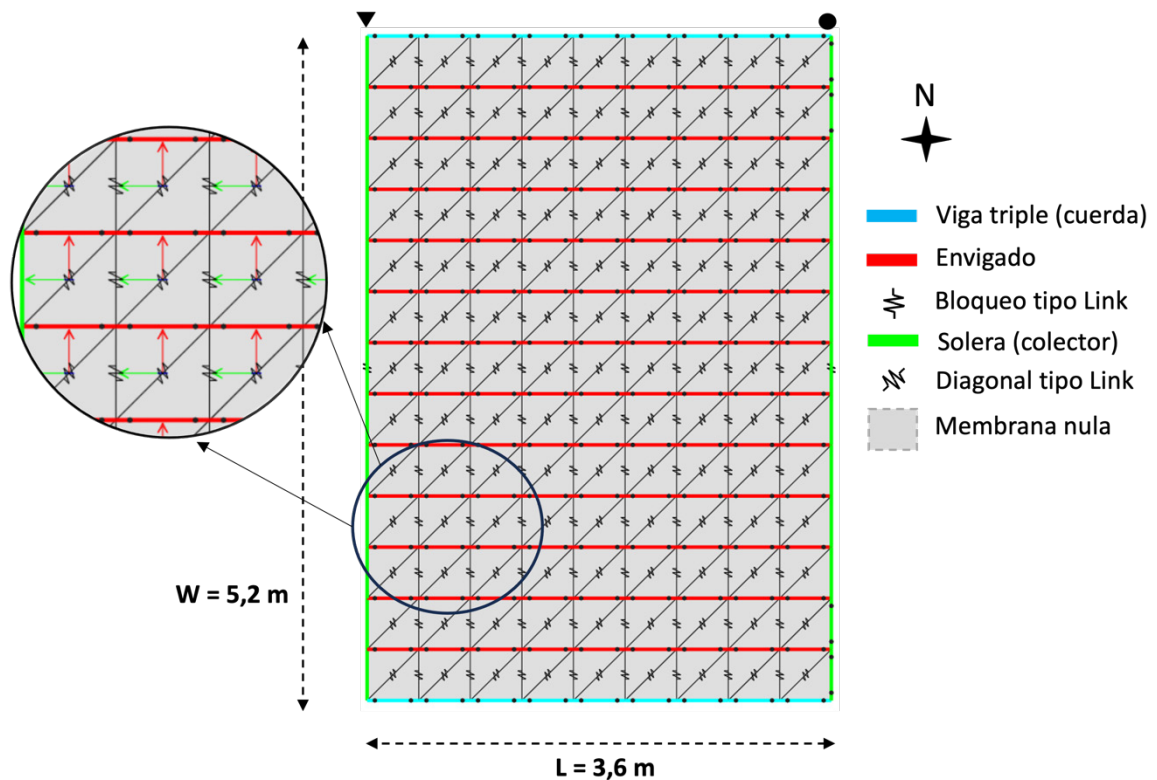
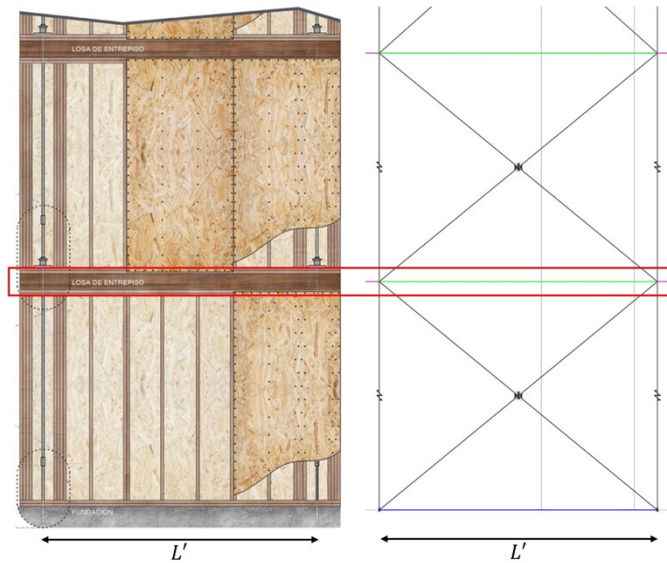


Figura 11: Vista en planta de configuración de losa y ejes locales de elementos Shell



**Figura 12:** Vista en elevación de configuración de muros. Los elementos encerrados en rectángulo rojo representan la combinación de solera superior, envigado de entrepiso, y solera basal del muro superior

$$E_{ef} = \frac{G_a l_{ef}^2}{bh} = \frac{5430 \frac{N}{mm} \times 565^2 \text{ mm}^2}{400 \times 400 \text{ mm}^2} = 10830 \frac{N}{mm} \quad \text{Ec. 10}$$

$$l_{ef} = \sqrt{b^2 + h^2} = l_{ef} = \sqrt{400^2 + 400^2} = 565 \text{ mm} \quad \text{Ec. 11}$$

Se supone un solo panel de losa de 3,6 x 5,2m, compuesto por vigas de borde triples ( $L = 3,6 \text{ m}$ ,  $A = 3 \times 41 \times 185 \text{ mm}^2$ ,  $E = 7900 \text{ MPa}$ ), que actuarán como cuerdas frente al sismo en dirección Norte-Sur; un envigado gravitacional dispuesto cada 40 cm en dirección Este-Oeste ( $A = 41 \times 185 \text{ mm}^2$ ,  $E = 7900 \text{ MPa}$ ) y elementos de bloqueo tipo *link* en dirección Norte-Sur ( $A = 41 \times 185 \text{ mm}^2$ ,  $E = 7900 \text{ MPa}$ ) cada 40 cm, cuya rigidez axial según la **Ec. 6** es  $K_{bloqueo} = 150000 \text{ N/mm}$ . Así, se completa un reticulado de 40 cm x 40 cm.

Notar que, en la práctica, los bloqueos no se instalan cada 40 cm; de hecho, en la práctica, se suelen disponer solo en el perímetro de los tableros que lo requieran. Sin embargo, el modelo requiere de una mayor cantidad de elementos tipo bloqueo (ya sean elementos que realmente se incluyan – como cadenas – en la práctica o no) para poder configurar

reticulados lo más cuadrados posibles. Los elementos tipo bloqueo suelen presentar valores de rigidez muy altos, por ende, su valor suele no ser crítico en el cálculo (aunque su cálculo se presenta de igual manera en la **Ec. 6**).

Por último, cada reticulado se completa con un elemento *link* lineal diagonal, que representa la rigidez de un diafragma arriostrado con un tablero de OSB de 9.5 mm, conectado con clavos de 3,1x80 mm, en un patrón de clavado doble cada 100 mm. La capacidad admisible de esta configuración es  $v_{ASD} = 8,5 \text{ kN/m}$  y su módulo de corte aparente  $G_a = 31 \frac{\text{kips}}{\text{in}} = 5430 \frac{N}{\text{mm}}$  (detalles en **[5]**). Así, la rigidez efectiva de la diagonal queda representado en la **Ec. 10**, donde el largo efectivo  $l_{ef}$  de la diagonal fue calculado según la **Ec. 11**.

Para distribuir la carga gravitacional y lateral sobre la losa, se emplea un elemento *shell* tipo *membrane*, discretizado en cada reticulado, con módulo elástico casi nulo ( $E \cong 10^{-6} - 10^{-4} \text{ MPa}$ ) para evitar errores numéricos. Cabe notar que, para que la membrana nula descargue la carga gravitacional únicamente sobre el envigado se debe orientar el eje local 1 (color rojo) del elemento membrana perpendicular al envigado gravitacional (ver **Figura 11**). El elemento *shell* se debe discretizar para que cargue sobre los nodos de todo el mallado.

Dado que los elementos tipo *frame* del entramado (elementos de borde y envigado) tienen función gravitacional y lateral, se debe asegurar que actúen de manera correcta gravitacionalmente (simplemente apoyados o empotrados, según criterio de diseñador) y que actúen como un reticulado dentro del plano. Para esto último, se deben liberar los giros (o añadir rótulas) en los extremos de los elementos tipo *frame*. Para esto, la solución que aquí se presenta utiliza modificadores de propiedades (*property modifiers*) y/o liberaciones (*end releases*) para que cada elemento cumpla sus funciones respectivas. A continuación, se detallan las modificaciones y/o liberaciones que deben realizarse en cada elemento del entramado (se sugiere ver en simultáneo con **Figura 13** para mayor claridad). Notar que los elementos diagonales y bloqueos, al ser *links* uniaxiales, no necesitan de ninguna modificación.

1. Los elementos **solera** – que incluyen las soleras superiores de un muro, la viga de entepiso, y la solera basal del muro superior – deben ser axialmente rígidos (*property modifier Area*  $\geq 10^6 \text{ mm}^2$ ) para que el muro tenga el mismo desplazamiento lateral frente a cargas sísmicas, y así no incorpore fuentes de flexibilidad que no son consideradas en la SDPWS [2]. Adicionalmente, la solera debe tener una inercia flexural alta (*property modifier Moment 33*  $\geq 10^6 \text{ mm}^4$ ) frente a cargas gravitacionales, para

considerar el aporte que en realidad entregan los pies derechos interiores de cada muro. Para esto, se aplican *property modifiers* grandes en las propiedades mencionadas.

2. Los elementos tipo **envigado** en el entramado ligero suelen trabajar como vigas simplemente apoyadas en los muros frente a cargas gravitacionales (o empotrada dependiendo de la conexión utilizada), y como un reticulado (solo componente axial) frente a cargas laterales. Por esto, los elementos tipo envigado se deben rotular o liberar (mediante *releases*): frente a carga lateral se libera el momento flexural en el Eje 2 (*Moment 22*) en ambos extremos “I” y “J”; y frente a carga gravitacional, se debe liberar M33 (*Moment 33*) solo en los elementos adyacentes a una solera o elemento de borde. **Nota:** Otra posibilidad (opcional) si es que no se quiere discretizar los elementos *frames*, es considerar a cada elemento envigado como un *frame*, y liberar los giros en el Eje 2 y Eje 3 para el elemento completo. Este procedimiento puede traer dificultades al momento de conectar los elementos *links*, pero también traerá ventajas reduciendo la cantidad de elementos *frame* del modelo. Una posibilidad es, discretizar los elementos *frame*, conectar los elementos *link* que correspondan, y finalmente volver a unir los *frames* para que actúen como una sola barra.
3. Los **elementos de borde** (en este caso viga triple) son los elementos perimetrales del diafragma que no se encuentran apoyados sobre muros. Sus dimensiones vienen generalmente obtenidas por cálculo, teniendo presente que algunas veces los anchos máximos pueden quedar limitados por las capacidades de la industrializadora. Estos elementos usualmente

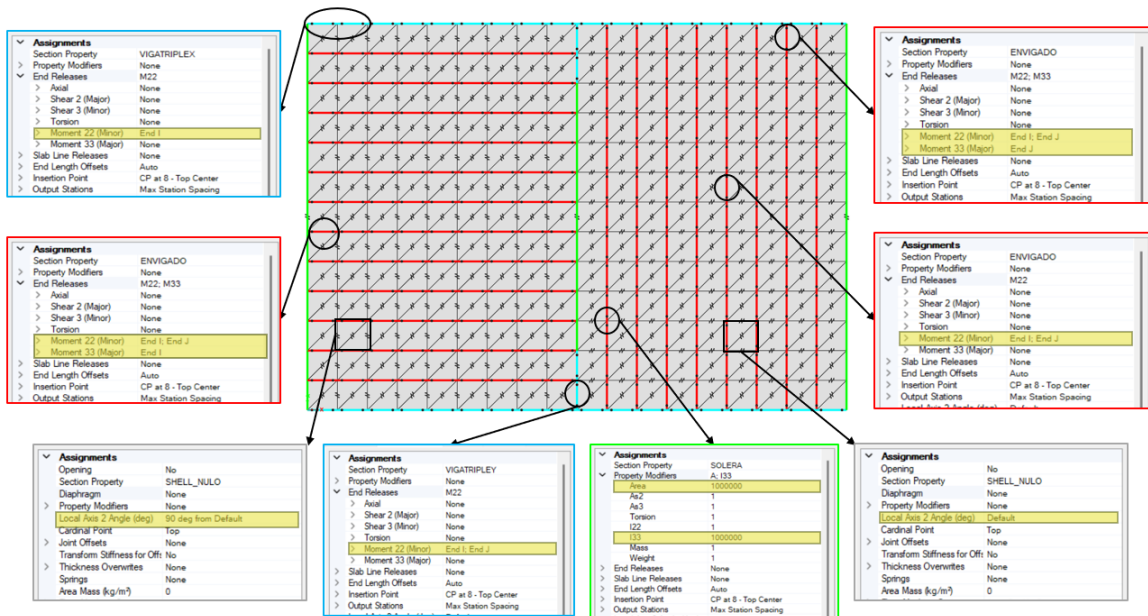


se construyen tal que gravitacionalmente actúan como empotrados (es decir, son capaces de tomar momentos fuera del plano), y lateralmente actúan como reticulados (no toman momento en el plano). Por esto, los elementos de borde se deben liberar (mediante *releases*) frente a momento flexural en el plano, es decir, en el Eje 2 (*Moment 22*) en ambos extremos “I” y “J”.

4. Los elementos tipo **bloqueo** solo tienen el propósito de arriostrar en el plano para formar el reticulado, pero gravitacionalmente no se les suele asignar ninguna función (a pesar de que en estricto rigor agregan inercia flexural). Es por esto que, por simplicidad, se modelan como elementos *links* uniaxiales, cuya rigidez viene dada según la **Ec. 6**.
5. El elemento **diagonal**, al igual que el bloqueo, solo tiene relevancia

actuando dentro del plano, por lo que, por simplicidad, se modela como un *link* uniaxial, cuya rigidez viene dada por la **Ec. 4**.

6. Los elementos **shell nulo** solo sirven para distribuir la carga gravitacional y lateral a los *frames* y *links*, por lo que no debe entregar rigidez adicional. De aquí, se debe modelar como *shell* tipo *membrane* – para no aportar rigidez fuera del plano a la losa, lo que afecta al volcamiento de los muros – con un módulo elástico pequeño,  $E \cong 10^{-6} - 10^{-4} \text{ MPa}$ , y se debe asignar dirección a los *shell*, para que descarguen correctamente hacia el enrigado gravitacional. Otra posibilidad (**opcional**) es definir al *shell* como tipo *membrane*, y asignar la opción “*Use Special One-Way Load Distribution*” para asegurarse de que la membrana solo descargue sobre los elementos frame.



**Figura 13:** Resumen de liberaciones y modificadores por cada elemento de la losa. Notación de colores según **Figura 11**.

## Análisis Estructural

En los elementos *shell* del modelo de la **Figura 11** se aplicaron cargas vivas, y cargas laterales (ambas de tipo *Nonlinear static*), para comparar las deformaciones del modelo con respecto a las obtenidas aplicando las ecuaciones analíticas. Se aplicó una carga viva (*uniform shell load*) de  $2 \text{ kN/m}^2$  en dirección gravitacional, y una carga sísmica (*uniform shell load*) de  $4,73 \text{ kN/m}^2$ , de tal manera que la carga lateral total viene dada por la **Ec. 12**, y el flujo de corte horizontal  $v_{solic}$  sobre la losa queda determinado en la **Ec. 13**.

$$Q_{total} = Q_{area} \times A_{losa} = 4,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3,6 \times 5,2 \text{ m}^2 = 88,5 \text{ kN} \quad \text{Ec. 12}$$

$$v_{solic} = \frac{Q_{total}}{2W} = \frac{88,5 \text{ kN}}{2 \times 5,2 \text{ m}} = 8,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec. 13}$$

Notar que, el valor  $Q_{area} = 4,73 \text{ kN/m}^2$  fue tomado tal que el flujo de corte solicitante en el diafragma sea equivalente al flujo de corte admisible, presentado en la **sección anterior**. En la **Ec. 13**,  $W$  corresponde al ancho del diafragma (en dirección Norte-Sur), y se supuso que el flujo de corte se distribuirá equitativamente entre ambos muros (ver **Figura 11**), dado que tienen igual rigidez. Cabe destacar que, por simplicidad, en este modelo los muros están representados por apoyos elásticos simples.

## Análisis gravitacional

### Deformaciones

Se comparan las deformaciones gravitacionales de la losa debido a la carga viva, determinadas de forma analítica y computacional. Para el método analítico, se considera un modelo ideal de una viga simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente distribuida, cuya deformación en el punto medio viene dada por la **Ec. 14**, donde el largo del vano es 3,6 m, el módulo elástico del envigado es 7900 MPa y el momento de inercia flexural para una viga de 41x185 mm se determina según la **Ec. 15**.

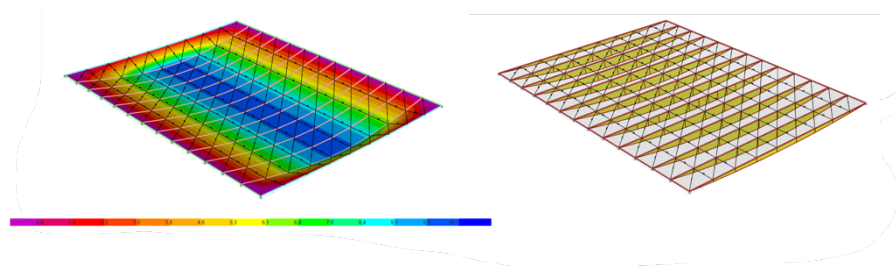
$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{Ec. 14}$$

La carga  $q$  a aplicar se distribuye según área tributaria; en este caso se tiene que las vigas están espaciadas cada 40 cm, como se muestra en la **Ec. 16**. Finalmente, reemplazando estos valores en la **Ec. 14** se puede obtener la deflexión de la viga ideal mediante métodos analíticos.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{41 \times 185^3}{12} = 21,63 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{Ec. 15}$$

$$q = Q_{live} \times esp = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,4 \text{ m} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec. 16}$$

En el método computacional, según MDDL, los muros se consideraron como apoyos simples, como se observa en la **Figura 14**. La deformación se calcula en el punto medio de la losa. La comparación de resultados analíticos y computacionales se presenta en la **Tabla 19**.



**Figura 14:** Deformación gravitacional (izquierda) y diagrama de momentos M33 (derecha) por carga viva en losa

**Tabla 19:** Deformación gravitacional

Deformación analítica [mm]	Deformación ETABS [mm]	Diferencia porcentual (%)
10,23	10,26	0,29

## Análisis sísmico

### Esfuerzos

Por su parte, para obtener los esfuerzos de corte,  $v_{solic}$ , sobre la losa debido a cargas laterales, se deben obtener los esfuerzos axiales  $F_{ax}$  en las diagonales debido a la carga sísmica (ver **Figura 15**). Los esfuerzos axiales que entregan las diagonales deben ser luego divididos por el largo de la diagonal  $l_{ef}$ , para obtener el esfuerzo de corte unitario local, es decir, según la **Ec. 17**.

$$v_{solic} = \frac{F_{ax}}{l_{ef}} = \frac{4,76 \text{ kN}}{0,565 \text{ m}} = 8,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec. 17}$$

En la **Figura 15** se muestra la distribución de fuerzas axiales de las diagonales, que permite visualizar la distribución de corte en el diafragma. Por esto, cada carga axial presentada, indica el flujo de corte que se transmite en cada zona del diafragma. Asimismo, utilizando el equilibrio de la estructura, se puede distribuir este flujo de corte, para obtener las verdaderas cargas axiales que toma cada elemento *frame* de la estructura, y en particular, los elementos de borde.

