

# UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti L.



“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE  
UN EDIFICIO EN BASE A MARCOS LIVIANOS DE  
MADERA”

Proyecto de título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de  
Ingeniero Civil.

**IGNACIO OSVALDO AVILA MUÑOZ**

**MAURICIO ESTEBAN SALGADO LERMANDA**

Concepción, Junio 2017.

## **DEDICATORIA**

Dedicado a nuestras familias y a todas aquellas personas que ayudaron de alguna u otra forma a que este trabajo se haya hecho posible, logrando así concluir con este importante proceso.

# **ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICIO EN BASE A MARCOS LIVIANOS DE MADERA**

**Ignacio Ávila Muñoz.**

**Mauricio Salgado Lermenda.**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

[iavila@alumnos.ubiobio.cl](mailto:iavila@alumnos.ubiobio.cl) [mausalga@alumnos.ubiobio.cl](mailto:mausalga@alumnos.ubiobio.cl)

**Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti Leonelli.**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

[fbenedet@ubiobio.cl](mailto:fbenedet@ubiobio.cl)

## **RESUMEN**

Dada la falta de información relacionado con edificación en altura en madera y las bondades que esta ofrece en cuanto comportamiento estructural, se ha realizado esta investigación cuyo objetivo principal es analizar el desempeño sísmico de una estructura en base a marcos livianos de madera. Dicha estructura será un edificio de tipo habitacional de cinco pisos diseñado según el sistema plataforma y cuyos elementos constituyentes serán de madera de pino radiata, placas de fibras orientadas (OSB), uniones con conectores tipo clavija y elementos de uniones metálicos (Hold-down y Angle Brackets).

El diseño de la estructura estará a cargo del software SAP 2000 mientras que los análisis se llevarán a cabo a través del software OpenSees, asignando materiales elásticos a los elementos del marco, no siendo así con el comportamiento de las uniones las cuales se simularán no lineales.

Se obtiene del trabajo realizado el modelo numérico cuyo análisis corrobora la hipótesis del buen comportamiento estructural de la madera, mostrando una alta capacidad de deformación llegando a drift mayores al 3% en su eje fuerte, mientras que para su eje débil alcanza el 2,5%. Además, se confirman los angle brackets y la unión madera-OSB como conexiones principales, es decir, dadas las variaciones de capacidad de uniones se confirma que el desempeño de la estructura fue gobernado por dichas conexiones.

Se obtiene también los estados límites de desempeño para una estructura de madera, demostrando así que estas edificaciones pueden sufrir mayores deformaciones en comparación con otros materiales, demostrando una fuerte ventaja antes eventos sísmicos.

Palabras claves: análisis no-lineal, estructuras de madera, sistema plataforma, estados límites, desempeño.

11570 Palabras Texto + 32 Figuras\*250 + 12 Tablas\*300 = 23170

Palabras Totales

## **ABSTRACT**

Due to the lack of information related to the height construction in wood and the benefits that this offers in terms of structural behavior, this research has been carried out whose objective is to analyze the seismic performance of a structure based on light wood frames. This structure will be a five-storey residential building designed according to the platform system and whose constituent elements are radiata pine wood, orientated fiber boards (OSB), pin-type connectors and metal joints (Hold-down And Angle brackets).

The design of the structure is a load of the SAP 2000 software while the analyzes were carried out through the software OpenSees, assigning elastic materials to the frame elements, none as well as the behavior of any unions if they simulate any linear.

It is obtained from the work done numerical model with the analysis corroborates the hypothesis of the good structural behavior of the wood, showing a high capacity of deformation that comes to drift the main 3% in the strong axis, while for its weak axis reaches the 2.5%. In addition, the angle brackets and the wood-OSB junction are confirmed as the main connections, ie, given the variations in joint capacity, it is confirmed that the structure's operation was governed by such connections.

The performance limit states for a wood structure are also obtained, demonstrating that these buildings can suffer greater deformations compared to other materials, demonstrating a strong advantage before seismic events.

Keywords: Non-linear analysis, wood structures, platform system, boundary states, performance.

## ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.2.1 Objetivo general .....	2
1.2.2 Objetivos específicos .....	2
1.3 Estado del Arte .....	3
1.3.1 Método constructivo: Sistema Plataforma .....	5
1.3.2 Análisis estático no-lineal: Carga lateral .....	7
2. METODOLOGÍA	8
2.1 Materiales .....	10
2.1.1 Pino radiata .....	10
2.1.2 OSB (Oriented Strand Board) .....	11
2.2 Arquitectura .....	11
2.3 Uniones .....	13
2.3.1 Hold-down .....	14
2.3.2 Angle Bracket .....	16
2.3.3 Conexión revestimiento (OSB)- madera: .....	18
2.3.4 Conexión madera-madera: .....	19
2.4 Modelación en SAP 2000 .....	21
2.4.1 Modelo Constructivo .....	22
2.4.2 Modelo Geométrico de la Estructura .....	24
2.5 Código en OpenSees .....	26
2.5.1 Construcción del Modelo .....	26
2.5.2 Definición del Análisis .....	28
2.6 Estados límites .....	29
3. ANÁLISIS Y RESULTADOS	31
3.1 Validación del modelo .....	31
3.2 Análisis Push-over .....	33
3.2.1 Condición base .....	33

3.2.2 Condición doble capacidad en conexión madera-madera.....	34
3.2.3 Condición con la mitad de la capacidad de la conexión madera-madera .....	35
3.2.4 Condición doble capacidad en Angle Brackets .....	35
3.2.5 Condición con doble capacidad en conexión madera-OSB.....	36
3.2.6 Condición con la mitad de la capacidad de la conexión madera- OSB .....	37
3.2.7 Condición con coeficiente de fricción 0,9 .....	38
3.2.8 Condición con coeficiente de fricción 0,5 .....	39
3.3 Estados Límites.....	43
3.4 Análisis Sísmico .....	46
4. CONCLUSIONES .....	47
4.1 Discusión.....	47
4.2 Conclusiones .....	49
4.3 Recomendaciones .....	51
5. Referencias .....	52
6. Anexo A: Parámetros pinching4 uniones .....	56

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades conector Hold.down. ....	15
Tabla 2. Propiedades conector Angle Bracket.....	17
Tabla 3. Propiedades conector Madera-OSB.....	18
Tabla 4. Propiedades conector madera-madera. ....	20
Tabla 5. Materiales y Elementos utilizados en el modelo numérico. ....	26
Tabla 6. Componentes de los análisis generados.....	29
Tabla 7. Índice de ablandamiento final (Df) en cada estado de daño. ....	29
Tabla 8. Estados límites según nivel de drift. ....	30
Tabla 9. Resumen de parámetros de las curvas en la dirección X.....	40
Tabla 10. <i>Resumen de parámetros de las curvas en la dirección Y.</i> .....	41
Tabla 11. Periodos y rigideces para el cálculo de estado límites.....	43
Tabla 12. Niveles de drift para los estados límites de la estructura.....	45

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Edificio en construcción según sistema plataforma. ....	5
Figura 2. a) Esquema de aplicación de cargas horizontales en un sistema plataforma. (b) Fuerzas y momentos generados en un muro de corte de madera. ....	6
Figura 3. Secuencia del proceso de análisis carga lateral. ....	7
Figura 4. Metodología de trabajo. ....	9
Figura 5. Elementos compuestos de madera 2x6” (45x142 mm) usados en el modelo. ....	10
Figura 6. Planta de arquitectura del edificio de uso habitacional en estudio. ....	11
Figura 7. a) Elevación frontal y b) elevación lateral. ....	12
Figura 8. A) Transmisión de fuerzas en Hold-Down y b) gráfico Fuerza-Desplazamiento Hold-Down (Matlab). ....	14
Figura 9. Influencia de la geometría del angle bracket en los patrones de fuerza de los pernos de anclaje (izquierda) y en el grupo de fijación de clavos (derecha). ....	16
Figura 10. Gráfico Fuerza-Desplazamiento Angle Bracket. ....	16
Figura 11. Gráfico Fuerza-Desplazamiento Madera-OSB. ....	18
Figura 12. Gráfico Fuerza-Desplazamiento Madera-Madera. ....	19
Figura 13. Primer piso de la estructura. ....	21
Figura 14. Modelación de muro de corte de madera diseñado en SAP2000. ....	22
Figura 15. Detalle de modelación de un muro de corte de madera con sus componentes diseñadas en SAP 2000. ....	23
Figura 16. Eje 1 (plano XZ) del modelo geométrico en SAP2000. ....	24
Figura 17. Modelación de primera planta diseñada en SAP 2000. ....	24
Figura 18. Modelación del edificio en SAP2000. ....	25
Figura 19. Representación de la modelación de la Fundación. ....	27
Figura 20. Daños relacionados con los parámetros de demanda. ....	30
Figura 21. Desplazamiento de nodos de la estructura en el quinto nivel. ....	32
Figura 22. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura en condiciones base. ....	33
Figura 23. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión madera-madera. ....	34

Figura 24. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con la mitad de la capacidad en la conexión madera-madera. ....	35
Figura 25. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión Angle Bracket.....	36
Figura 26. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión madera-OSB.....	37
Figura 27. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con la mitad de la capacidad en la conexión madera-OSB.....	38
Figura 28. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el coeficiente de fricción 0,9. ....	38
Figura 29. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el coeficiente de fricción 0,5. ....	39
Figura 30. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión madera-madera. ....	42
Figura 31. Estados límites para las curvas push-over obtenidas del análisis.....	44
Figura 32. Respuesta de la estructura ante la demanda sísmica del terremoto de Northridge.....	46



## 1. INTRODUCCIÓN

En Chile, alrededor del 30% de las viviendas que se edifican al año son construidas en base a madera, en donde el sistema más común es el sistema plataforma.