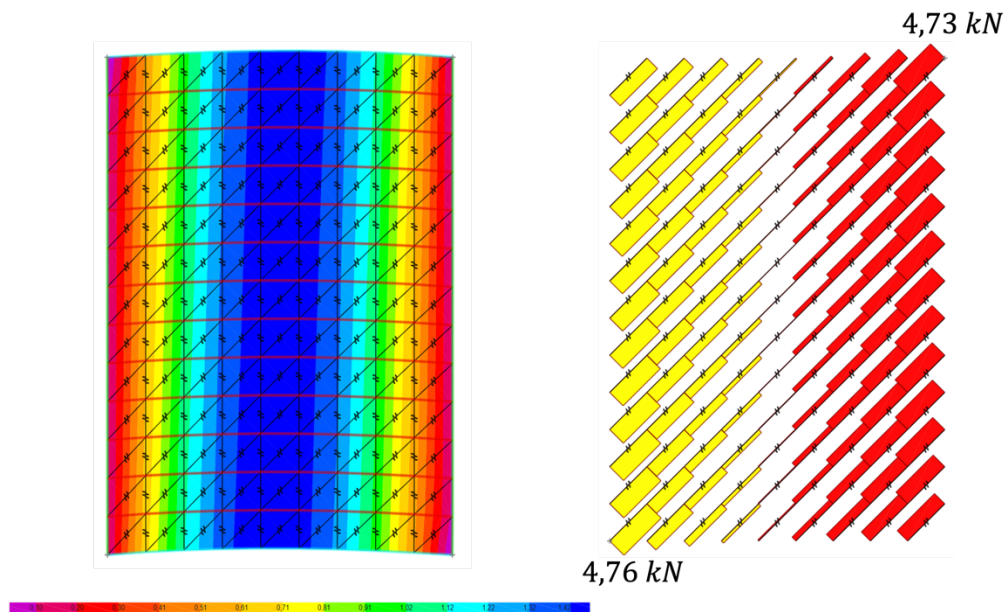


Figura 15: Deformación lateral de diafragma (izquierda) y distribución de fuerzas axiales en diagonales (derecha) para obtención de flujo de corte solicitante.

Se presenta un ejemplo de post-procesamiento de cargas axiales en una sub-sección del diafragma en la **Figura 16**. En esta figura, se puede notar que el elemento de borde inicialmente tiene una carga axial de tracción de 6,7 kN. Sin embargo, al introducir el flujo de corte correspondiente en esa zona del diafragma (negativo), la carga axial que recibe finalmente la viga de borde disminuye a 5,45 kN. El mismo procedimiento puede ser llevado a cabo para colectores y cuerdas, considerando el flujo de corte inducido por las diagonales adyacentes. Para más detalle sobre lo último, revisar [8].

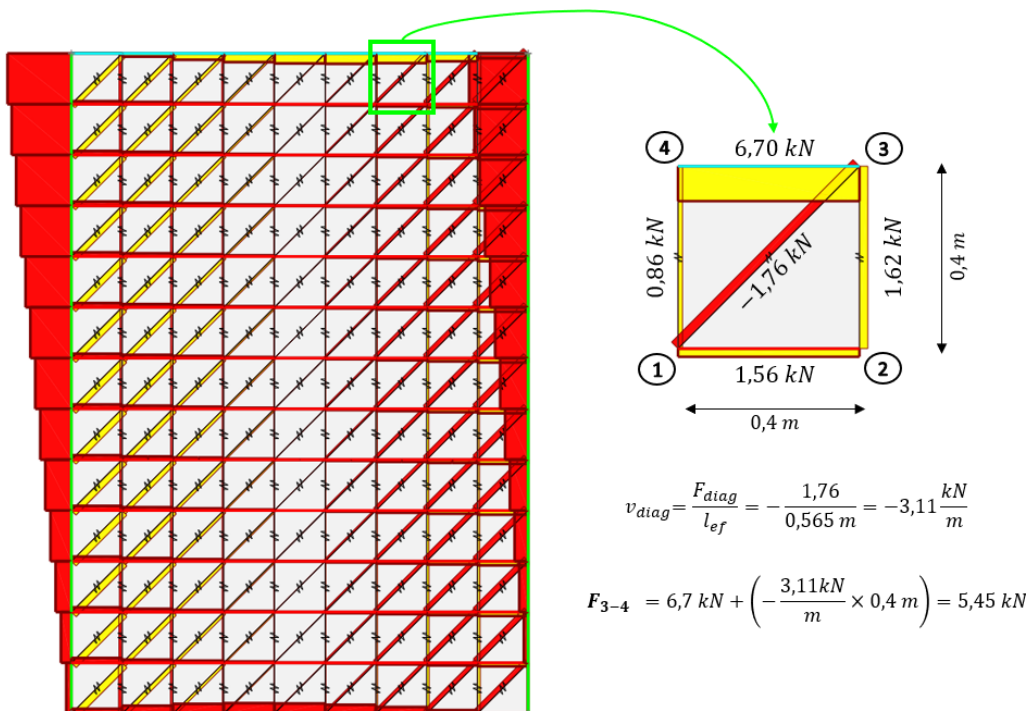


Figura 16: Post procesamiento de cargas en diagonales para obtener cargas axiales reales en elementos de borde. Color amarillo indica tracción, color rojo indica compresión.

## Deformaciones

En esta sección se comparan las deformaciones laterales. El método analítico utiliza la ecuación de deflexión de la SDPWS [2], en este caso **Ec. 18**, cuyas unidades son según el sistema anglosajón. Por simplicidad para el uso en Chile, la ecuación puede ser fácilmente transformada al sistema internacional (SI), resultando en la **Ec. 19**.

$$\delta = \frac{5vL^3}{8EAW} + \frac{0.25vL}{1000G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{2W} \quad \text{Ec. 18}$$

$$\delta = \frac{5vL^3}{96EAW} + \frac{vL}{4G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{2W} \quad \text{Ec. 19}$$

La **Tabla 20** presenta la equivalencia de los términos utilizados en ambas ecuaciones. Notar que el tercer término de la ecuación, que incluye el aporte de los empalmes entre vigas de borde, no fue considerado, por lo tanto, no se presentan los valores correspondientes.

**Tabla 20:** Conversión unidades del sistema internacional a sistema esta imperial para losa.

Variable	Sist. Internacional	Unidad	Anglosajón	Unidad
$v$	8,5	N/mm	580	lb/ft
$L$	3600	mm	11,81	ft
$E$	7900	MPa	1146000	psi
$A$	22755	mm <sup>2</sup>	35,27	in <sup>2</sup>
$W$	5200	mm	17,06	ft
$G_a$	5430	N/mm	31	kips/in

De esta manera, reemplazando los valores en la **Ec. 18**, la deformación analítica del diafragma entrega un valor  $\delta = 1,43 \text{ mm}$ . Por su parte, según el método computacional, la losa simplemente apoyada, al ser cargada lateralmente entrega una deformación de 1,49 mm. El resumen de resultados se encuentra en la **Tabla 21**.

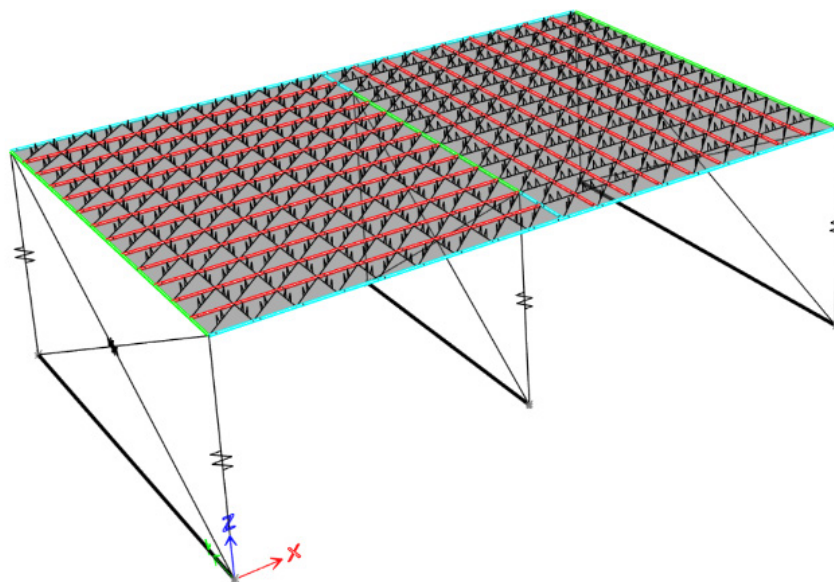
**Tabla 21:** Deformaciones máximas laterales de diafragma medido en punto medio.

Deformación SDPWS [mm]	Deformación ETABS [mm]	Diferencia Porcentual (%)
1,43	1,49	4,02

Notar que no se consideró la contribución del tercer término en la **Ec. 18** que incluye el corrimiento de los empalmes en las vigas de borde. Se ha demostrado que esta contribución suele ser pequeña [9], en relación con la contribución de corte (segundo término de la ecuación). Sin embargo, si quisiera ser incluida dentro del modelo, basta con seleccionar la sección de la viga de borde diseñada para tener un empalme, asignar un *release* en sentido axial e incluir la rigidez del empalme (entregada por el proveedor o calculada mediante un procedimiento adecuado).

## Losa simplemente apoyada sobre 3 muros paralelos.

La **Figura 17** presenta una vista isométrica de la losa apoyada sobre 3 muros paralelos. Las liberaciones y modificadores de los distintos componentes de la losa se presentan en la **Figura 13**.



**Figura 17:** Vista isométrica losa simplemente apoyada sobre 3 muros paralelos

### Propiedades de la losa

La losa se encuentra apoyada sobre tres muros, donde los dos muros exteriores tienen la misma longitud ( $L: 5,5 \text{ m}$ ;  $L': 5,2 \text{ m}$ ), mientras que el muro interior es más corto ( $L: 4 \text{ m}$ ;  $L': 3,6 \text{ m}$ ). Los muros exteriores tienen las mismas propiedades que los del ejemplo anterior, sin embargo, dado el cambio de longitud, las propiedades para el muro interior varían, y se presentan en la **Tabla 22**. Cabe mencionar que cada *link* utilizado en los muros solo considera el uso de su eje local 1 ( $u_1$ ) mientras que los otros 5 grados de libertad se mantienen fijos. Por su parte, los apoyos elásticos de los muros fijan los 3 grados de libertad traslacionales ( $u_x, u_y, u_z$ ) y el apoyo rotacional en dirección Y ( $r_y$ ) dado que los muros tienen su eje fuerte en dirección Y.

**Tabla 22:** Propiedades de Links de muros exteriores e interior del Ejemplo 3.3.

	$K_{HD}$ (kN/m)	$K_{diagonal}$ (kN/m)
Muro interior	13085	34922
Muro exterior	13085	40969

La losa tiene dos paneles de dimensiones  $3,6 \times 5,2 \text{ m}$ , compuestos por vigas de borde triples ( $L = 3,6 \text{ m}$ ,  $A = 3 \times 41 \times 185 \text{ mm}^2$ ,  $E = 7900 \text{ MPa}$ ), un envigado gravitacional dispuesto cada  $40 \text{ cm}$  en dirección Este-Oeste ( $A = 41 \times 185 \text{ mm}^2$ ,  $E = 7900 \text{ MPa}$ ) para la losa izquierda y el mismo envigado dispuesto en dirección Norte-Sur para la losa derecha (ver **Figura 13**). Los elementos de bloqueo tipo *link* en ambas losas ( $A = 41 \times 185 \text{ mm}^2$ ,  $E = 7900 \text{ MPa}$ ) están separados cada  $40 \text{ cm}$ , para completar el reticulado de



40 x 40 cm, con una rigidez axial  $K_{bloqueo} = 150000 \text{ N/mm}$ , de acuerdo con la Ec. 6.

Por último, cada reticulado se completa con el mismo elemento *link* lineal diagonal del ejemplo anterior. Cabe mencionar que, para modelar un diafragma infinitamente rígido, solo basta con darle una rigidez muy alta a este elemento *link* diagonal. De igual manera, para modelar un diafragma muy flexible, basta con

entregarle una rigidez pequeña. Una breve comparación de los dos tipos de diafragmas, con su respectiva rigidez de la diagonal, se presenta en la Figura 18, donde se tomó el modelo de la Figura 13 ( $E_{diag} = 10830 \text{ kN/m}$ ) y se multiplicó por  $10^3$  y por  $10^{-2}$  para configurar un diafragma rígido y flexible, respectivamente.

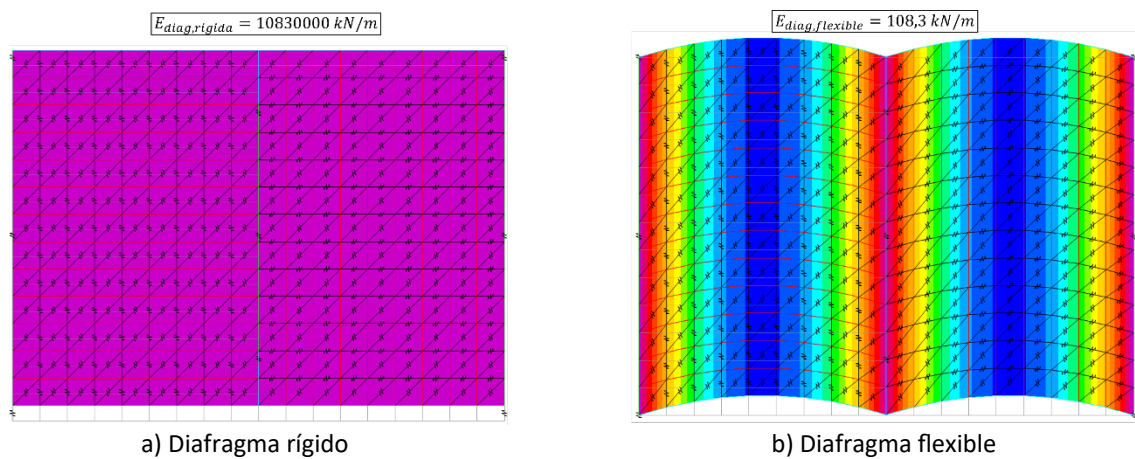


Figura 18: Campo de desplazamientos para diafragma rígido y flexible bajo carga lateral.

## Análisis Estructural

Se han aplicado sobre los elementos *shell* cargas vivas, y cargas laterales (*nonlinear static*), para comparar tanto las deflexiones gravitacionales como las deflexiones laterales. Se aplicó una carga viva (*uniform shell load*) de  $2 \text{ kN/m}^2$  en dirección gravitacional, y una carga sísmica (*uniform shell load*) de  $4,73 \text{ kN/m}^2$ , de tal manera que la carga lateral total por cada vano viene dada por Ec. 20, y el flujo de corte teórico  $v_{solic}$  sobre la losa queda determinado en la Ec. 21, donde  $W$  corresponde al ancho del diafragma (en dirección Norte-Sur).

$$Q_{total} = Q_{area} \times A_{losa} = 4,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3,6 \times 5,2 \text{ m}^2 = 88,5 \text{ kN} \quad \text{Ec. 20}$$

$$v_{solic} = \frac{Q_{total}}{2W} = \frac{88,5 \text{ kN}}{2 \times 5,2 \text{ m}} = 8,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec. 21}$$

## Análisis gravitacional

### Deformaciones

Se comparan las deformaciones analíticas y computacionales de las dos losas debido a la carga viva, considerando los muros y vigas triples como elementos de borde, según corresponda (ver Figura 19). El método analítico considera el modelo ideal de una viga simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente distribuida, cuya deflexión en el punto medio viene dada

por la **Ec. 14**. El largo del vano izquierdo es 3,6 m, y el vano de la losa derecha es 5,2 m, el módulo elástico del envigado es 7900 MPa, y el momento de inercia flexural para una viga de 41x185 mm es según la **Ec. 22**:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{41 \times 185^3}{12} = 21,63 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{Ec. 22}$$

Luego, la carga  $q$  a aplicar se distribuye según área tributaria, donde para una viga espaciada cada 40 cm es según la **Ec. 23**:

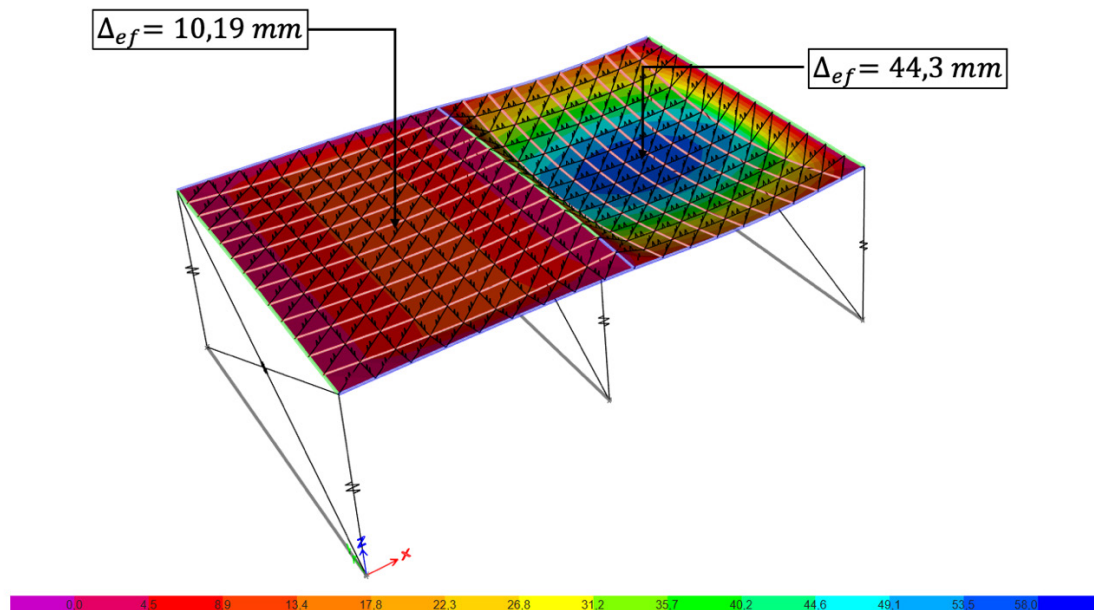
$$q = Q_{live} \times esp = 2 \frac{kN}{m^2} \times 0,4 \text{ m} = 0,8 \frac{kN}{m} = 0,8 \frac{N}{mm} \quad \text{Ec. 23}$$

Finalmente, reemplazando estos valores en la **Ec. 14** se puede obtener la deformación analítica de la viga ideal, tanto de 3,6 m como 5,2 m, cuyos valores se encuentran en la **Tabla 23**. De igual manera, se presentan las deflexiones del envigado simplemente apoyado del modelo ETABS, junto a las diferencias porcentuales entre ambos resultados (modelo analítico/modelo ETABS)

**Tabla 23:** Deformación de vigas ideales.

	Método analítico (mm)	Modelo ETABS (mm)	Diferencia porcentual (%)
Vano de 3,6 m	10,23	10,19*	0,39%
Vano de 5,2 m	44,57	44,3*	0,6%

(\*) Se presenta la deformación efectiva de la viga, esto es, restándole la deformación de la viga de apoyo, o muro de apoyo, según corresponda.