El sistema plataforma ha sido ampliamente utilizado en otros países para construcciones residenciales de mediana altura como Estados Unidos, Canadá, Japón, etc., en donde el sistema sismorresistente está conformado por muros de corte y diafragmas horizontales hechos de tableros estructurales de contrachapado u OSB clavados a entramados de madera de pino radiata.

Uno de los grandes impedimentos para la construcción de edificaciones de madera es que, si bien tienen un buen desempeño sísmico, éstos experimentan deformaciones mayores a las admisibles por la NCh433. Si bien se conocen sus ventajas, se hace bastante complejo el cálculo de éstas estructuras. Contribuyendo a solucionar la problemática anterior y debido a que no existen laboratorios a gran escala para el modelamiento real de una estructura de madera en Chile, esta tesis mediante la generación de un modelo numérico en el software OpenSees busca analizar el desempeño sísmico de la estructura de madera de cinco pisos en base al sistema constructivo plataforma y muros de corte conformados por bastidor de madera y placas de OSB, sometido a análisis de carga lateral con variaciones de capacidad en conectores y a demandas sísmicas de importancia para representar el comportamiento real y estados límites dado el contexto sísmico en que se enmarca el país.

### 1.1 Justificación

Chile es uno de los países en los cuales el sector forestal forma parte importante en el desarrollo económico. Según cifras del Instituto Forestal (INFOR), el sector forestal aporta en promedio el 2,7% del PIB. Sin embargo, gran parte de la madera obtenida es exportada a otros países dejando de lado el potencial uso asociado a productos que conlleven un desarrollo sustentable. En este marco, Chile busca ser un país sustentable donde el ítem ambiental juega un rol primordial en la estrategia para conseguirlo.

Desde el punto de la construcción es donde se puede notar esta falencia, según la corporación de la madera (CORMA) sólo el 15% de las construcciones hechas en Chile son de madera, el resto son de acero, hormigón armado u otros, lo que deja al descubierto que hay trabajo por hacer. Esto puede

deberse a la limitancia y restricciones que impone la normativa vigente en constricciones de madera, donde se puede apreciar que estas están pensadas en el uso de otros materiales. En Chile la investigación en madera debe ir en alza con la finalidad de actualizar las normas y adoptar un producto limpio, renovable y versátil como la madera.

La madera garantiza numerosas ventajas de carácter estructural durante la construcción, pero presenta también efectos positivos para el clima en el interior de los ambientes. Podemos nombrar algunas de las principales ventajas de la madera como son sus buenas propiedades estéticas, su rápida construcción, resistencia al fuego, seguridad antisísmica, material termoaislante, etc.

Considerando lo anterior, Chile es un país que va en busca del desarrollo y en busca de la sustentabilidad. Analizar el desempeño de una estructura viene a formar parte del conjunto de beneficios que estas traerán a la visión futura del que quiere ser el país el día de mañana. Es por esto que se ahondará en el estudio del comportamiento de un edificio de cinco pisos en base a marcos livianos de madera.

## **1.2 Objetivos**

### *1.2.1 Objetivo general*

Analizar el desempeño estructural de un edificio de mediana altura de marcos livianos de madera mediante modelos numéricos.

### *1.2.2 Objetivos específicos*

- Sintetizar el estado del arte respecto a modelación numérica y comportamiento estructural de marcos livianos de madera en estructuras de mediana altura.
- Caracterizar los escenarios de análisis del desempeño para los casos de estudios.
- Elaborar modelos numéricos que permitan simular el comportamiento estructural de los casos de estudio.
- Analizar el desempeño estructural de los casos de estudio definiendo estados límites que describan diferentes niveles de daño en estructuras de madera de mediana altura.

### 1.3 Estado del Arte

Para la elaboración de esta investigación se ha hecho un recorrido por los trabajos realizados por diversos autores relacionados con las construcciones en madera. Estos estudios que buscan desarrollar y promover la madera como elemento de construcción sustentable y ventajoso versus otros materiales. Los primeros ensayos se hicieron sobre diafragmas de madera (Countryman y Colbenson, 1954) a través de métodos estáticos y dinámicos, en donde se realizaron 15 modelos a escala real. Algo similar lograron hacer Johnson (1955) y Tissel (1967) a través de ensayos mediante métodos estáticos testearon el comportamiento de diafragmas de diferentes medidas.

Foliente (1993,1995) mediante estudios analíticos incluye en los modelos de histéresis la no linealidad, la fuerza, la degradación de la rigidez y la carga histórica. Carradine et al. (2004) realizaron ensayos con cargas monotónicas crecientes concluyendo con una investigación sobre las deflexiones reales en un diafragma.

Por otro lado, las investigaciones sobre muros de corte aparecieron en los años 90 cuando (Ming He et al., 1999) investigaron la influencia de aberturas (ventanas y puertas) en la resistencia lateral en muros de corte de madera con paneles de tablero estándar y paneles de gran tamaño, bajo condiciones de carga monotónicas y cíclicas. Los resultados demostraron que las aberturas en muros de corte en base a madera causaron una disminución significativa en la resistencia y rigidez en los muros de corte, debido a la reducción en el área efectiva de revestimiento. También se demostró el impacto en los muros de los paneles de gran tamaño versus los paneles convencionales.

Ellingwood et al. (2008), examinaron el comportamiento de sistemas de estructuras livianas de madera en el Centro Este de Estados Unidos bajo el peligro de terremotos. La pared se modeló utilizando el Programa CASHEW desarrollado como parte del proyecto de elementos de madera CUREE-Caltech (Consortio de Universidades para la Investigación de Ingeniería de Terremotos - Instituto de Tecnología de California). Los resultados de estos análisis concluyen con que la típica construcción de madera en el centro este de Estados Unidos es bastante robusta en virtud a importantes movimientos sísmicos, y que las pérdidas económicas son propensas a ser de mayor preocupación que la amenaza a la seguridad de la vida. Mediante el mismo proyecto CUREE-Caltech, Filiatrault et al. (2000) tuvieron como objetivos en sus investigaciones tratar la necesidad de encontrar datos de prueba en el comportamiento sísmico de estructuras de madera de marcos a escala real, logrando así mejorar el estado del arte, el estado de la práctica del diseño y análisis de este tipo de estructuras, mejorar la tecnología de la construcción y la educación de la madera.

Folz y Filiatrult (2004) desarrollaron un modelo numérico que predice las características dinámicas, momentos y respuestas sísmicas de edificios de entramado de madera.

Van de Lindt et al. (2010) ejecutaron pruebas en mesa vibratoria de un edificio de seis niveles de madera a gran escala, con el objetivo de examinar una filosofía de diseño basada en el desempeño propuesto, mejorar la respuesta sísmica de estructuras de marcos de madera y proporcionar datos de prueba de referencia para la comunidad de investigación de ingeniería sísmica. Por otro lado, y a pesar de ser una estructura simétrica, esta presenta demanda por torsión y distribución uniforme de la masa sísmica. Es por esto que los investigadores recomendaron la necesidad de incluir en el diseño la torsión en las disposiciones de diseño sísmico basado en el desempeño de las estructuras de madera de marcos.

La modelación numérica de estructuras a través de software basados en elementos finitos es bastante frecuente y ventajosa en la actualidad para estudiar el comportamiento de estructuras de distintos materiales. Dolan (1989) realizó tres modelos numéricos que predicen el comportamiento de muros de corte de madera, en donde dos de estos modelos fueron implementados en programas de elementos finitos logrando obtener un modelo que predice el comportamiento estático de los muros de corte de madera y otro la respuesta dinámica ante terremotos a través de la capacidad de carga final y los efectos de las placas de revestimiento. Judd (2005) desarrolló un modelo analítico para obtener el comportamiento de muros de corte y diafragmas bajo cargas monotónicas, cuasi-estáticas (cíclicas) y dinámicas obteniendo como resultado un modelo que representa con precisión las conexiones existentes. Loo et al. (2012) también proponen un enfoque numérico para simular el comportamiento de las paredes cortantes de madera bajo cargas estáticas y dinámicas, en donde primero se determina el comportamiento fuerza-desplazamiento de las conexiones del clavado entre la madera con la placa arriostrante y luego se usan para definir las propiedades histéricas de elementos finitos que representan estas conexiones. Gattesco y Boem (2016), se centran en el comportamiento diferente que el diafragma vertical puede realizar si los dispositivos de acero del muro base están conectados al bastidor de madera con o sin la interposición de la placa de revestimiento, deduciendo que las diferentes disposiciones de las conexiones influyen significativamente en la distribución del cizallamiento entre los clavos de revestimiento y cuando los dispositivos de acero de base se aplican con el revestimiento interpuesto y / o los paneles se clavan a una placa de madera de base. Vogrinec et al. (2016), proponen un modelo matemático con una diagonal ficticia para una determinación rápida y precisa de la rigidez de estratificación de los elementos de pared con estructura de madera compuesta.