**Figura 19:** Deformación por carga viva de losas

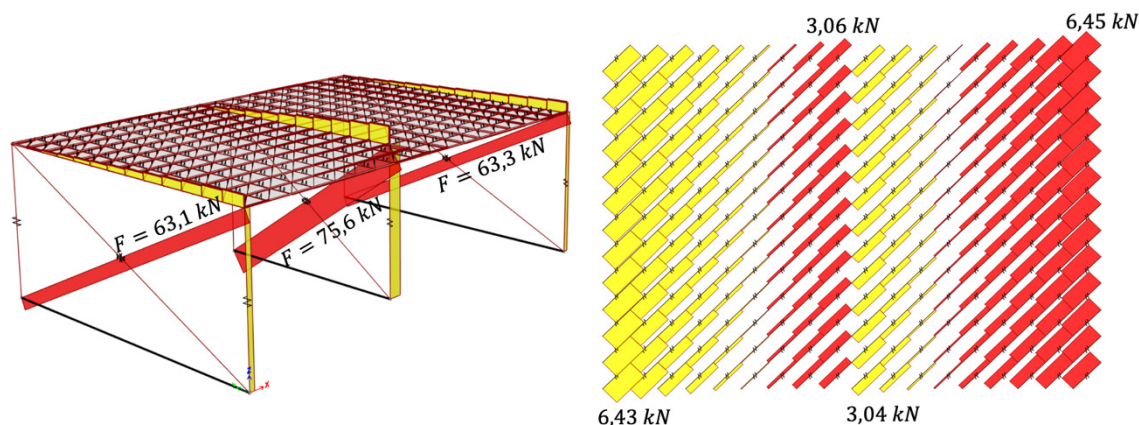
## Análisis sísmico

### Esfuerzos

Para obtener los esfuerzos de corte  $v_{solic}$  sobre las losas debido a cargas laterales, se debe mostrar los esfuerzos axiales  $F_{ax}$  debido a la carga sísmica (ver **Figura 20**) y dividirlos por el largo de la diagonal, como se explicó previamente (ver **Figura 16**). Se debe notar que, dado que el muro central tiene una rigidez diferente (menor), la distribución de corte no es exactamente igual al valor que entregaría el método analítico suponiendo diafragma flexible, ni suponiendo diafragma rígido (los valores de corte se encontrarían entre esos dos límites). Se obtiene que los máximos valores de corte unitario en el diafragma izquierdo – cercano al muro izquierdo y al muro central son  $\frac{6,43 \text{ kN}}{0,565 \text{ m}} = 11,38 \text{ kN/m}$  y  $\frac{3,06 \text{ kN}}{0,565 \text{ m}} = 5,41 \text{ kN/m}$ , respectivamente, mientras que en el

diafragma derecho – cercano al muro central y al muro derecho – presentan cortes solicitantes máximos de 11,41 kN/m y 5,4 kN/m respectivamente. Esto indica que el modelo es capaz de distribuir el corte según rigidez relativa, por ende, permite realizar un diseño detallado de las losas frente a cargas laterales.

De igual manera, se pueden obtener los esfuerzos de corte sobre los 3 muros, a través de los *links* diagonales, según la **Ec. 2**. Dado que el sistema consta de tres muros, con un muro central más corto (menos rígido), las cargas laterales no se distribuyen de forma equitativa. El flujo de corte solicitante  $v_{muro}$  viene dado por la **Ec. 2** y los resultados de cada muro en este caso se presentan en la **Figura 20** y en la **Tabla 24**.



**Figura 20:** Distribución de corte lateral de muros (izquierda) y de diafragma (derecha). Valores absolutos

**Tabla 24:** Flujo de corte solicitante en muros.

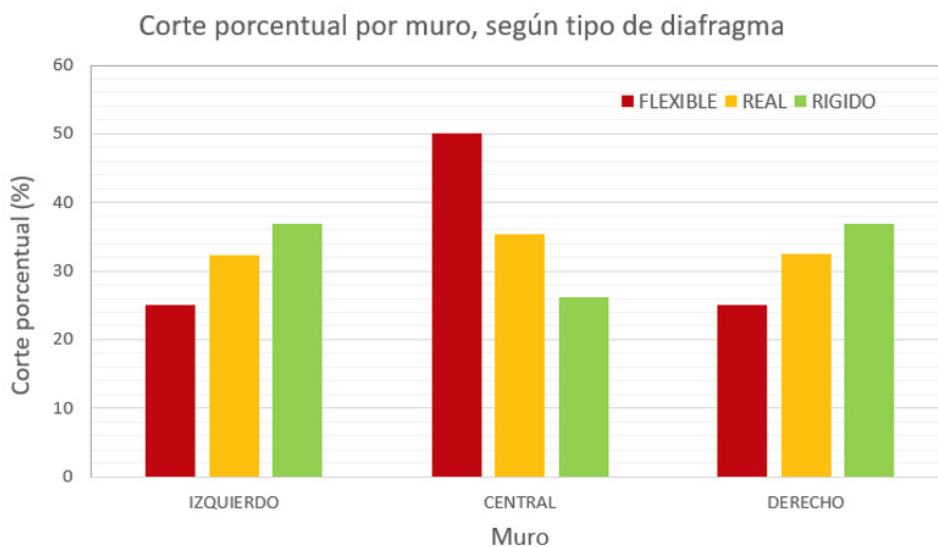
	$F_{diagonal}$ (kN)	Largo L (m)	Largo diagonal (m)	Largo L' (m)	$v_{muro}$ (kN/m)
Izquierdo	63,1	5,5	5,74	5,2	10,4
Central	75,6	4	4,35	3,6	15,6
Derecho	63,3	5,5	5,74	5,2	10,4

Conociendo las cargas laterales que fueron aplicadas a los diafragmas, y conociendo las rigideces de los muros (presentes en la **Tabla 24**) se puede estimar el corte total que tomaría cada muro, si es que el diafragma se comportara como infinitamente rígido, o flexible. En el primer caso, la carga lateral se distribuiría a los muros según la rigidez relativa de ellos. En el segundo caso, la carga lateral se distribuye a los muros según área tributaria. El modelo aquí presentado demuestra que, usualmente el caso real está entre estos límites. La **Figura 21** presenta el porcentaje del corte total que toma cada muro en los 3 casos, donde cabe notar que:

- En el caso de diafragma rígido, los muros exteriores toman el 37% de la carga total (cada uno), y el muro central (menos rígido), toma el 26% del corte total.

- En el caso de diafragma flexible, el muro central toma el corte correspondiente a la mitad de cada vano, en cada diafragma, es decir, el muro central toma un 50% del corte total. Por ende, los muros exteriores se llevan 25% del corte total cada uno.

El modelo permite obtener la distribución real de los cortes en los muros, que no es igual a la condición de suponer diafragma rígido, ni a la condición de diafragma flexible. De hecho, queda demostrado que es una condición intermedia. Lo anterior, muestra además que el diseño utilizando la envolvente de solicitaciones (máximas solicitaciones suponiendo diafragma rígido y diafragma flexible) puede ser una práctica altamente conservadora.



*Figura 21: Cortes porcentuales por muro, según el tipo de diafragma considerado*

## Deformaciones

En esta sección se comparan los desplazamientos de los dos diafragmas de la **Figura 19** – actuando frente a cargas laterales – con la ecuación de deflexión de la **Ec. 19**. La **Tabla 25** presenta los valores de los parámetros utilizados. Cabe notar que, nuevamente no se consideró el efecto de los empalmes (tercer término de la **Ec. 19**).

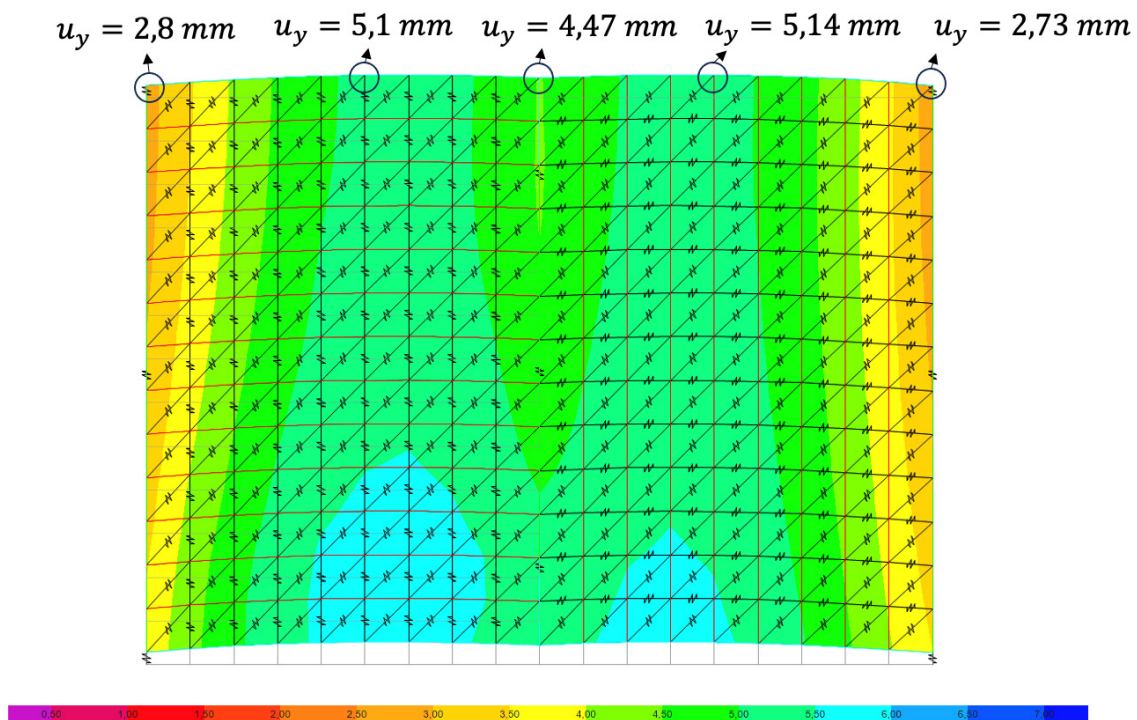
**Tabla 25:** Unidades del sistema internacional para cálculo de deflexión de losa.

Variable	Valor	Unidad
$v$	8,5	N/mm
$L$	3600	mm
$E$	7900	MPa
$A$	22755	mm <sup>2</sup>
$W$	5200	mm
$G_a$	5430	N/mm

De esta manera, reemplazando los valores en la **Ec. 19**, la deformación de ambos diafragmas

(izquierdo y derecho) entregan un valor  $\delta = 2,58 \text{ mm}$ . Cabe destacar que, el modelo analítico supone que ambos diafragmas son flexibles (por ende, el cálculo de sus respectivas deformaciones son independientes entre sí), lo que generalmente no es cierto.

Por otro lado, el modelo ETABS es capaz de captar la deformación diferencial de los muros inferiores, es decir, capta el hecho de que el muro central se deforma más, por ende, las losas tienden a tener una mayor deformación en las cercanías del muro central, como se muestra en la **Figura 22**. En la figura anterior se destacan los valores más relevantes de los desplazamientos totales de la losa. En la **Tabla 26** se presentan los desplazamientos totales de cada uno de los dos diafragmas, y a su vez, se presenta la deformación real (o efectiva) de cada uno, que corresponde a la resta entre el desplazamiento total, menos el desplazamiento del muro central (dado que la deformación máxima de cada diafragma se encuentra más cercana a este muro).



**Figura 22:** Deformación lateral total de losas izquierda y derecha (unidades en mm)

**Tabla 26:** Desplazamientos y deformaciones laterales de cada diafragma.

	Desplazamiento analítico [mm]	Desplazamiento máximo diafragma sobre muros [mm]	Desplazamiento muro [mm]	Deformaciones respecto a muro exterior[mm]	Deformaciones respecto a muro interior [mm]
Izquierda	2,58	5,11	2,8	$5,11-2,8=2,31$	$5,11-4,47=0,64$
Centro	-	-	4,47	-	-
Derecha	2,58	5,15	2,73	$5,15-2,73=2,42$	$5,15-4,47=0,68$

A partir de estos resultados, se puede notar directamente que, la **Ec. 18**, desarrollada en la SDPWS [2], supone que cada diafragma actúa como un elemento independiente, sin importar la interdependencia que en realidad existe entre dos diafragmas adyacentes. Sin embargo, en la realidad sucede que, este comportamiento depende de la rigidez relativa de cada diafragma, respecto a los muros inferiores. Así: (i) si el diafragma es infinitamente rígido, se mueve como un elemento rígido y la

**Ec. 18** no es válida; (ii) si el diafragma es flexible (ver **Figura 18**) cada diafragma se comporta como un elemento independiente, y la **Ec. 18** es válida; por último, (iii) si el diafragma es semi rígido, como suele ser la mayor parte de las veces, como en el caso de la **Figura 22**, la **Ec. 18** solo da una idea de los desplazamientos del diafragma. El MDDL, a diferencia de la ecuación analítica, es capaz de capturar las asimetrías en la distribución de carga, por ende, de desplazamientos.



# Caso de estudio: Edificio de 4 pisos.

En este capítulo se modela un edificio mediante los modelos descritos en el Capítulo 2: MLF para muros y MDDL para losas. Los objetivos de esta sección son: (1) detallar el paso a paso de esta metodología y (2) evidenciar las implicancias a nivel de edificio de utilizar esta metodología. Debido a la interacción entre muros y losas en el modelo existe una distribución de esfuerzos distinta a la metodología analítica, la cual no considera los efectos tridimensionales.

El edificio corresponde al descrito en la Sección 3 del Manual de Diseño de Estructuras de Madera [6]. Primero, se presentan los antecedentes generales para comprender la estructura [6]. Luego, se desarrolla el análisis

gravitacional y sísmico mediante la modelación del edificio en ETABS, y se comparan con los resultados de la metodología analítica presentados en [6].

## Descripción del edificio

El edificio consta de 4 pisos en sistema marco-plataforma. Es de uso residencial, se ubica en una zona sísmica 2 y en suelo tipo C, de acuerdo con NCh433. La altura total del edificio es de 10,72 m sobre el nivel del terreno, con una altura libre por piso de 2,47 m. La **Figura 23** muestra los muros estructurales en cada dirección: 22 muros en el eje X y 32 muros en el eje Y. El peso sísmico es de 2913 kN.

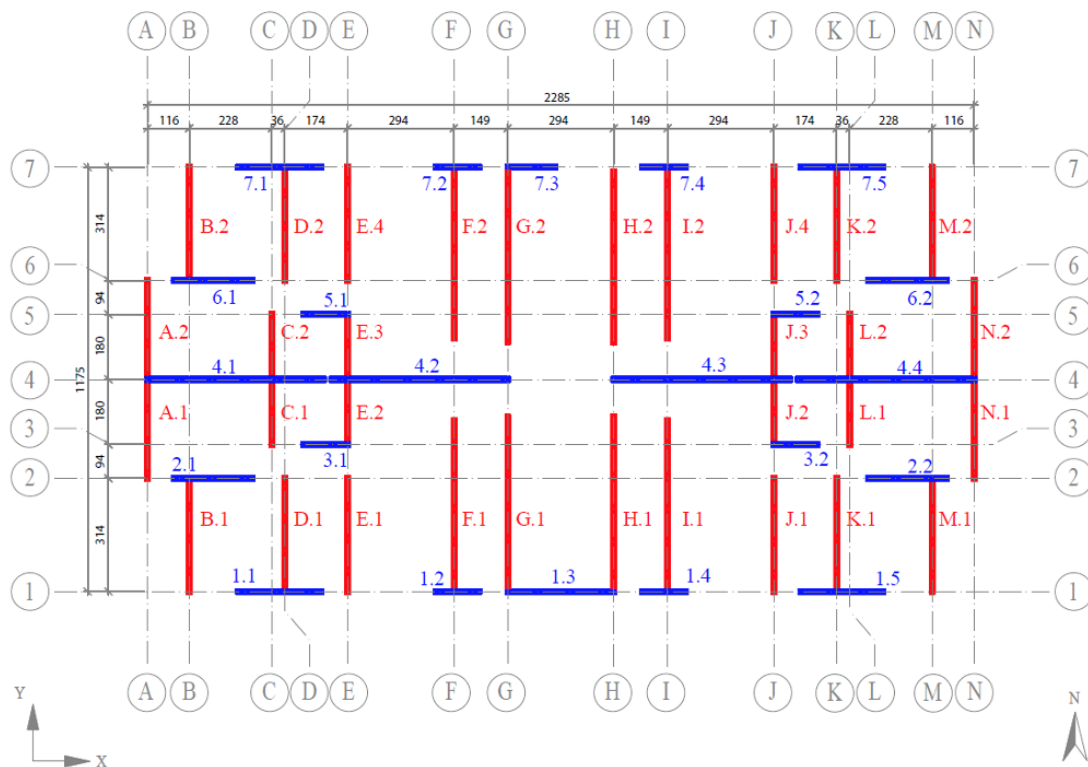


Figura 23: Planta del edificio en estudio [4]

## Modelación

A continuación, se describe el procedimiento de modelación de un edificio, el cual utiliza como base una planilla excel con las propiedades de cada muro (dimensiones, calidad y cantidad de los pies derechos, cantidad y espesor de tableros OSB, patrón de clavado y tipo de anclaje). Con esta planilla base, se calcula la rigidez a flexión y corte, y la rigidez del anclaje, y luego se desprenden las propiedades de los elementos links del muro a modelar. Se recomienda utilizar el mismo nombre tanto en la planilla como en el modelo, y que además se identifique con el piso correspondiente. Esto permite asignar los *links* y filtrar los esfuerzos del modelo de forma ordenada. El mismo procedimiento puede realizarse para los elementos *links* diagonales del diafragma. Sin embargo, dado que la cantidad de elementos *link* diagonales en el diafragma es significativo, se recomienda omitir este paso y utilizar los cortes máximos de cada planta del edificio.

A continuación, se presenta el paso a paso para aplicar la metodología propuesta en el caso de estudio.

### Construcción paso a paso del modelo

#### 1. Ajuste de planta arquitectónica

La planta arquitectónica se debe simplificar bajo los siguientes criterios: (1) ajustar la longitud de los muros al largo  $L'$ , ya que el volcamiento en el MLF se determina en base a este brazo palanca, (2) hacer coincidir los nodos de la losa con los de los muros según el espaciamiento del envigado (usualmente 30, 40 o 60 cm), es decir,  $L'$  debe ser múltiplo del tamaño del reticulado de la losa, y (3) considerar como muro estructural solo aquellos muros con una distancia entre anclajes  $L'$  mayor o igual a 1,2 m.