### 1.3.1 Método constructivo: Sistema Plataforma

Actualmente en Chile, alrededor del 30% de las viviendas que son edificadas en el año son construidas en base a madera, siendo el sistema habitual el americano o de plataforma. Los edificios de madera tipo plataforma han sido ampliamente utilizados en Norteamérica y Japón como una solución económica y segura para construcciones residenciales de mediana altura.

El diseño sismorresistente del sistema plataforma está conformado por muros de corte y diafragmas horizontales hechos de tableros estructurales de contrachapado u OSB, siendo vital el afianzamiento de los contrachapados arriostrantes a la estructura liviana y la constitución de entrepisos rígidos que distribuyan los esfuerzos horizontales.

En el sistema de plataforma la estructura es levantada planta por planta, tal como se muestra en la figura 1, de manera que los niveles horizontales de los diferentes pisos actúan como plataformas (de ahí su nombre) para montar los muros del piso siguiente.



**Figura 1. Edificio en construcción según sistema plataforma.**

**Fuente: Vcaengineers.com, 2017.**

La continuidad estructural entre elementos verticales debe realizarse por medio de conectores capaces de transmitir fuerzas verticales y horizontales. En particular, es posible distinguir tres tipos diferentes de conexiones de acuerdo con la fuerza transmitida al suelo: el conector hold-down tiene que resistir

la fuerza de tracción debido al momento de vuelco; Los angle brackets (soportes angulares) transfieren el cizallamiento horizontal al suelo; y todas las uniones madera- madera y madera-OSB que son a través de clavos. El esquema de transmisión de la fuerza se representa en la figura 2.

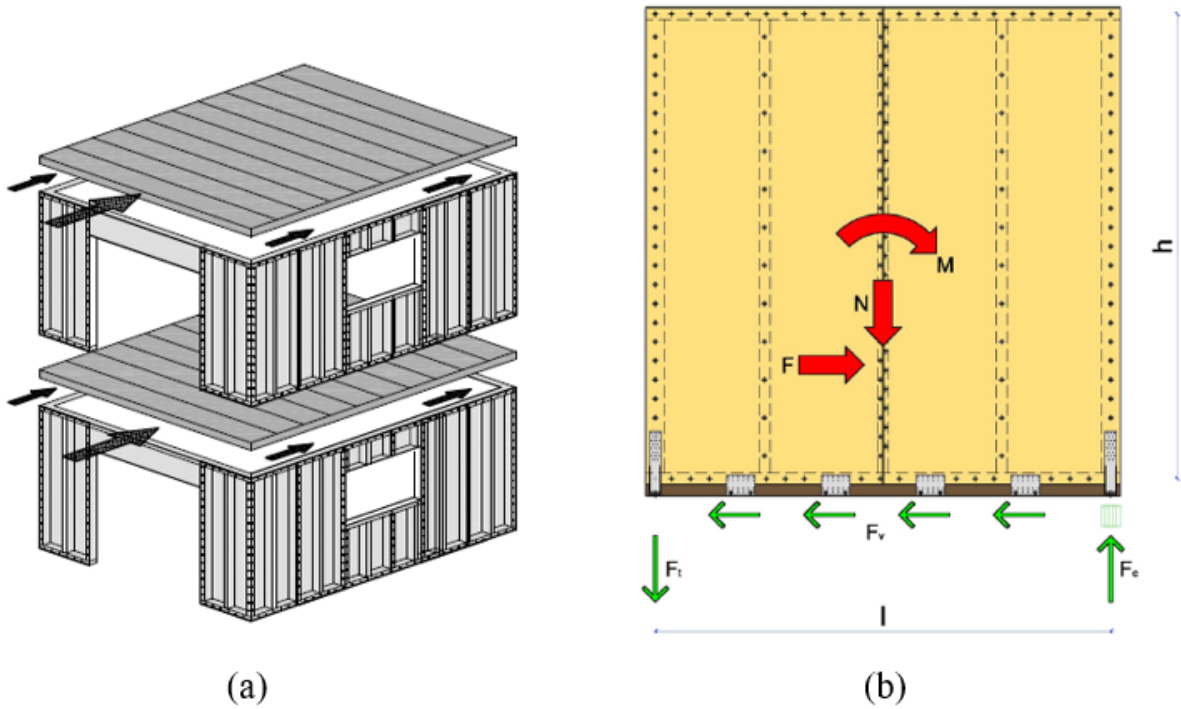
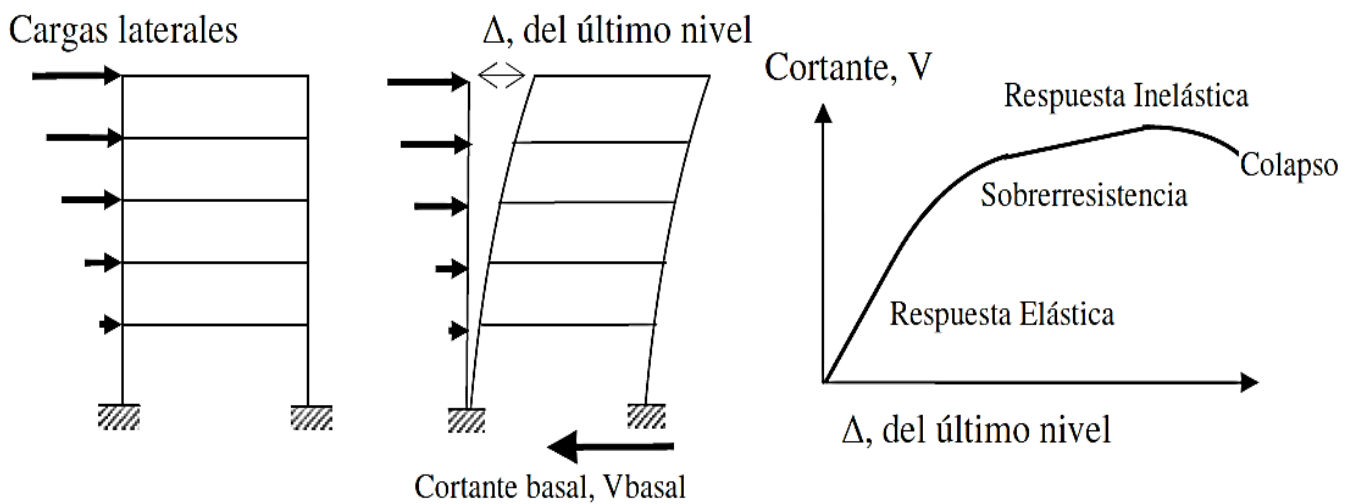