Se recomienda definir el panelizado de la losa, cuyas dimensiones vienen limitadas por las capacidades de las industrializadoras. En base a este panelizado, quedan definidos los elementos de borde (cuerdas y colectores) de

cada panel, y al mismo tiempo la cantidad y dirección del envigado. Con esto, se pueden definir las propiedades de cada elemento *frame* de la planta de la losa, al igual que sus modificadores o liberaciones, de acuerdo a la **Figura 13**. Cabe recordar que, los elementos bloqueo y diagonales son tipo *link* (se sugiere generar reticulados con razón de aspecto 1:1 a 2:1), por lo que no se deben realizar modificaciones sobre éstos. Por último, en base a la dirección del envigado de cada panel, se debe poner especial cuidado en definir correctamente el Eje 1 de los elementos *shell nulos* perpendicular al envigado para descargar la carga gravitacional sobre estos elementos, según **Figura 13**.

#### 2. Modelación de muros tipo

En base al plano de arquitectura modificado en el Paso 1, se modelan los muros tipo. Para modelar los muros, se recomienda en primer lugar dibujar la solera inferior de cada muro (*base story*) y replicar al piso 1 (*story 1*). Luego, dibujar links diagonales y verticales, correspondientes a cada muro. En este paso aún no es necesario asignar los *links* correspondientes.

#### 3. Modelación de losa tipo

En base al plano de arquitectura modificado en el Paso 1, se modela la losa tipo. En primer lugar, se recomienda dibujar los elementos perimetrales de la losa en planta, y luego discretizar (*divide frames*) las soleras de los muros inferiores, para empezar a dibujar los elementos tipo envigado, bloqueo, diagonal y elementos de borde (cada 30, 40 o 60 cm, según lo mencionado en el Paso 1). Por simplicidad, se recomienda dibujar un set de cada elemento, y luego replicar. Por último, se asigna sobre toda la losa un elemento *shell* tipo membrana (con módulo elástico cercano a cero), que debe ser discretizado (*divide shell*) con respecto a cada reticulado generado.

#### 4. Replicación

Luego de modelar los muros y losa tipo, estos se deben replicar hacia los niveles

superiores si es que son todos iguales. De lo contrario, se debe tener en cuenta que el inicio y final de un muro debe coincidir con un nodo de la losa.

### 5. Asignación de propiedades de muros mediante archivo e2k

Si bien existen muros idénticos, es recomendable asignar un nombre distinto a cada uno para luego obtener los esfuerzos de diseño por muro. Debido a que son muchos muros, se recomienda automatizar el proceso de definición de elementos (opcional). Mediante la edición del archivo *.e2k* de ETABS se puede actualizar el modelo en base a las propiedades definidas en la planilla de diseño. Para esto, es necesario que la planilla base contenga un script con las líneas de código requeridas por ETABS. Luego de cargar las definiciones de cada elemento, se asignan a cada muro según corresponda. En este paso es de utilidad el nombre del *link* asociado al muro de la planilla, ya que permite tener un orden en la asignación.

### 6. Asignación de cargas

Los casos y combinaciones de carga para estructuras de madera usan el método de diseño por tensiones admisibles, según la NCh 3171 [10]. En este estudio, se aplican los casos de carga utilizados en [4]: Carga muerta (D), Carga viva (L) y Carga sísmica (E). Como se mencionó en el Ejemplo 3.1, en una combinación de carga sísmica y gravitacional, la carga muerta se debe aplicar como estado de carga inicial.

## Paso 1: Ajuste de planta arquitectónica

Se realiza un ajuste en las dimensiones de la planta para ser utilizadas en la modelación, esto con el objetivo de representar el volcamiento y coincidir con los nodos de la losa. Es ideal (mas no obligatorio) que la losa tenga solo un tipo de reticulado, y que distorsione lo menos posible las dimensiones reales de la estructura (también se pueden utilizar más reticulados de distintas dimensiones). Con esta grilla de la losa y el largo  $L'$  de los muros, se debe modificar el largo de modelación de cada muro, tal que sean múltiplos de la cuadrícula de la losa modificada. Así se obtiene un largo efectivo corregido  $L''$ .

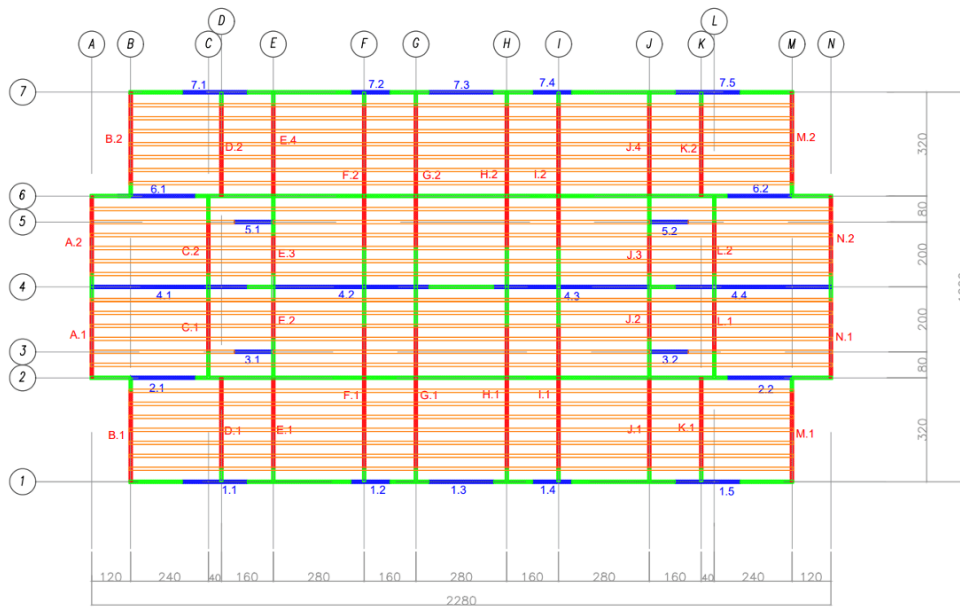
Con respecto a la losa, es recomendable que las dimensiones de los reticulados a utilizar sean elegidos de acuerdo con el espaciamiento del envigado gravitacional. En este caso, se ha definido un envigado gravitacional espaciado cada 40 cm en todas las zonas de la planta. Notar que, por esto, el largo efectivo corregido ( $L''$ ) de los muros a modelar en ETABS, serán todos múltiplos de 40 cm (para este caso particular). En la **Tabla 27** se presenta la longitud real  $L$  de cada muro del edificio, la distancia entre anclajes  $L'$  y la longitud modelada  $L''$  para los muros del eje X y del eje Y. Además, en este ejemplo se considera igual longitud de muro en todos los niveles.

**Tabla 27:** Longitudes de muros en eje X y en eje Y

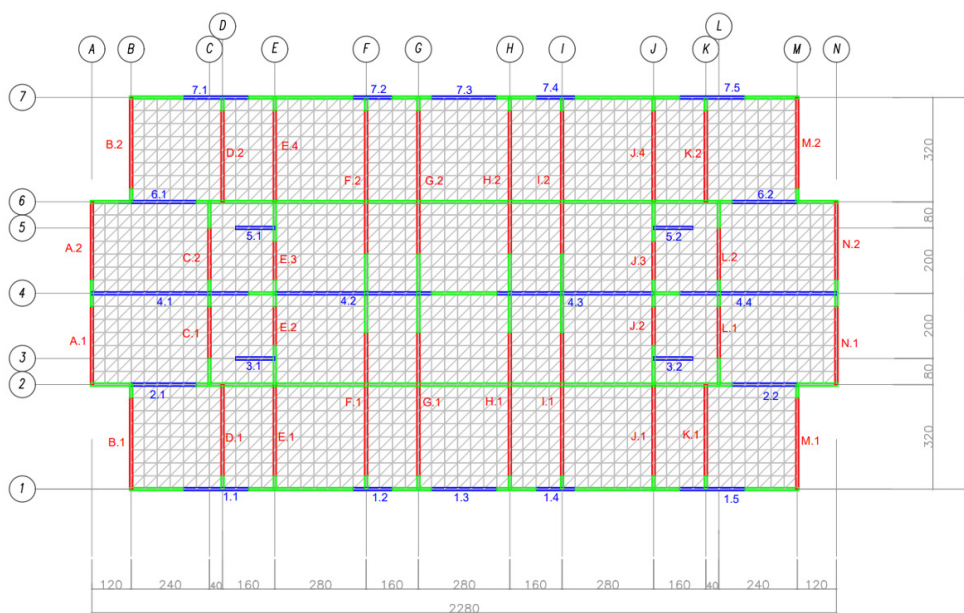
Eje X				Eje Y			
Muro	L [m]	L' [m]	L'' ETABS [m]	Muro	L [m]	L' [m]	L'' ETABS [m]
1.1	2,4	1,98	2	A.1	2,7	2,28	2,4
1.2	1,35	0,93	1,2	A.2	2,7	2,28	2,4
1.3	3	2,58	2	B.1	3,15	2,73	2,8
1.4	1,35	0,93	1,2	B.2	3,15	2,73	2,8
1.5	2,4	1,98	2	C.1	1,8	1,38	1,6
2.1	2,3	1,88	2	C.2	1,8	1,38	1,6
2.2	2,3	1,88	2	D.1	3,15	2,73	2,8
3.1	1,35	0,93	1,2	D.2	3,15	2,73	2,8
3.2	1,35	0,93	1,2	E.1	3,3	2,88	2,8
4.1	5	4,58	4,8	E.2	1,67	1,25	1,2
4.2	5	4,58	4,8	E.3	1,67	1,25	1,2
4.3	5	4,58	4,8	E.4	3,3	2,88	2,8
4.4	5	4,58	4,8	F.1	4,77	4,35	4,4
5.1	1,35	0,93	1,2	F.2	4,77	4,35	4,4
5.2	1,35	0,93	1,2	G.1	4,77	4,35	4,4
6.1	2,3	1,88	2	G.2	4,77	4,35	4,4
6.2	2,3	1,88	2	H.1	4,77	4,35	4,4
7.1	2,4	1,98	2	H.2	4,77	4,35	4,4
7.2	1,35	0,93	1,2	I.1	4,77	4,35	4,4
7.3	3	2,58	2	I.2	4,77	4,35	4,4
7.4	1,35	0,93	1,2	J.1	3,3	2,88	2,8
7.5	2,4	1,98	2	J.2	1,67	1,25	1,2
				J.3	1,67	1,25	1,2
				J.4	3,3	2,88	2,8
				K.1	3,15	2,73	2,8
				K.2	3,15	2,73	2,8
				L.1	1,8	1,38	1,6
				L.2	1,8	1,38	1,6
				M.1	3,15	2,73	2,8
				M.2	3,15	2,73	2,8
				N.1	2,7	2,28	2,4
				N.2	2,7	2,28	2,4

En la **Figura 24** se presenta la planta con dimensiones modificadas, donde el envigado gravitacional (en color naranja) está espaciado cada 40 cm, y los largos de los muros modelados (en color azul y rojo) tienen un largo igual a  $L''$  según la **Tabla 27**. Notar que, las dimensiones de la planta modificada (**Figura 24**) son muy similares a la planta original (**Figura 23**) pero redondeada a valores

múltiplos de 40 cm. Esto facilita la generación del reticulado de la losa de 40x40 cm que se presenta en la **Figura 25**, donde los elementos del reticulado (en color gris) se componen de elementos en dirección Este-Oeste (envigado gravitacional), elementos en dirección Norte-Sur (bloqueos tipo *link*), y elementos diagonales tipo *link*.



**Figura 24:** Distribución de envigado gravitacional en planta (dimensiones en mm)

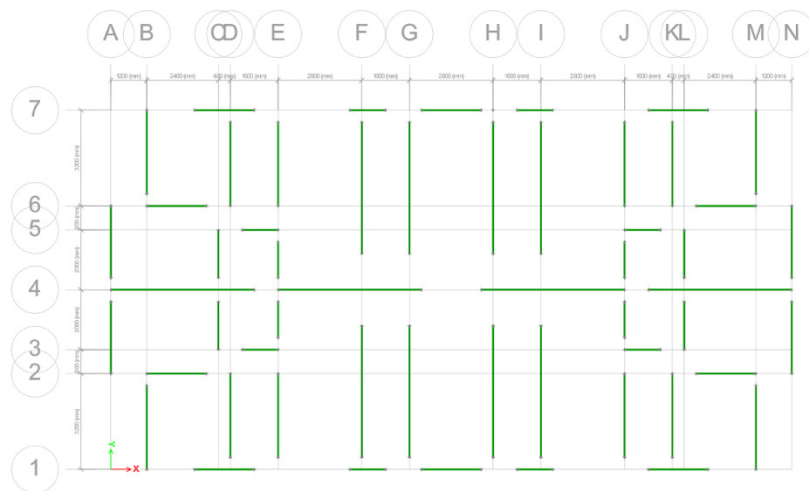


**Figura 25:** Distribución de reticulado para cargas laterales (dimensiones en mm)

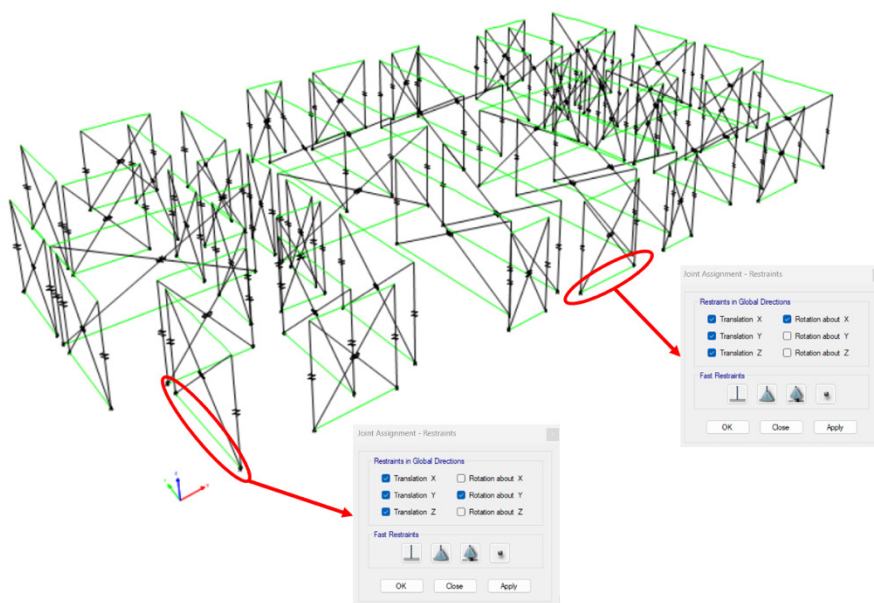
## Paso 2: Modelación de muros tipo

En primer lugar, se modela la solera inferior de cada muro en el nivel base, como se observa en la **Figura 26**, con la longitud  $L''$  de la **Tabla 27**. Luego se replican al nivel 1 y se dibujan las diagonales y verticales, como se observa en la **Figura 27**. Los muros deben ser desacoplados en encuentros tipo L, T o C debido a que las filosofías de diseño no consideran este tipo de secciones. Por lo tanto, el

acoplamiento viene dado por las vigas de entrepiso. Se debe tener especial cuidado en asignar los apoyos a la solera inferior de la base: los muros en dirección X tienen apoyos en los grados de libertad traslacionales (x,y,z), y también se les restringe la rotación con respecto al eje X. Por su parte, los muros en dirección Y también tienen restringidos los grados de libertad traslacionales (x,y,z), y la rotación con respecto al eje Y.



**Figura 26:** Solera inferior de cada muro en nivel base



**Figura 27:** Muros tipo



### Paso 3: Modelación de losa tipo

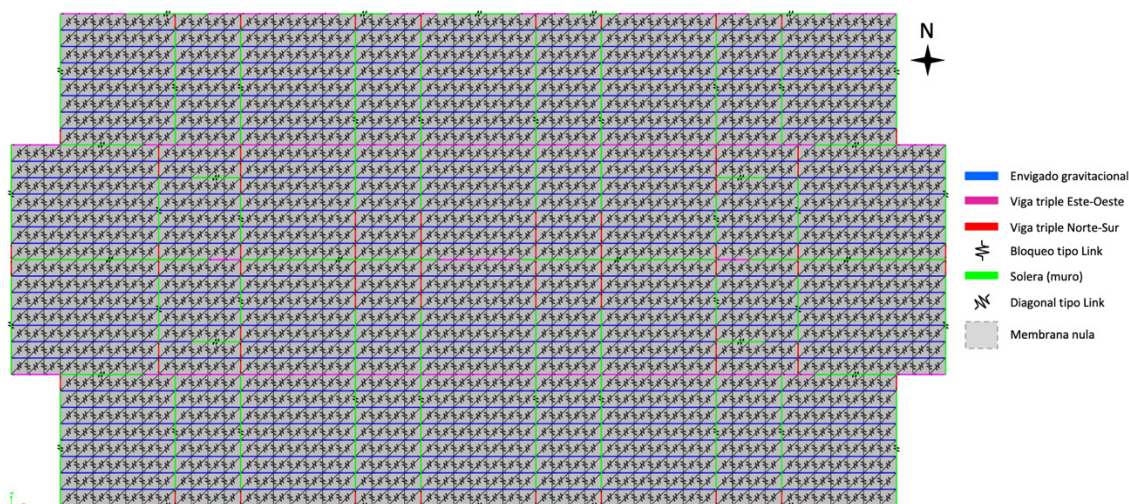


Figura 28: Nomenclatura de elementos en losa

Se puede visualizar la planta tipo del edificio en la **Figura 28**, donde los elementos tipo envigado gravitacional (en azul) tienen dirección Este-Oeste. De igual manera, se puede notar que, en los paneles utilizados existen vigas triples (en rojo y fucsia) en dirección Norte-Sur y Este-Oeste, las que se han diferenciado por simplicidad para notar la disposición del panelizado.

Los elementos tipo bloqueo y diagonal, al ser elementos *link* uniaxiales no requieren liberar grados de libertad. Sus rigideces axiales vienen calculadas según lo presentado en la sección “Losa simplemente apoyada sobre 2 muros paralelos”. A continuación, se presentan los valores para un reticulado de 40x40 cm, representando un diafragma con  $G_a = 5430 \frac{N}{mm}$  con bloqueos de Pino Radiata C16 de 41x185 mm:

$$E_{ef} = \frac{G_a l_{ef}^2}{bh} = \frac{5430 \frac{N}{mm} \times 565^2 \text{ mm}^2}{400^2 \text{ mm}^2} = 10830 \frac{N}{mm} \quad \text{Ec. 24}$$

$$K_{bloqueo} = \frac{EA}{L} = \frac{7900 \frac{N}{mm^2} \times 41 \times 185 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} \cong 150000 \frac{N}{mm} \quad \text{Ec. 25}$$

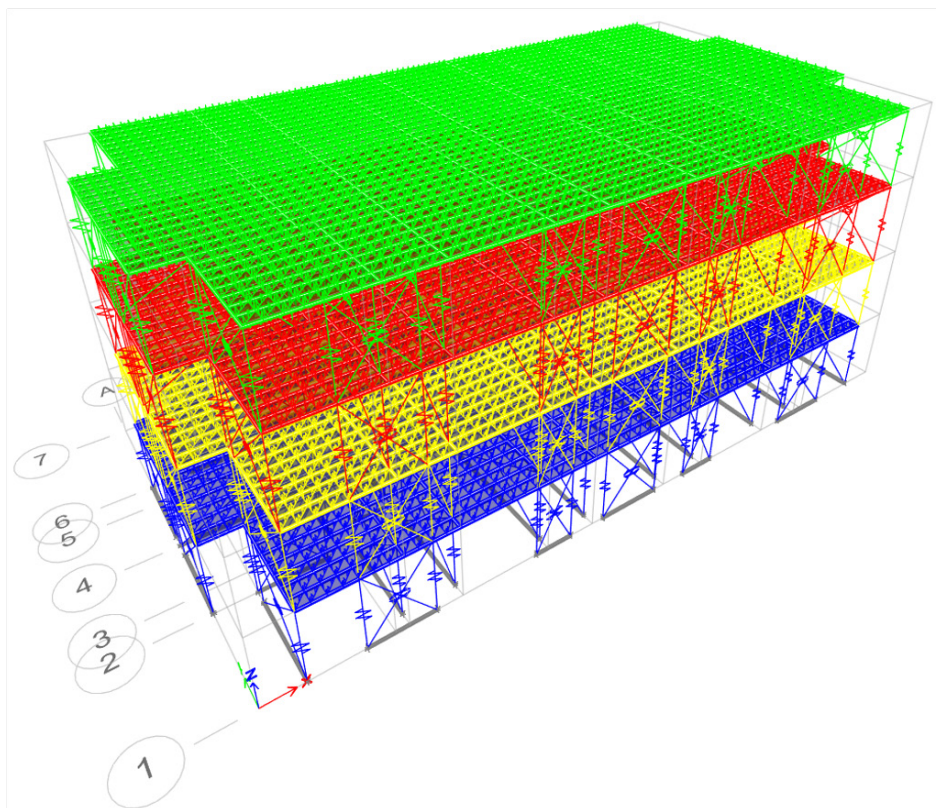
Por su parte, los elementos solera (en verde) tienen los modificadores (*property modifiers*) que se presentan en la **Figura 13**, y deben ser discretizados (*divide frame*) cada 40 cm para hacerlos coincidir con los elementos del reticulado. Adicionalmente, los elementos del envigado gravitacional siguen las mismas reglas mencionadas en la **Figura 13**, donde se debe tener especial cuidado en liberar el momento flexural M33 solo en los extremos de las vigas (adyacentes a una solera o a una viga triple).

Finalmente, se agrega una losa tipo membrana ( $E = 10^{-4} \text{ MPa}$ ), que se discretiza sobre los elementos de cada reticulado, para que así descargue de manera correcta sobre todos los nodos de la losa. Notar que, en caso de que el envigado gravitacional no fuera en la misma dirección en toda la planta, la dirección de las membranas debería rotarse 90° según corresponda.

Debido a que los diafragmas de madera presentan un comportamiento semirígido, en ETABS se debe asignar un diafragma semirígido. Esta definición permite simplificar el análisis sísmico estático debido a que: (1) la rigidez del diafragma viene dada por la definición de sus elementos, y (2) ETABS entrega directamente el *drift* de entrepiso en el centro de masa. La carga lateral se debe distribuir sobre el *shell membrane (uniform shell load)* para ambas direcciones, es decir, para el sismo en dirección X y sismo en dirección Y.

#### Paso 4: Replicación piso tipo

El paso 4 consiste en replicar los muros y losas tipo del piso 1 hasta el piso 4. En la **Figura 29** se observa el modelo ETABS del edificio de 4 pisos. Hasta este paso, solo se han asignado las propiedades de la losa y de las soleras.



**Figura 29:** Modelo ETABS de edificio de 4 pisos

## Paso 5: Asignación de propiedades mediante archivo e2k

El paso 5 corresponde a asignar las propiedades a los elementos *link* de los muros (diagonales y verticales). Si bien existen muros idénticos, es recomendable asignarle un nombre distinto a cada uno para obtener los esfuerzos de diseño por muro. Debido a que son muchos muros, en este caso 216 en total, se recomienda automatizar el proceso de definición de elementos. En este paso se destaca la utilidad de la planilla base en Excel, puesto que mediante la edición del archivo.e2k (abrir como archivo .txt) se puede actualizar el modelo en base a las propiedades definidas en la planilla de diseño. Luego de cargar las

definiciones de cada elemento *link*, se asignan a cada muro según corresponda. También es de utilidad el nombre del *link* asociado al muro de la planilla, ya que permite tener un orden en la asignación.

A modo de ejemplo, se presentan las propiedades de los elementos del MLF de dos muros: muro 4.1 del eje X y muro F.1 del eje Y, cuyas propiedades se detallan en las Tablas 8 y 9 del Manual [6]. La **Tabla 28 y Tabla 30** resumen las tres componentes de rigidez según la **Ec. 1**, donde  $\cos^2(\alpha) = \left(\frac{L^{\text{muro}}}{L^{\text{diagonal}}}\right)^2$ , y las **Tabla 29 y Tabla 31** presentan la rigidez del link vertical, que corresponde a la rigidez propia del anclaje.

**Tabla 28:** Resumen de la rigidez del link diagonal del muro 4.1 en el MLF

Piso	Flexión [kN/m]	Corte [kN/m]	Rigidez Horizontal [kN/m]	$\cos^2(\alpha)$	Rigidez Diagonal [kN/m]
1	721172	31903	30551	0,79	38641
2	721172	31903	30551	0,79	38641
3	721172	31903	30551	0,79	38641
4	721172	8862	8755	0,79	11073

**Tabla 29:** Rigidez del link vertical del muro 4.1 en el MLF

Piso	Rigidez HD [kN/m]
1	19263
2	13333
3	8451
4	4525

**Tabla 30:** Resumen de la rigidez del link diagonal del muro F.1 en el MLF

Piso	Flexión [kN/m]	Corte [kN/m]	Rigidez Horizontal [kN/m]	$\cos^2(\alpha)$	Rigidez Diagonal [kN/m]
1	437567	30435	28456	0,76	37423
2	437567	15218	14706	0,76	19341
3	437567	8455	8294	0,76	10908
4	437567	5755	5680	0,76	7470

**Tabla 31:** Rigidez del link vertical del muro F.1 en el MLF

Piso	Rigidez HD [kN/m]
1	8489
2	7091
3	4987
4	2416

## Paso 6: Asignación de cargas

Finalmente, se definen los patrones de carga. En este caso se definen *Dead*, *Live* y *Sismo* (en ambas direcciones), tal como en el ejemplo de [6]. Luego, los casos de carga se deben definir como *Nonlinear static* debido a las propiedades del tipo *multilinear elastic* de los *links* de muros. A continuación, se muestran las cargas gravitacionales y el análisis estático.

### 1. Carga gravitacional

El peso propio de cada muro se asigna como una carga externa uniformemente distribuida sobre el *frame* superior. En la **Tabla 32** y **Figura 32** se ejemplifica los pesos propios por piso de los muros 4.1 y F.1, que también se muestran en la **Figura 30**.

**Tabla 32:** Peso propio de cada muro [kN/m]

Piso	PP Muro 4.1	PP Muro F.1
1	1,18	1,21
2	1,14	0,96
3	1,00	0,86
4	0,82	0,81

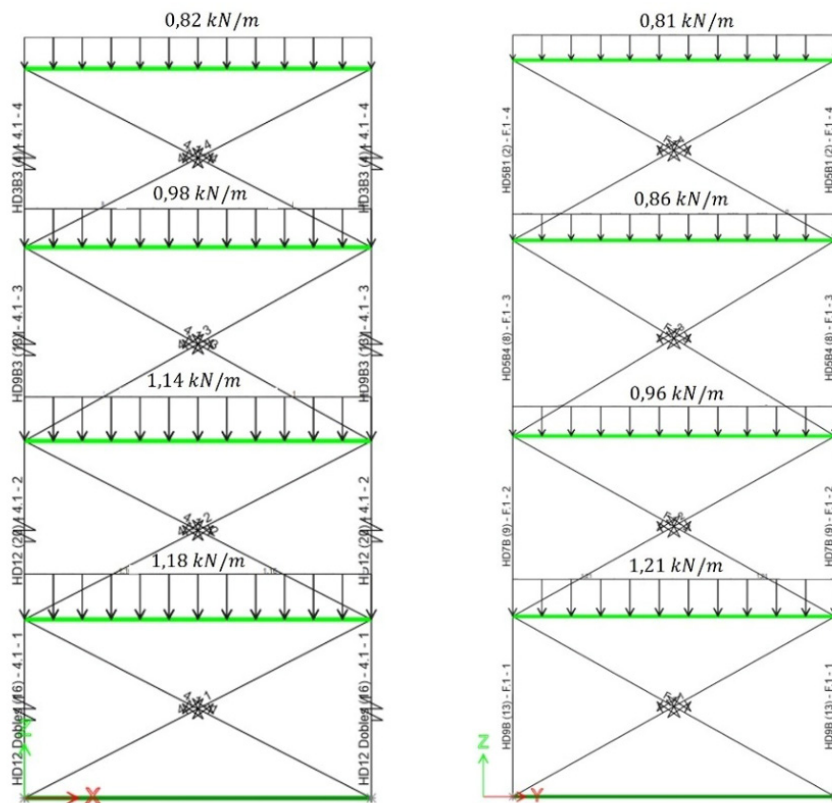


Figura 30: Modelación del muro 4.1 y F.1

El peso propio de la losa es de  $1,75 \text{ kN/m}^2$  y la carga viva es de  $2 \text{ kN/m}^2$ . Ambas cargas se aplican como una carga gravitacional uniformemente distribuida sobre el elemento *shell nulo*, el cual tiene la única función de repartir las cargas sobre los muros.

## 2. Carga sísmica según análisis estático de la NCh433

En este caso de estudio, se aplica un análisis estático ya que la estructura no tiene más de 5 pisos (disposición 6.2.1.b de NCh 433 [11]). El corte basal se determina como  $Q_0 = CIP$ , donde C es el coeficiente sísmico, I es el factor de categoría del edificio y P es el peso sísmico. El coeficiente sísmico se determina como  $C = \frac{2,75 S A_0}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n$ , cuyas variables se determinan según la disposición 6.2.3.1 de la NCh433 [11]. El período del modo con mayor

masa traslacional,  $T^*$ , es propio de la estructura. Tanto en el Manual [6] como en el modelo se determinó el período fundamental considerando un estado inactivo de los anclajes. En el Manual [6] la rigidez de la estructura se determina sin incluir el término de volcamiento.

Como se mencionó anteriormente, para el análisis modal, la rigidez efectiva de los elementos *links* verticales es muy elevada, con un valor de  $10^9 \text{ kN/m}$ . En los *links* diagonales, la rigidez efectiva es la mitad de la rigidez en compresión, para evitar duplicidad de rigidez puesto que son dos diagonales iguales. En la **Tabla 33** se compara el período fundamental según [6], obtenido según el enfoque de Nasani [12], con el período obtenido del modelo ETABS; y se observa una diferencia del 10%.



**Tabla 33:** Períodos asociados a modos con mayor masa traslacional [s]

Período	Manual de Diseño [6]	Modelo	Diferencia [%]
$T_x$ [s]	0,272	0,309	13%
$T_y$ [s]	0,260	0,298	14%

Se tiene que los coeficientes sísmicos mínimo y máximo son 0,053 y 0,126, respectivamente. En el Manual [6] se obtiene  $C_x = 0,319$  y  $C_y = 0,339$ , y en el modelo  $C_x = 0,267$  y  $C_y = 0,281$ . En ambos métodos se tienen valores sobre el máximo, por lo que el coeficiente sísmico de la estructura es 0,126. El factor de importancia en ambos métodos es el mismo e igual a 1.

En el Manual de Diseño [6] el peso sísmico por piso se determina como el peso de la losa más la mitad de los muros inferiores y la mitad de los muros superiores, siendo en este caso de 2819 kN. Por su parte, el modelo calcula el peso sísmico como el peso de la losa más los muros inferiores, y en este ejemplo se tiene un valor de 2920 kN. Esta diferencia del 4% en el peso sísmico implica una leve diferencia en el corte basal entre ambos métodos, y en consecuencia en la distribución de corte por piso. Sin embargo, para poder comparar deformaciones y esfuerzos entre el método analítico y el modelo bajo las mismas cargas, se aplica la misma distribución de corte en altura que en el Manual de Diseño [6].

**Tabla 34:** Distribución de corte por piso [kN]

Piso	Método Manual [6] [kN]
1	50,5
2	60,4
3	76,8
4	167,6
<b>Total</b>	<b>355,2</b>

## Análisis gravitacional

Como se mencionó anteriormente, la carga gravitacional de cada muro se obtiene sumando la carga axial de los *links* verticales y la componente vertical de los *links* diagonales. Este esfuerzo es resistido por los pies derechos de borde e intermedios, y para el diseño de cada pie derecho se debe distribuir la compresión por ancho tributario. En esta sección se destaca nuevamente la utilidad de identificar los muros de la planilla de cálculo y del modelo con la misma nomenclatura, puesto que se pueden filtrar de forma rápida y ordenada los esfuerzos en cada muro.

En la **Figura 31** se compara la distribución de carga gravitacional según el modelo y el Manual de Diseño [6]. Si bien la tendencia es similar entre ambos métodos, se observa que en el eje X los valores del método computacional (en azul) son mayores a los del Manual [6] (en naranja); y viceversa en el eje Y. La diferencia de carga entre muros se debe a que en [6] las cargas gravitacionales se calculan a partir de una estimación del área tributaria. En cambio, el modelo permite capturar la real distribución de carga gravitacional sobre cada muro.



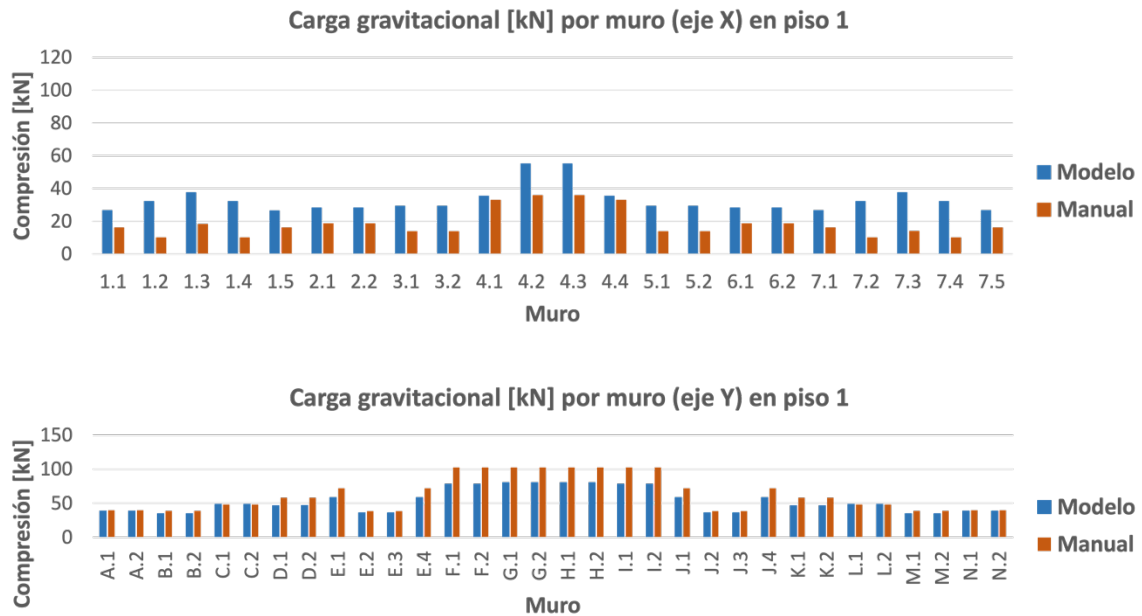


Figura 31: Distribución de carga gravitacional por muro del piso 1 en el eje X (superior) y eje Y (inferior)

## Análisis sísmico

En este apartado se realiza el análisis sísmico a partir del modelo ETABS y se compara con los resultados obtenidos en el Manual [6]. Se evalúan los esfuerzos de corte unitario y tracción en los muros, esfuerzos de corte unitario y momento en la losa, y los desplazamientos horizontales y *drift*. Adicionalmente, se recomienda un método para filtrar los esfuerzos obtenidos del software.

### Procedimiento de obtención de esfuerzos desde ETABS

En el modelo, la tracción en el anclaje se obtiene directamente del esfuerzo axial del *link* vertical. El corte de cada muro se obtiene como el esfuerzo axial de la diagonal sobre su largo por la longitud de muro modelado, lo cual se representa en la Ec. 2. Cabe mencionar que los valores que entrega el modelo ETABS corresponden a valores acumulados. Para cada caso de carga, ETABS entrega 4 valores para el esfuerzo de cada *link*: por ubicación (inicial y final, que son idénticos) y por tipo (mínimo y máximo). En el caso de las diagonales, es de interés únicamente el valor de la

diagonal comprimida, por lo tanto, se selecciona el menor valor. En el caso de los verticales, es de interés el *link* traccionado por lo que se selecciona el mayor valor.

Si bien existen diversas formas de filtrar y seleccionar los valores de interés, a continuación, se recomienda una alternativa. De ETABS se obtienen las tablas “*Link Assignments – Summary*” (T1) y “*Element Forces – Links*” (T2), y se copian y pegan en una misma pestaña de la planilla base. Dado que la tabla T2 entrega los esfuerzos sin asociar con los nombres de muros definidos, se agrega una fila “*Nombre Link*” con la función `@INDICE(columna Link Property (T1); COINCIDIR(Unique Name (T2); columna Link (T1);0))`. De esta manera, cada *link* con su respectivo esfuerzo está asociado al nombre de muro definido.

Luego, para cada caso de carga se genera una tabla por piso con el formato de la Figura 32. En la columna “*Nombre Muro*” se coloca el nombre de los muros. En la columna “*Esfuerzo axial diagonal*” se utiliza la función `@MIN.SI.CONJUNTO(columna P (T2); columna Nombre Link (T2); Nombre muro; columna Output Case (T2); Caso de carga)`. En la

columna “Esfuerzo corte muro” se aplica la Ec. 2, considerando la columna “Esfuerzo axial diagonal”. En la columna “Nombre hold down” se coloca el nombre de los anclajes definidos. En la columna “Esfuerzo axial vertical”

se aplica la función @MAX.SI.CONJUNTO(fila P (T2); columna Nombre Link (T2); Nombre Hold down; columna Output Case (T2); Caso de carga).