Figura 2. a) Esquema de aplicación de cargas horizontales en un sistema plataforma. (b) Fuerzas y momentos generados en un muro de corte de madera.

Fuente: Tomasi y Sartori (2013).

### 1.3.2 Análisis estático no-lineal: Carga lateral

El análisis de carga lateral consiste en la aplicación de una fuerza (en la dirección de análisis correspondiente) en el en el centro de masa de cada diafragma, la cual a medida va aumentando el edificio se va deformando hasta llegar a su rotura o colapso. Mediante esto se obtiene una curva característica del edificio en cuanto a la no linealidad, es decir, se consiguen desplazamiento más allá de su rango elástico generando la incursión en el rango plástico, conociendo así la deformación que puede llegar a presentar versus el porcentaje de su peso que lo genera. En la figura 3 se puede ver un esquema representativo del análisis estático de la estructura.



**Figura 3. Secuencia del proceso de análisis carga lateral.**

**Fuente: Arango, Paz & Duque (2009).**

Esta curva mide la capacidad que es capaz de alcanzar la estructura para un cierto nivel de desplazamiento, la cual está en función de la carga sísmica y el drift.

Esta curva de capacidad es fundamental para entender la respuesta de la estructura, ya que nos va a permitir caracterizar el estado de daño de la estructura, los cuales se van a caracterizar en función de la degradación de rigidez de la estructura producto del daño, viéndose reflejado en una recta (en función de la rigidez) que corta la curva de capacidad de la estructura, la cual está asociada a cierto nivel de drift del edificio.

## 2. METODOLOGÍA

El trabajo se realizará bajo cuatro pilares fundamentales, estos son: la investigación sobre materia existente en cuanto a información general y análisis de estructuras de madera, la caracterización y profundización de los detalles para definir los casos de estudio, la generación del modelo geométrico y numérico a través de herramientas computacionales y finalmente realizar un análisis de los resultados obtenidos a partir de la entrega de datos generados por el programa creado.

Profundizando con lo anterior, en primera instancia se procederá a recaudar el material existente sobre distintos temas que conlleven al desarrollo del trabajo. Una vez concluido lo anterior, el siguiente paso será la clasificación y lectura de la información, logrando sintetizar el estado del arte del tema en estudio.