PISO					
Eje	Link Diagonal			Link Vertical	
X	Nombre muro	Esfuerzo axial diagonal	Esfuerzo corte muro	Nombre Hold Down	Esfuerzo axial vertical
Y	Nombre muro	Esfuerzo axial diagonal	Esfuerzo corte muro	Nombre Hold Down	Esfuerzo axial vertical

PISO 1					
Eje	Nombre muro	Esfuerzo axial link diagonal [kN]	Esfuerzo corte muro [kN]	Nombre Hold Down	Tracción Anclaje [kN]
X	4.1-1	-46.75	41.57	HD12 Dobles (16) – 4.1-1	29.05
	4.2-1	-60.77	54.03	HD12 Dobles (16) – 4.2-1	14.23
	4.3-1	-47.22	41.99	HD12 Dobles (16) – 4.3-1	29.26
	4.4-1	-56.85	50.55	HD12 Dobles (16) – 4.4-1	18.96
Y	F.1-1	0.00	0.00	HD9B (13) – F.1-1	3.81
	F.2-1	0.00	0.00	HD9B (13) – F.1-1	3.81

Figura 32: Tabla genérica y Tabla ejemplo para filtrar esfuerzos por muro, eje, piso y caso de carga

## Esfuerzo de corte en los muros

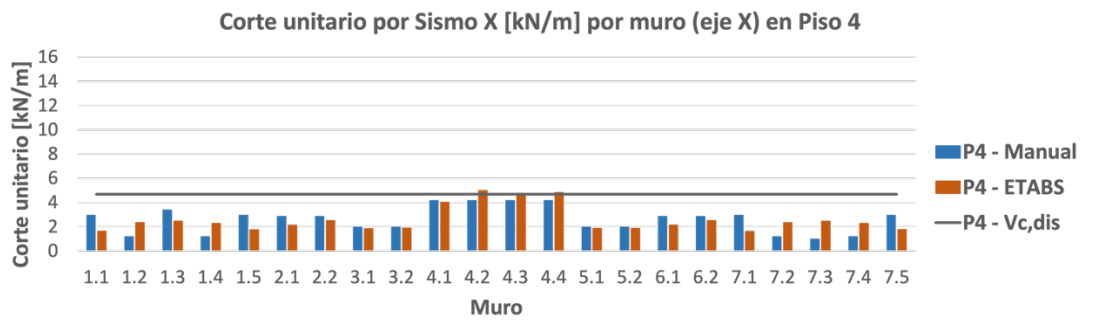
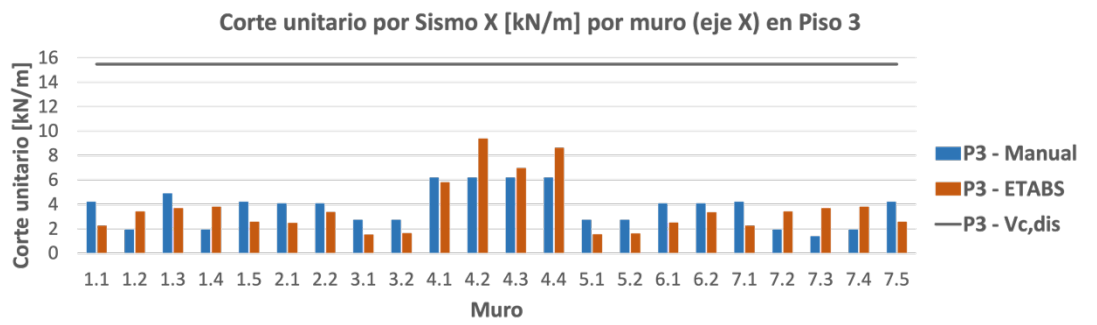
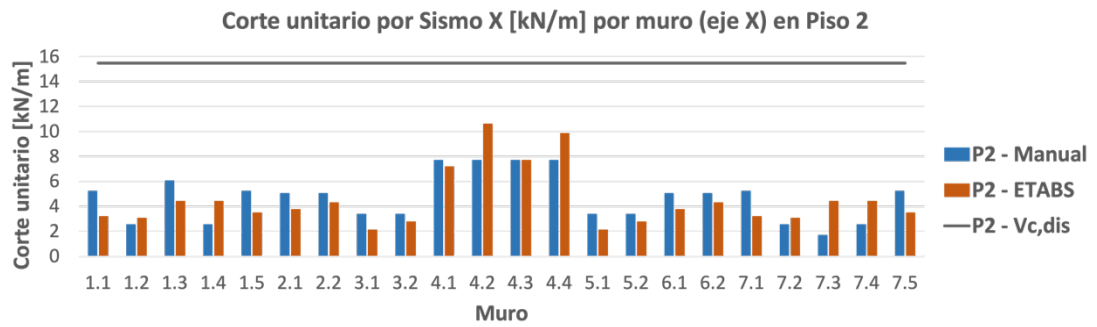
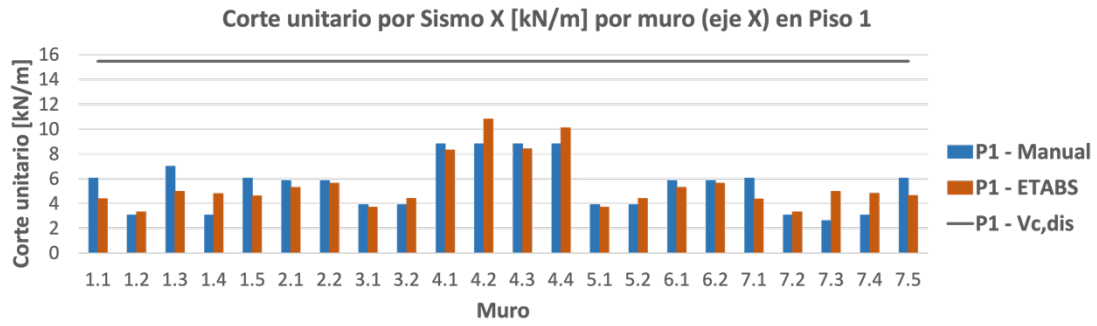
A continuación, se comparan los esfuerzos obtenidos del modelo ETABS con los obtenidos mediante el método analítico utilizado en el Manual de Diseño [6]. En la **Tabla 35** se presenta el corte acumulado por piso, donde se aprecian diferencia de 0% en todos los pisos. Cabe recordar que en el modelo ETABS se aplicó la misma distribución de cortes en altura que en el Manual de Diseño [6].

**Tabla 35:** Corte acumulado por piso (en ambas direcciones de análisis)

Piso	Modelo ETABS [kN]	Método Manual [4] [kN]	Diferencia [%]
1	355	355	0%
2	305	305	0%
3	244	244	0%
4	168	168	0%

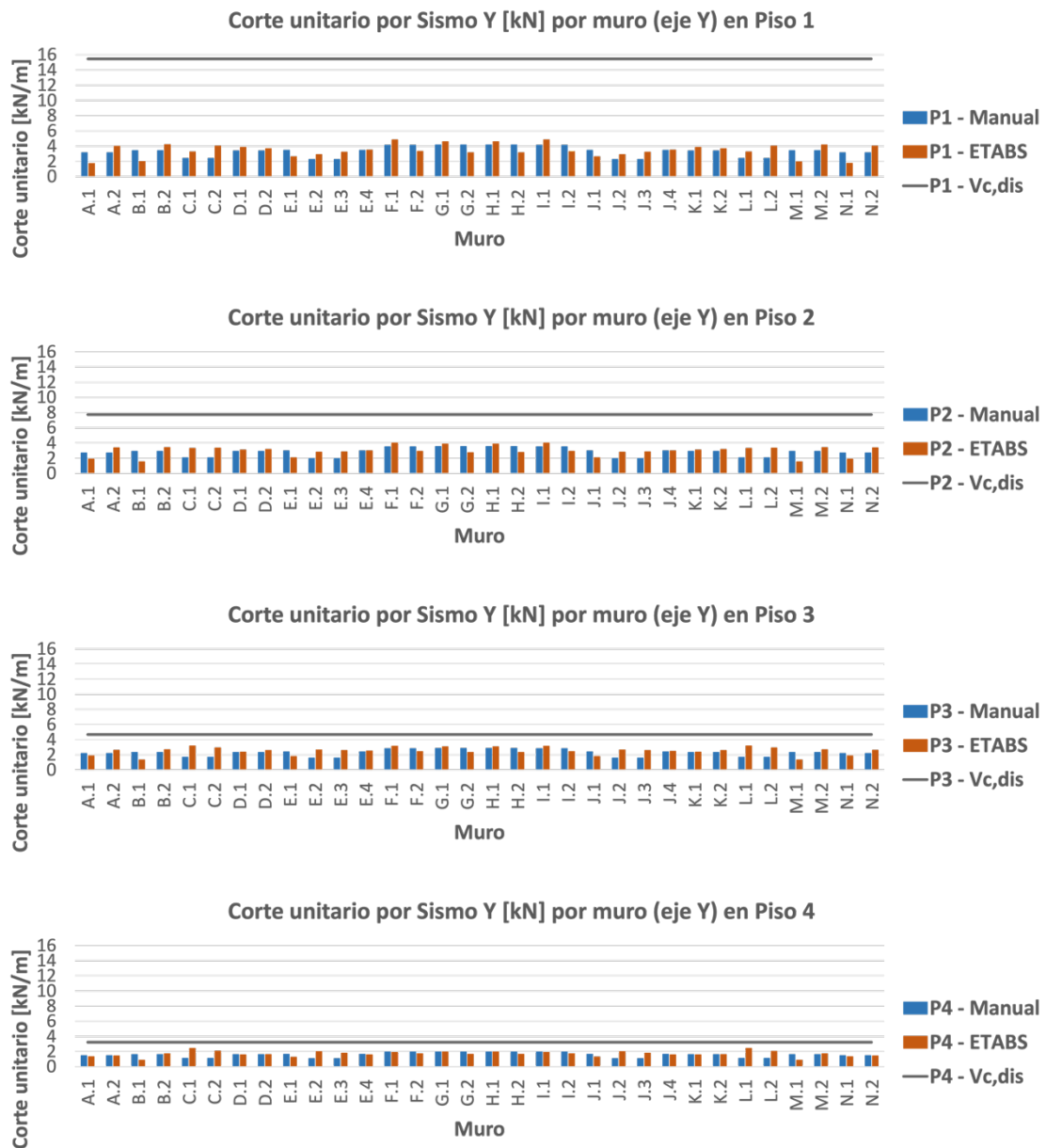
En la **Figura 33** se presenta la distribución de corte unitario por muro en eje X por piso debido a Sismo X. Se observa que la distribución es levemente distinta y varía en promedio un 5%, 2%, 6% y 13% en el piso 1, 2, 3 y 4, respectivamente. Como se explica en [3], la distribución de esfuerzos en los muros se ve influenciada por las condiciones de borde de la losa. Según la orientación del envigado, la losa aporta menor o mayor rigidez al muro (restringiendo el vuelco), lo cual no se considera en el método analítico del Manual [6].

Además, en la **Figura 33** se muestra una línea continua, que representa el corte unitario admisible de diseño en cada piso utilizado en el Manual [6]. Debido a los efectos tridimensionales que permite capturar el modelo, existe una distribución de esfuerzos más realista. Existen muros donde el esfuerzo de corte incrementa y en otros decrece. Se observa que del piso 1 a 3 se cumple correctamente con el diseño, y en el piso 4 habría que revisar los diseños de los muros 4.2, 4.3 y 4.4.



*Figura 33: Distribución de corte unitario por muro por piso debido a Sismo X en eje X.*

En la **Figura 34** se presenta la distribución de corte por muro por piso debido a Sismo Y en eje Y. Se observa que la distribución es levemente distinta entre ambos métodos, y varía en promedio un 7%, 9%, 16% y 16% en el piso 1, 2, 3 y 4, respectivamente. Al igual que en la figura anterior, la línea continua representa el corte unitario admisible de diseño en cada piso utilizado en el Manual [6]. En este caso, en todos los pisos se cumple con el diseño.



**Figura 34:** Distribución de corte unitario por muro por piso debido a Sismo Y en eje Y

### Esfuerzo de tracción en los muros

En la **Figura 35** se presenta la distribución de tracción de los *hold down* por piso para el caso de carga Sismo X. Se puede apreciar, por ejemplo, que la tracción máxima en el piso 1 es de 29 kN y 77 kN para el modelo y el Manual [6], respectivamente. Dado que el Manual de Diseño [6] no

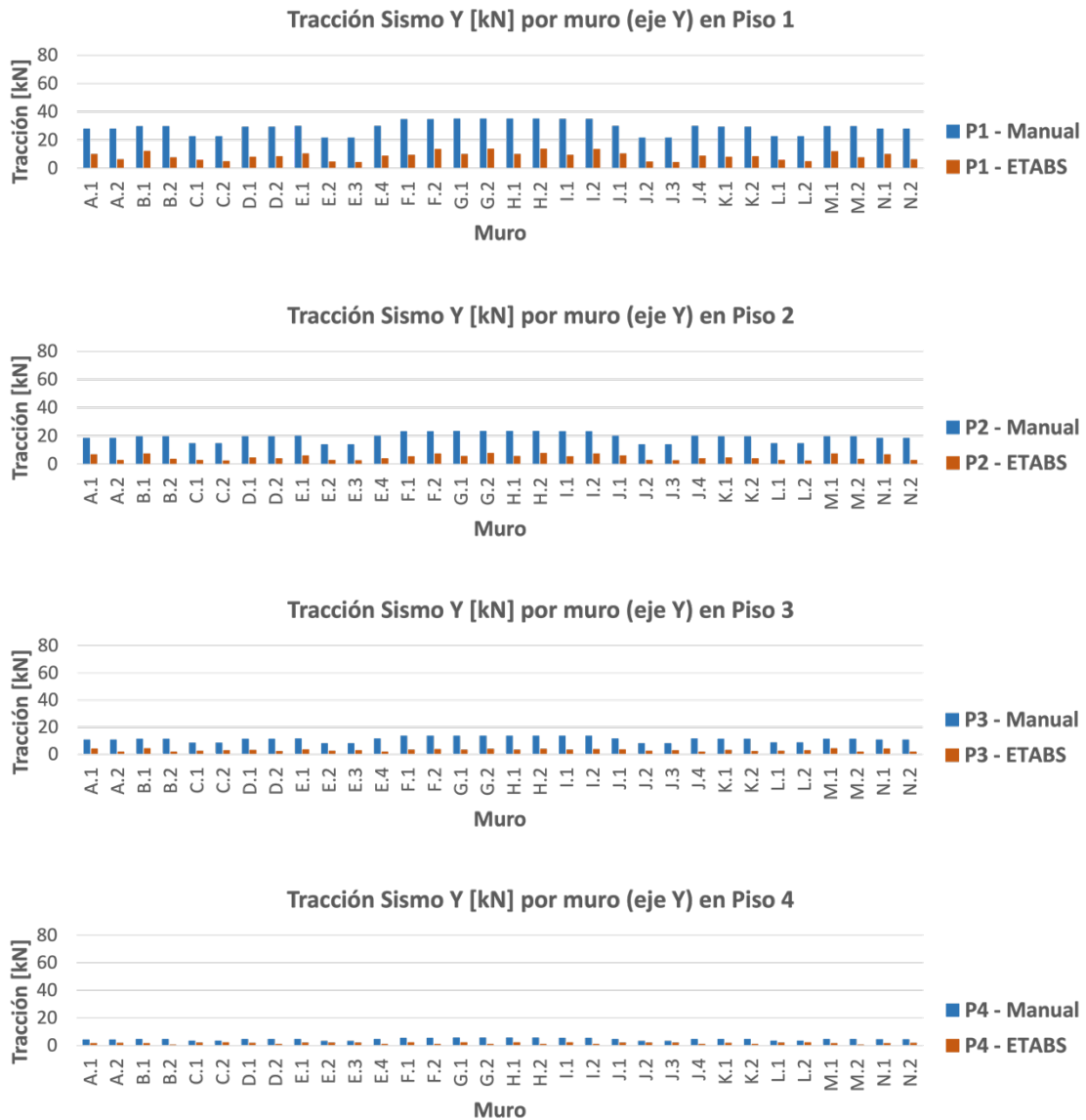
considera los efectos tridimensionales, que rigidizan la estructura e impiden los volcamientos, se tienen tracciones mayores que en el modelo. Las diferencias promedio para el piso 1, 2, 3 y 4 son de 59%, 72%, 74% y 59%, respectivamente.



Figura 35: Distribución de tracción por muro por piso debido a Sismo X en eje X



En la **Figura 36** se presenta la distribución de tracción en los muros del eje Y debido al Sismo Y. Al igual que en el caso anterior, las tracciones obtenidas del modelo son considerablemente menores que las del Manual [6]. Las diferencias promedio para el piso 1, 2, 3 y 4 son de 71%, 76%, 74% y 64%, respectivamente. Para efectos de diseño a tracción, el Manual [6] presenta un diseño conservador. Sin embargo, cabe destacar que el diseño final de estas estructuras queda mucho más controlado por rigidez que por resistencia. Debido a que el anclaje ayuda a rigidizar la estructura, la reducción de tracciones en el modelo no necesariamente permitirá optimizar el diseño del sistema de anclaje.

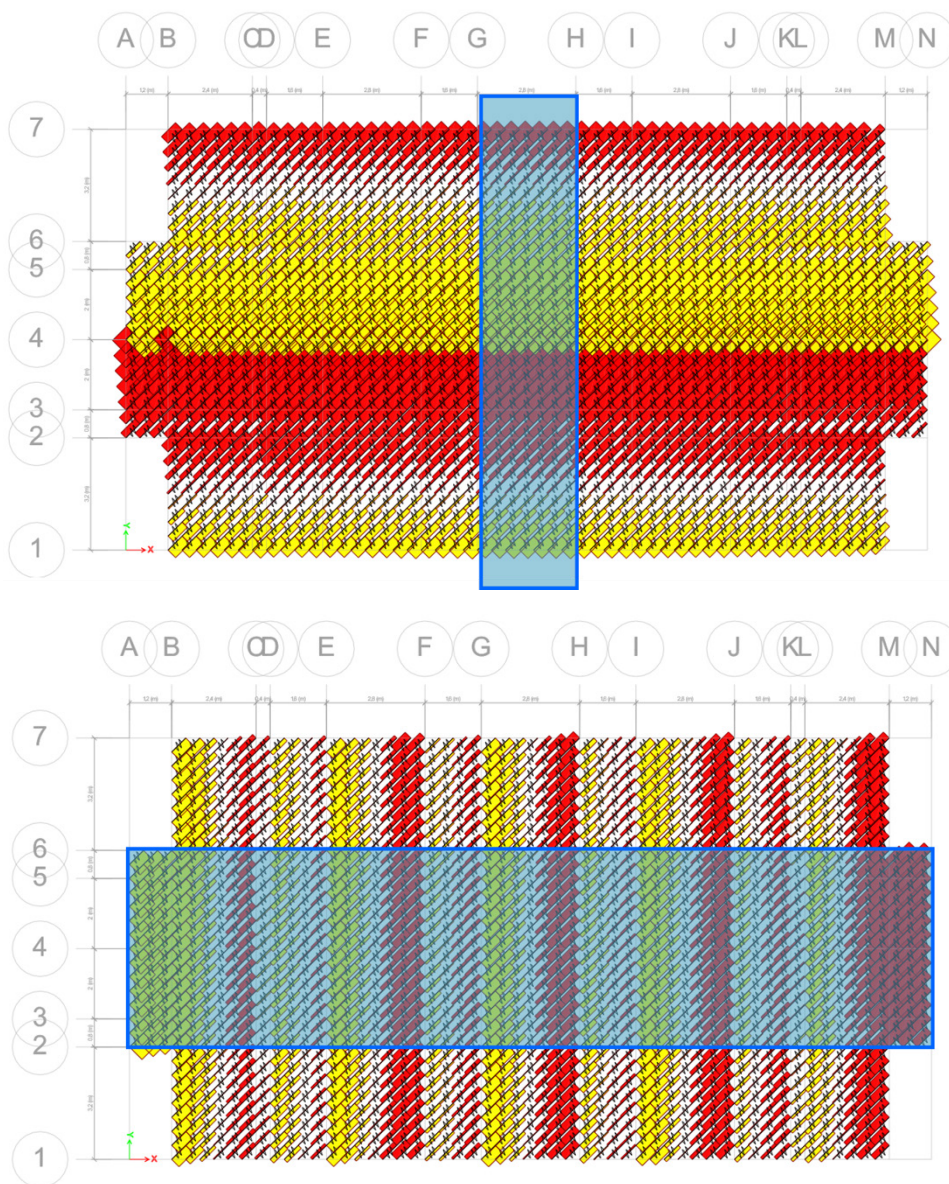


*Figura 36: Distribución de tracción por muro por piso debido a Sismo Y en eje Y*

## Solicitaciones en el diafragma

El modelo de reticulado aquí presentado es capaz de entregar las solicitaciones de corte en el plano en todo el diafragma, y consecuentemente las solicitaciones axiales en colectores y cuerdas, como se presentó en la **Figura 16**. Esta metodología permite, entre otras cosas, definir zonas de concentración de tensiones en la losa, que usualmente se encuentran en zonas cercanas a shafts, caja escala, entre otras.

En esta sección se presenta la distribución de corte en el plano de la losa del piso 4 del edificio modelado (ver **Figura 37**). Se pueden observar las distribuciones de corte entre muros, y también que la distribución de corte en los ejes no es homogénea: puede aumentar o disminuir de acuerdo con la cantidad de muros perpendiculares que haya en esa zona.



**Figura 37:** Distribución de corte en el plano en la losa del piso 4 calculado con el modelo. Arriba: Sismo en dirección X, Abajo: Sismo en dirección Y.

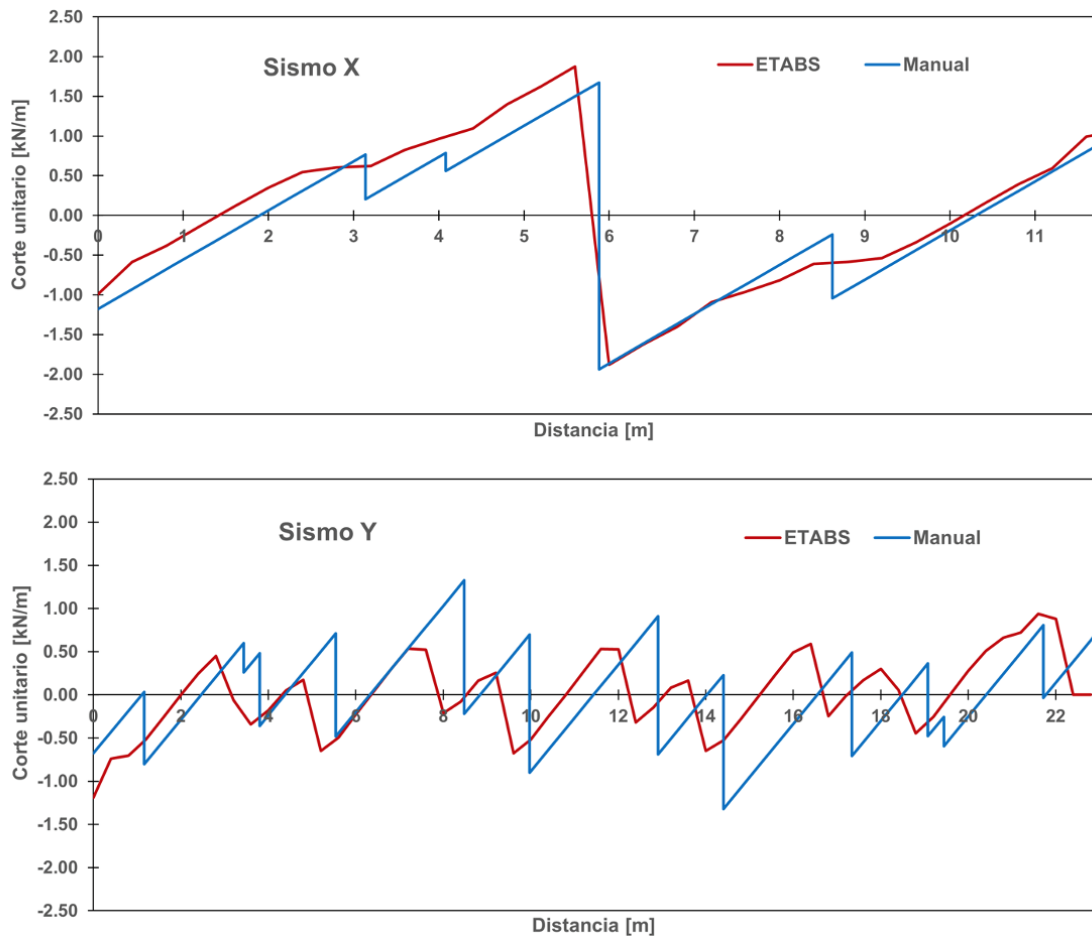


Figura 38: Distribución de corte unitario en el plano.

Se tomó una sección representativa de la losa en ambas direcciones, y se calculó el corte promedio para cada zona representativa de la losa, para los sismos X e Y, destacadas en la **Figura 37**. Cabe recordar que, las diagonales del modelo entregan una sollicitación axial, y luego para transformarla al corte unitario, ésta debe ser dividida por su largo. La **Figura 38** muestra la distribución de corte unitario obtenido tanto por el modelo ETABS, como aquella obtenida en el Manual [6]. El procedimiento realizado en el Manual [6] consideró un diafragma rígido en el plano, por ende, presenta una distribución de corte unitaria uniforme en la losa.

En la **Figura 38** se puede notar la distribución de corte tanto para la metodología descrita en el Manual [6] como para los resultados de la metodología implementada en ETABS. Se

observa una tendencia similar en la distribución de cortes unitarios, tanto para el sismo X como para el sismo Y. Sin embargo, los cortes unitarios obtenidos en el Manual [6] entregan valores superiores para el caso Sismo Y, pero cortes unitarios menores en el caso Sismo X. Esto se explica porque el modelo ETABS reconoce la influencia de los efectos 3D, cambiando la rigidez relativa de los muros en sus extremos, cambiando por tanto los cortes de cada muro, a diferencia de los resultados del Manual [6], que asumen homogeneidad en el corte unitario entre ejes. Aun así, vale la pena recordar que, por simplicidad, usualmente los diafragmas son diseñados para el mayor valor de corte unitario en toda la losa. En este caso, los valores máximos obtenidos con el modelo ETABS son de 1,86 kN/m para el sismo en dirección X, y de 1,17 kN/m para el sismo en dirección Y.



De manera similar a lo realizado en el Manual [6], se utiliza un factor de sobre resistencia  $\Omega = 1,2$  de acuerdo con la CSA O864-14 [13]. En la **Tabla 36** se presenta la configuración estructural de losa que fue utilizada en el Manual [6] y se calculan los factores de uso para las solicitaciones obtenidas en el modelo de ETABS.

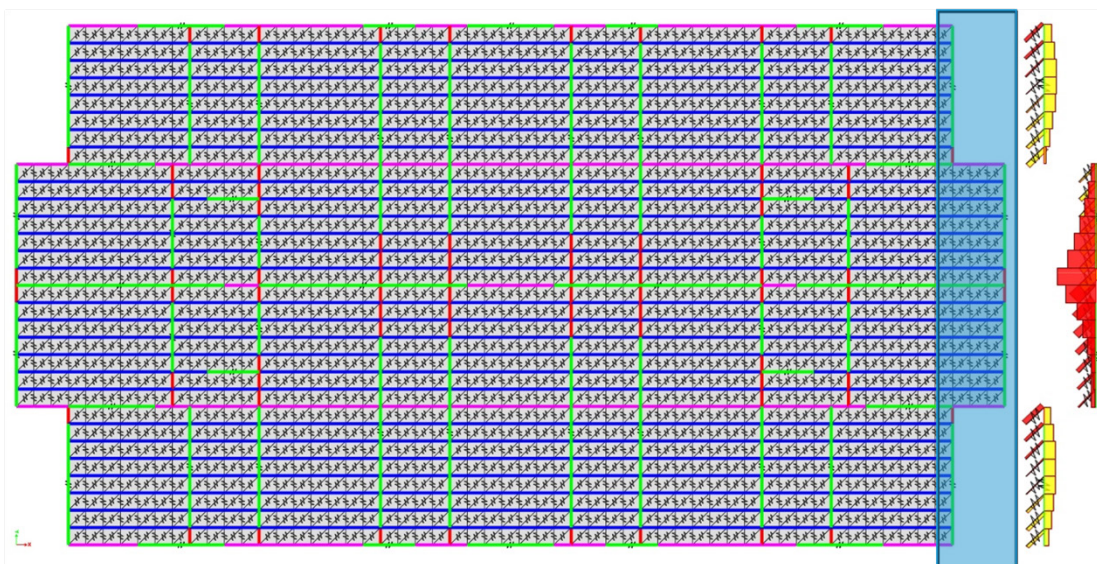
**Tabla 36:** Verificación de solicitaciones sísmicas en diafragma.

Diafragma	Tipo tablero	Resistencia			Solicitación sísmica modelo ETABS			Verificación
		Espe-sor [mm]	Tipo clavo Diámetro x Largo [mm x mm]	Espacia-miento clavado [mm]	$V_{n,adm}$ (kN/m)	$V_{solic}$ (kN/m)	$\Omega \times V_{solic}$ (tonf/m)	F.U.
D <sub>X-X</sub>	Terciado	15,1	3,76 x 76,2	150	4,7	1,86	2,23	0,475
D <sub>Y-Y</sub>	Terciado	15,1	3,76 x 76,2	150	4,7	1,17	1,4	0,3

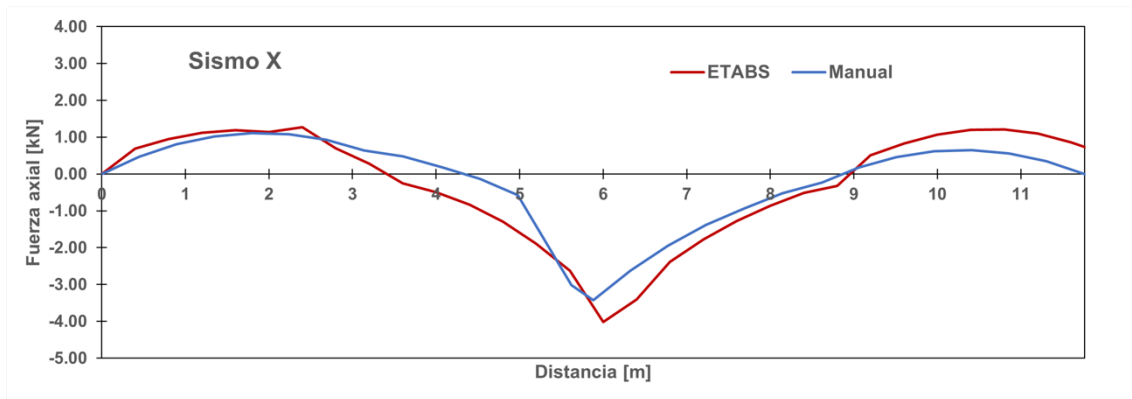
Se puede notar que, con el diseño propuesto en el Manual [6], la estructura sigue cumpliendo, pero esta vez de forma más holgada (en el Manual [6] los F.U calculados eran 0,5 y 0,34 en dirección X e Y, respectivamente). Además, la principal ventaja de este modelo de diafragma es que permite conocer la distribución del corte en toda la losa, capturando también zonas críticas con concentración de tensiones.

A partir de las solicitaciones de corte unitario  $v_{solic}$  presentadas en la **Tabla 36**, es posible

corregir las solicitaciones axiales en los elementos cuerda y colectores de todo el perímetro, para cada panel de losa, como se detalla en la **Figura 16**. La **Figura 39** presenta, por ejemplo, las solicitaciones de las cuerdas del eje M y N del edificio, cuando éstas son cargadas frente al sismo en dirección X. En la **Figura 40** se presentan los valores corregidos de cada elemento cuerda, y son comparados con los valores de solicitación axial obtenidos en el Manual [6].



**Figura 39:** Distribución de cargas axiales en elementos cuerda para sismo en dirección X



*Figura 40: Comparación de solicitaciones axiales en cuerda de eje M – N: resultado de ETABS y, resultado de Manual [6].*

Es directo notar que, el modelo de ETABS predice solicitaciones axiales muy similares a las obtenidas en el Manual [6] en las cuerdas del eje M-N cuando el sismo actúa en dirección X. Se debe tener especial cuidado en notar que, dado que este edificio contiene gran cantidad de muros, los vanos entre diafragmas son pequeños, por ende, tienden a comportarse rígidamente, de la misma manera que en el Manual [6], donde se supuso directamente un diafragma rígido.

### Vigas de acoplamientos: esfuerzos de corte y momento fuera del plano

Usualmente, en el diseño de estructuras de madera de entramado ligero, la mayor preocupación recae sobre la integridad estructural de los muros, envigado, y diafragmas. Sin embargo, al considerar los efectos tridimensionales en la modelación, queda en evidencia la relevancia que tienen las vigas de acoplamiento frente a esfuerzos laterales, dado que éstas son las encargadas de conectar a los muros para trabajar en conjunto.

Generalmente, los muros de entramado ligero quedan unidos en un mismo eje a través de vigas de acoplamiento, vigas de borde del panel del diafragma superior, u otro. A falta de

herramientas computacionales, estas vigas generalmente son diseñadas solo a cargas axiales (tracción/compresión) para conectar muros adyacentes. Estos esfuerzos son generados por la diferencia en el flujo de corte entre dos muros adyacentes.

Se ha demostrado [3] que el diseño de las vigas de acoplamiento puede quedar controlado por su diseño a corte y momento sísmico. En este ejemplo, se presentan los resultados de cargas cortantes en las vigas de acoplamiento del Eje 4 (Sismo X) y en las vigas de acoplamiento del Eje F (Sismo Y). Además, se presentan los momentos sísmicos en las vigas de acoplamiento en el Eje J (Sismo Y). Cabe notar que los procedimientos analíticos utilizados en el Manual [6] no son capaces de obtener estos esfuerzos.

En la **Figura 41** se presenta la deformada esquemática del edificio en el eje 4, y en el eje F. Se puede notar que las vigas de acoplamiento, al ser sometidas a cargas laterales, son sometidas no solo a deformaciones axiales, sino también a deformaciones por corte y momentos fuera del plano, por lo tanto, las vigas de acople deben ser capaces de resistir solicitaciones por corte y momento flexural.

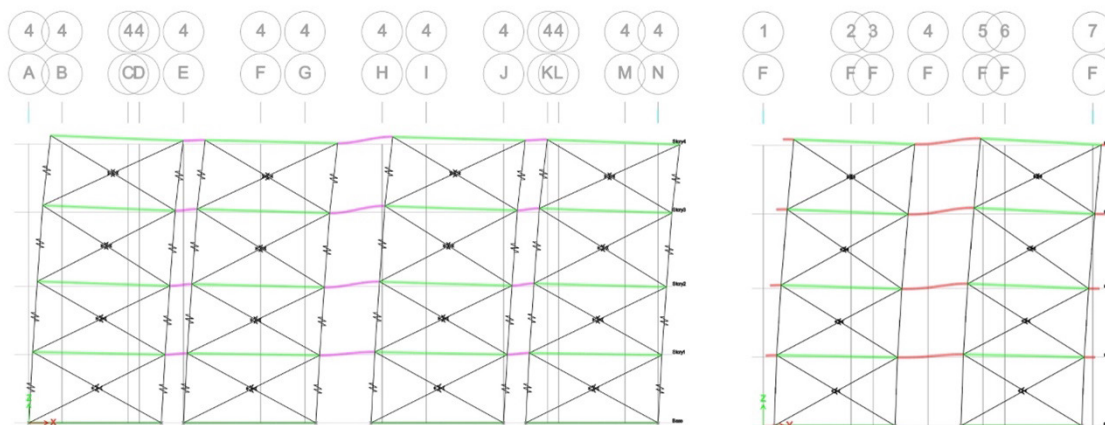


Figura 41: Deformada de edificio en eje 4 y eje F frente a cargas laterales.

### Solicitaciones a corte sísmico

La Figura 42 presenta las solicitaciones por corte ( $V_{22}$ ) en el eje 4 y el eje F del edificio, con las cargas laterales actuando en dirección X e Y, respectivamente. La sollicitación a corte máxima ocurre en la viga de acople del piso 2 (eje 4) y del piso 1 (eje F), con valores de 16,4

kN y 7,9 kN, respectivamente. Estos valores, son verificados considerando a las vigas de acople como una viga triple de  $A_{viga,acople} = 3 \times 41 \times 185 \text{ mm}^2 = 22755 \text{ mm}^2$ . Luego, si se quiere calcular la tensión de corte sollicitante sobre la viga de acople, de acuerdo con la NCh1198 [14], se debe utilizar la Ec. 26

$$f_{cz,Eje4} = \frac{1,5Q}{bh} = \frac{1,5 \times 16400}{22755} = 1,08 \text{ MPa}$$

Ec. 26

$$f_{cz,EjeF} = \frac{1,5Q}{bh} = \frac{1,5 \times 7900}{22755} = 0,52 \text{ MPa}$$

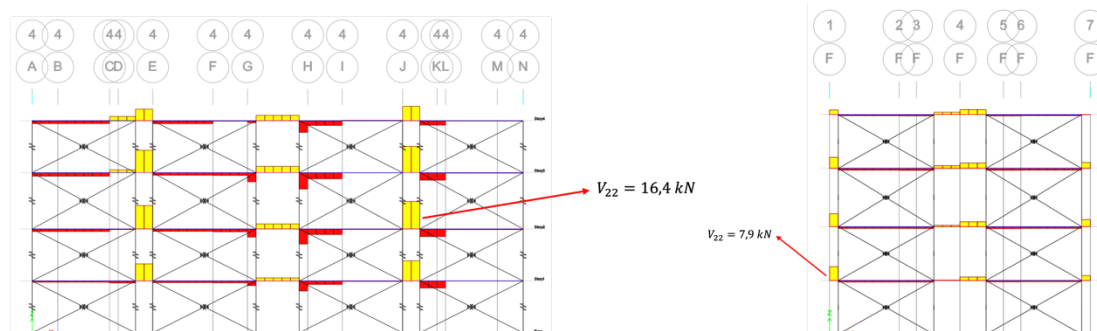


Figura 42: Esfuerzos de corte debido a sismo en dirección X, Elevación 4 (izquierda) y Esfuerzos de corte debido a sismo en dirección Y, Elevación F (derecha).