Luego, se procederá a caracterizar los escenarios de análisis, es decir, se definirá la arquitectura a seguir, sistemas constructivos, elementos de unión, tipo de madera y las variables a incluir en la investigación como las variaciones en las conexiones a las que será sometida la estructura. De esta manera se concluirá la etapa en la cual se espera tener definido todos los detalles para comenzar a realizar los diseños en los softwares.

Una vez definidos los casos de estudio, se comenzará a realizar el diseño geométrico a través del software SAP 2000, programa en el cual se dibujará la estructura en estudio indicando detalladamente las geometrías de los elementos, las uniones y la orientación de tal manera de poder exportar toda la geometría a una planilla Excel, donde posteriormente los datos serán ordenados acorde la disposición de escritura de código del software de análisis OpenSees. Habiendo ordenado los datos, se procederá a la escritura del código TCL mediante algún software que nos permita hacer modificaciones en cualquier línea de código.

Se escribirá el código según lo indica el orden del manual de OpenSees, indicando los números de dimensiones y los grados de libertad, nodos, masas, características de los materiales, elementos tipo Frame y Placa, elementos de uniones, archivos de datos de salida y finalmente los análisis gravitacionales, push-over y tiempo-historia.

Una vez finalizada la ejecución se recopilará la información contenida en los archivos de salida y se procederá al orden de los resultados a través de una herramienta para filtrado y procesamiento mediante el software MATLAB.



Terminado los anterior se estará en condiciones de estimar parámetros de desempeño sísmico y estableciendo estados límites de la edificación, dando por concluido el análisis del comportamiento dinámico de la estructura de madera.

En la figura 4 se puede observar la secuencia correspondiente a la metodología de la tesis.