Por su parte, dado que las vigas de acople están formadas por Pino Radiata C16 ( $F_{CZ} = 1,1 \text{ MPa}$ ), y están siendo diseñadas para un evento sísmico, donde no hay condiciones de temperatura, humedad u otro, y sin rebajes, la capacidad a cizalle de las vigas de acople viene dada por la **Ec. 27**:

$$F_{CZ,dis} = F_{CZ} \times K_D = 1,1 \times 1,6 = 1,76 \text{ MPa}$$

**Ec. 27**

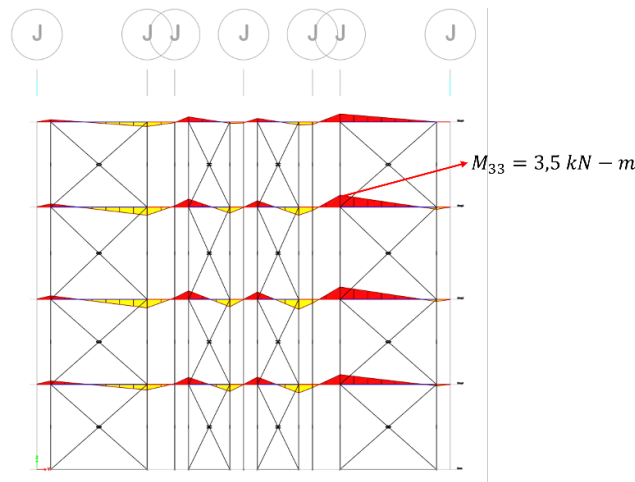
Con esto, se puede obtener un factor de utilización  $\varphi = \frac{f_{CZ}}{F_{CZ,dis}} = 0,61$  para la viga de acople del Eje 4 y  $\varphi = 0,3$  para la viga de acople del Eje F. Como se puede ver, los factores de utilización son relativamente bajos. Sin embargo, se debe tener precaución en que, de haberse utilizado una viga de acople doble, la sollicitación de corte  $f_{CZ}$  habría aumentado a  $1,62 \text{ MPa}$  y  $0,78 \text{ MPa}$ , alcanzando prácticamente un factor de utilización 1 en el Eje 4. De aquí se desprende, por un lado, la necesidad de diseñar las vigas de acople frente a corte sísmico, y por el otro, de la importancia de implementar un procedimiento como se ha demostrado en esta sección. Cabe mencionar que, además de diseñar las secciones de madera frente a corte sísmico,

también deberían diseñarse sus conectores metálicos, para evitar fallas frágiles.

### Solicitaciones a momento sísmico

La **Figura 43** presenta las sollicitaciones por momento ( $M_{33}$ ) en el eje J debido al Sismo Y. La sollicitación a momento máxima ocurre en la viga de acople del piso 3 (eje J), con un valor de  $3,5 \text{ kN-m}$ . Este valor, es verificado considerando a las vigas de acople como una viga triple de  $I_{viga,acople} = 3 \times 41 \times \frac{185^3}{12} \text{ mm}^4 = 64,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$ .

Luego, si se quiere calcular la tensión de flexión solicitante sobre la viga de acople, de acuerdo con la NCh1198 [14], se debe utilizar la **Ec. 28**



**Figura 43:** Esfuerzos de momento fuera del plano debido a sismo en dirección Y, Elevación J.

$$f_{f,EjeJ} = \frac{My}{I} = \frac{3,5 \times 1000^2 \text{ N} - \text{mm} \times \frac{185}{2} \text{ mm}}{64,9 \times 10^6 \text{ mm}^4} = 4,98 \text{ MPa}$$

**Ec. 28**

Por su parte, dado que las vigas de acople están formadas por Pino Radiata C16 ( $F_f = 5,2 \text{ MPa}$ ), y están siendo diseñadas para un evento sísmico, donde no hay condiciones de temperatura,

humedad, trabajo conjunto o volcamiento, la capacidad a flexo-tracción y flexo-compresión de las vigas de acople viene dada por la **Ec. 29**:

$$F_{f,dis} = \min \begin{cases} F_{ft,dis} = F_f \times K_D \times K_{hf} = 5,2 \times 1,6 \times 0,86 = 7,15 \text{ MPa} \\ F_{fv,dis} = F_f \times K_D = 5,2 \times 1,6 = 8,32 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Ec. 29}$$

Con esto, se puede obtener un factor de utilización  $\varphi = \frac{f_{f,EjeJ}}{F_{f,dis}} = 0,7$  para la viga de acople del Eje J. De aquí se desprende, por un lado, la necesidad y relevancia de diseñar las vigas de acople frente a momento sísmico. Cabe mencionar que, al igual que para el caso del corte sísmico, además de diseñar las secciones de madera frente a momento sísmico, también deberían diseñarse sus conectores metálicos (hanger u otro elemento de sujeción que permita el amarre de los elementos de acople) para evitar fallas frágiles.

### Desplazamientos horizontales y cálculo de *drifts*

La norma NCh433 [11] indica que el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos medidos en el centro de masa no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. Además, cualquier punto de la planta no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo medido en el centro de masa.

En la metodología analítica del Manual de Diseño [6], el desplazamiento del centro de masa queda representado por el promedio de los desplazamientos de cada muro. En el modelo ETABS, donde se considera diafragma semi-rígido, se obtiene directamente de los resultados en la opción *Analysis Results > Joint Output > Displacements > Table: Diaphragm Center of Mass Displacements*. En el modelo se estudian 3 variantes de rigidez en el plano de losa: flexible, real y rígida. Para el caso flexible y rígido, se consideró que el *link* que representa la diagonal equivalente tiene una rigidez muy pequeña y muy grande (del orden de  $10^{-5}$  y  $10^5$  kN/mm), respectivamente. En el caso rígido, también es válido utilizar el diafragma rígido por

definición de ETABS, pues dan los mismos resultados. El objetivo es visualizar que el comportamiento de una losa real es similar a un diafragma rígido en el plano.

En la **Tabla 37** se presenta el desplazamiento en el centro de masa de cada piso debido al caso de carga Sismo X según el Manual [6] y según las variantes del modelo ETABS. Se observa que el modelo con diafragma flexible tiene desplazamientos considerablemente menores. Esto ocurre debido a que en este tipo de diafragmas la distribución de esfuerzos es proporcional al área tributaria; y coincidentemente el centro de masa del edificio se encuentra en el eje 4 (ver **Figura 25**), el cual tiene un área tributaria muy pequeña según el sentido del envigado.

Con respecto al modelo con diafragma con rigidez real en su plano, se obtienen menores desplazamientos que el método del Manual [6], lo cual es esperable debido a los efectos tridimensionales. También, se observa que el comportamiento del edificio con diafragma con propiedades reales es similar a considerar diafragma rígido.

De la **Tabla 37** es posible desprender dos conclusiones importantes: (1) para este caso de edificio – y para la mayoría de los edificios de madera de entramado ligero – el comportamiento de los diafragmas tiene una tendencia más cercana a un comportamiento rígido que a uno flexible; y (2) para el caso extremo de un edificio con diafragma flexible, la verificación de *drift* no debiese realizarse solo en el centro de masa, dado que esta verificación pierde sentido. Por el contrario, la verificación de *drift* debería ser realizada en cada eje de muros de la planta.

**Tabla 37:** Desplazamiento horizontal del centro de masa por Sismo X [mm]

Piso	Manual	Desplazamiento del Modelo según tipo de diafragma		
		Flexible	Real	Rígida
1	3,59	0,27	2,15	2,11
2	7,33	0,60	4,79	4,87
3	10,64	0,91	7,78	8,17
4	14,42	1,33	12,09	12,59

En la **Tabla 38** se presenta el desplazamiento de cada piso debido al caso de carga Sismo Y según el Manual [6] y según las variantes del modelo ETABS. Al igual que en el caso anterior, se observa el modelo con diafragma con rigidez real en el plano tiene menores desplazamiento que el método analítico del Manual [6]. Además, se obtuvo un comportamiento entre flexible y rígido, con tendencia a rígido en el plano. A diferencia del caso de carga Sismo X, en este caso la dirección de análisis es perpendicular a la dirección del envigado, por lo que el área tributaria en la zona del centro de masa es mayor.

**Tabla 38:** Desplazamiento horizontal del centro de masa por Sismo Y [mm]

Piso	Manual	Desplazamiento del Modelo según tipo de diafragma		
		Flexible	Real	Rígida
1	3,27	2,82	1,50	1,44
2	6,48	5,72	3,97	3,88
3	9,69	9,71	7,53	7,39
4	12,58	16,08	11,23	10,84

En la **Figura 44** se muestra el *drift* del centro de masa según Sismo X e Y. Si bien los desplazamientos en el modelo ETABS son menores que en el método analítico del Manual [6], en los pisos superiores se obtiene un *drift* mayor. En el modelo ETABS con losa real, en el caso de carga Sismo X, el piso 4 tiene un *drift* de 0,00174; y en el caso de carga Sismo Y, el *drift* del piso 4 es de 0,00150. Se observa, además, que sería óptimo rediseñar los *hold down* de los pisos inferiores considerando el amplio margen del *drift* y los esfuerzos de diseño; con el cuidado de mantener proporcionalidad de rigidez en los pisos superiores. Es importante destacar en cuanto a costos, que es conveniente aumentar la rigidez en términos del tablero y patrón de clavado, en vez de anclajes.

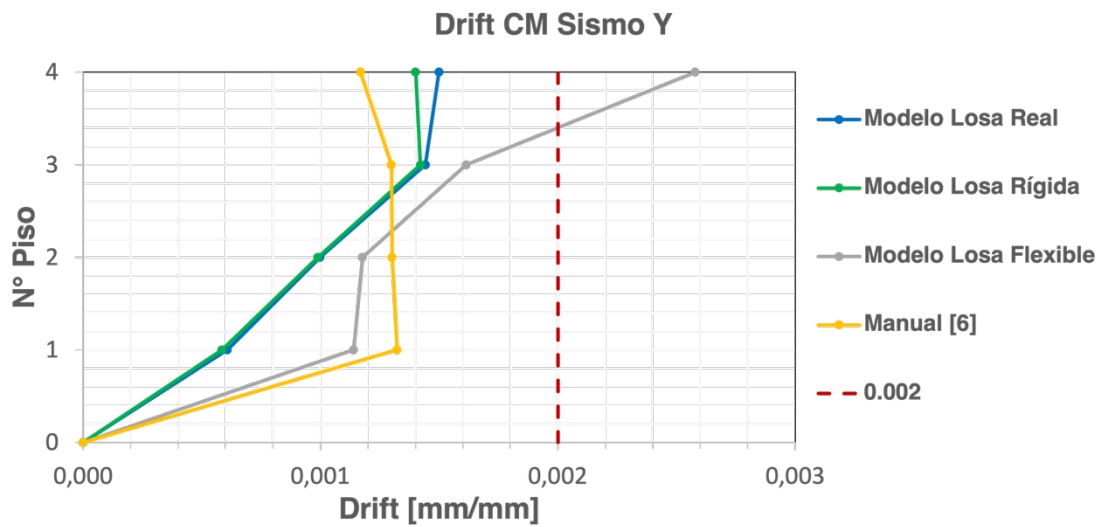
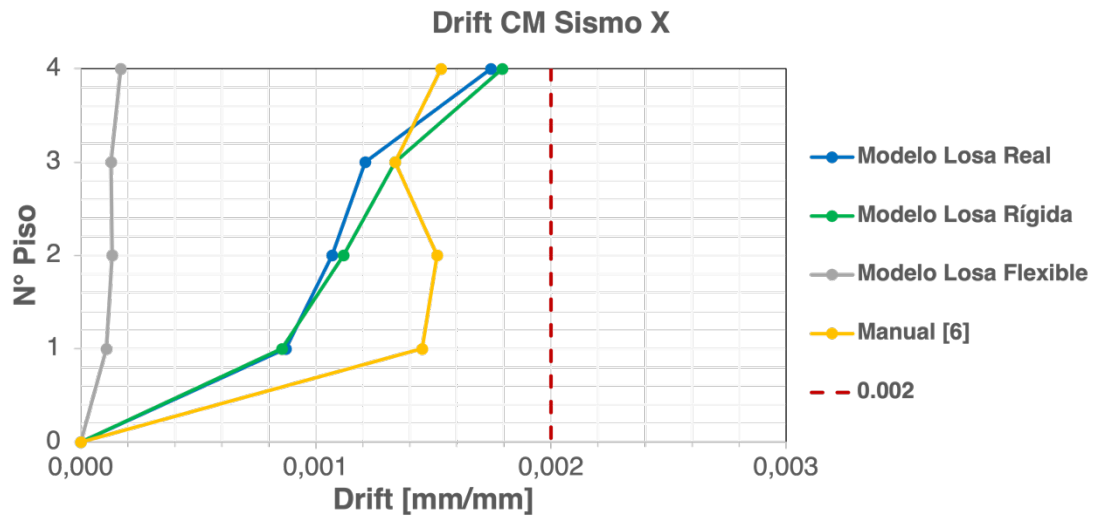


Figura 44: Drift por Sismo X (izquierda) e Y (derecha) en el centro de masa.

Por último, cabe notar que esta metodología de modelación es también capaz de incluir los casos de carga sísmicos con torsión accidental. Basta con definir un diafragma semi rígido sobre cada planta, e incluir las excentricidades a cada planta, en las combinaciones de carga. Por último, se puede repetir el proceso explicado al inicio de esta misma sección.

## Conclusiones

Este trabajo se presenta como una guía de modelación de entramado ligero de madera, la cual complementa y requiere de la lectura previa del Manual de Diseño de Estructuras de Madera [6]. En los documentos base [3], [4] y [5] se explica en detalle el comportamiento de los muros y losas, y la metodología de diseño analítica utilizada. Por lo tanto, este libro guía requiere un conocimiento previo del sistema constructivo. El objetivo de esta guía es facilitar el diseño del entramado ligero de manera y apoyar su incorporación como alternativa en las oficinas de ingeniería. Si bien los modelos presentados se llevaron a cabo en el software ETABS, puesto que es el más utilizado en Chile, estos se pueden extender a otros programas de elementos finitos.

Actualmente, el análisis estructural se realiza mediante un método analítico basado principalmente en metodologías internacionales. Dicho método admite únicamente un análisis por plano independiente, es decir, no toma en cuenta las condiciones de borde asociadas al diafragma y muros perpendiculares. La principal ventaja de la modelación propuesta es que permite capturar los efectos tridimensionales que se presentan en la realidad. Estos efectos y sus implicancias se evidencian tanto en los ejemplos de componentes como en el ejemplo del edificio. La organización de este documento permite al lector comprender el fundamento de los modelos, para luego aplicarlos tanto a nivel de elementos como de estructura. Los ejemplos de componentes

pueden ser replicados con la información entregada en este mismo documento, y el ejemplo del edificio con el apoyo del Manual de Diseño [6].

En relación al caso de estudio del edificio, si bien en este documento se sugieren una serie de pasos para la modelación, no olvidar tener en cuenta los siguientes criterios: (1) las condiciones de borde de cada muro influyen en su rigidez y capacidad, (2) la tracción en los muros se reduce considerablemente por los efectos tridimensionales, (3) los diafragmas de entrepiso se pueden optimizar según las tensiones obtenidas, a diferencia de como se hace comúnmente donde todos son iguales, (4) se debe considerar el diseño corte y momento fuera del plano de las vigas de borde, y no solo axialmente.

El *“Libro guía para la modelación gravitacional y sísmica de edificios de entramado ligero de madera”* conforma una herramienta que espera ser de utilidad para la comunidad de ingenieros estructurales, y al mismo tiempo reducir las brechas en el diseño de estructuras de madera. Se entrega un método sencillo de implementar, y con resultados más realistas que aquellos obtenidos en métodos analíticos. Este método es capaz de representar de manera más fiel el comportamiento de muros, diafragmas, e incluso permite reducir los costos de los anclajes metálicos, haciendo así, a las estructuras de madera de entramado ligero una solución costo competitiva.

# Agradecimientos

Los autores agradecen profundamente el apoyo del Centro UC en Innovación en Madera, Centro Nacional de Excelencia para la Industria de la Madera CENAMAD (ANID Basal FB210015). De igual manera, los autores extienden su profundo agradecimiento y reconocimiento a los revisores internos y externos que ayudaron a potenciar este libro guía:

- Peter Dechent
- Diego Valdivieso
- Gustavo Donoso
- Franco Benedetti
- José Luis Almazán
- Marianne Kupfer
- Hernán Santa María
- Ian Watt
- Comité de Madera de Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales (AICE)



# Bibliografía

- [1] American Wood Council. National design specification for wood construction. American Forest and Paper Association 2015.
- [2] American Wood Council. Special Design Provisions for Wind and Seismic. 2021.
- [3] López N, Berwart S, Guindos P. The Link Frame Model (LFM), a tool for seismic analysis timber frame buildings considering system effects. *Journal of Building Engineering* n.d.
- [4] Véliz F, Estrella X, Lagos J, Guindos P. Testing and nonlinear modelling of industrialized light-frame timber diaphragms including optimized nailing and nonstructural sheathing. *Eng Struct* 2023;297. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.117017>.
- [5] Véliz F, Chacón MF, Lagos J, Berwart S, López N, Guindos P. Structural performance of strong timber diaphragms: High-capacity light-timber frames and cross-laminated timber. *Structures* 2024;63. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106335>.
- [6] Berwart S, Montaña J, Santa María H. Manual de diseño de estructuras de madera. Santiago, Chile: 2020.
- [7] Guindos P. Conceptos avanzados del diseño estructural con madera: Parte I: uniones, refuerzos, elementos compuestos y diseño antisísmico. vol. 1. Ediciones UC. 2019.
- [8] Valdivieso D, Quizanga D, Almazán J, Guindos P, López-García D, Liel A, et al. Shake Table Testing for System Effects Analysis in a 1:2 Scale Three-Story Light Frame Timber Building. *Earthquake Spectra*, Submitted 02/24 n.d.
- [9] Quizanga D, Almazán JL, Valdivieso D, López-García D, Guindos P. Shaking table test of a timber building equipped with a novel cost-effective, impact-resilient seismic isolation system. *Journal of Building Engineering* 2024; 82:108402. <https://doi.org/10.1016/j.jobee.2023.108402>.
- [10] Pant S. Numerical study of the structural performance of large panelized all-wood roof diaphragms. Clemson University; 2013.
- [11] Instituto Nacional de Normalización. Diseño estructural. Disposiciones generales y combinaciones de cargas. 2010.
- [12] Instituto Nacional de Normalización. Diseño sísmico de edificios. NCh433of1996 Mod. 2012 2009.
- [13] Nassani DE. A simple model for calculating the fundamental period of vibration in steel structures. *APCBEE Procedia*, 9, 339-346 2014.
- [14] Canadian Standard Association, others. CSA O86-14 Engineering design in wood. CSA O86 2014;14.
- [15] Instituto Nacional de Normalización. NCh 1198. Madera - Construcciones en Madera - Cálculo. 2014.