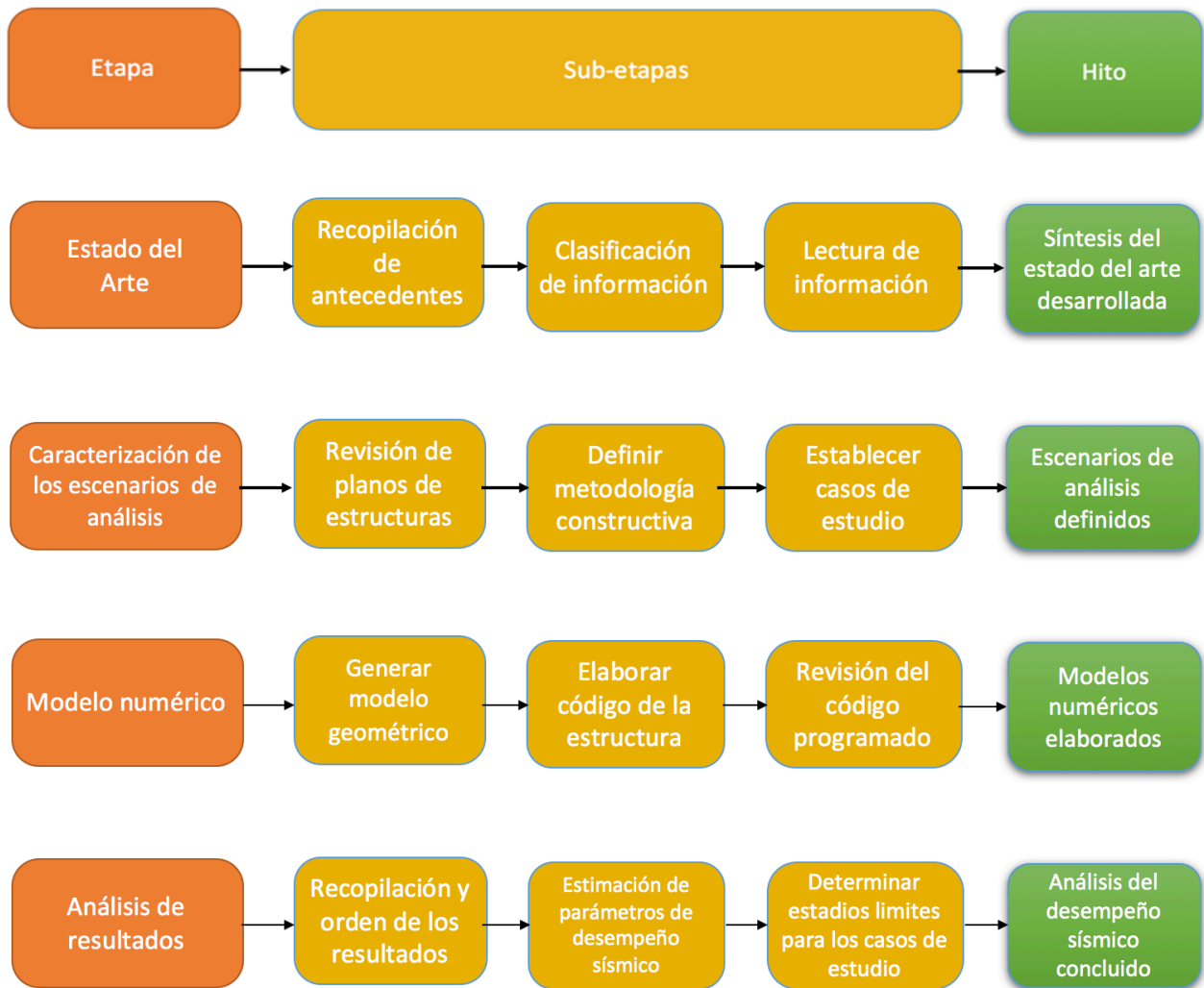


Figura 4. Metodología de trabajo.

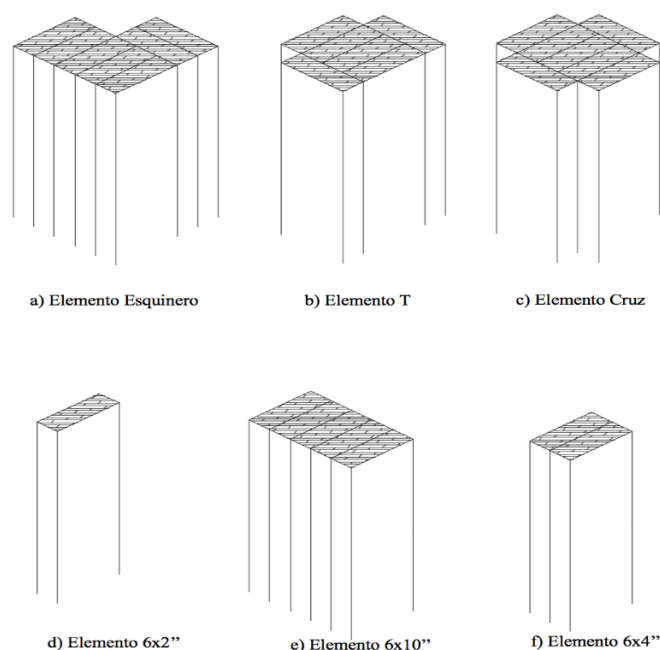
## 2.1 Materiales

La madera es el principal material constituyente de este edificio junto a las placas de OSB. Con el propósito de generar mayor confiabilidad al comportamiento del modelo se adoptaron las características propuestas por la NCh1198 para la madera de pino radiata, y para las placas de fibras orientadas las propuestas por el fabricante chileno Lousiana Pacific, las cuales están referenciadas al final del informe.

### 2.1.1 Pino radiata

La madera de pino radiata posee alta densidad en comparación con otros tipos de pinos, es un material resiliente, elástico, flexible y adherente (Rutte, 2008). Es por lo anterior que su uso en construcción sismorresistente es ventajosa frente a otros materiales convencionales.

Para el diseño del edificio, se utilizaron piezas de maderas dimensionadas 2x6 pulgadas (45 x 142 mm.) los cuales representan a los pies derechos y soleras, además de elementos compuestos que se consideraron para la estructuración como esquineros, elementos de sección T, etc. tal como se muestran en la figura 5.



**Figura 5. Elementos compuestos de madera 2x6'' (45x142 mm) usados en el modelo.**

Para efectos de esta investigación se considerará la madera de grado estructural C24, en donde se obtienen todos sus parámetros según la NCh 1198 para una humedad de 12%.

### 2.1.2 OSB (Oriented Strand Board)

Este material dependiendo de sus características como espesor, densidad, proporción de madera y adhesivos puede ser empleado en techos, pisos, muros, revestimientos y vigas.

Para uso estructural, es un elemento de construcción confiable debido a los distintos tipos de ensayos a los que se ha sometido por investigación.

Las propiedades físicas y mecánicas de las placas de OSB utilizadas en el diseño del edificio fueron obtenidas directamente de las tablas de OSB de la empresa LP Building Products. Se trabajará con las propiedades de las placas de OSB de 11,1 mm.

## 2.2 Arquitectura

El edificio que se usó para el análisis fue un edificio de tipo habitacional de cinco pisos, en donde la planta está compuesta por cuatro departamentos de uso habitacional, tal como se muestra a continuación (figura 6 y 7). El edificio tiene un total de 270 m<sup>2</sup> en planta, con un ancho de 11,9 m, y un largo de 24 m. La altura de entre pisos es de 2.44 m.

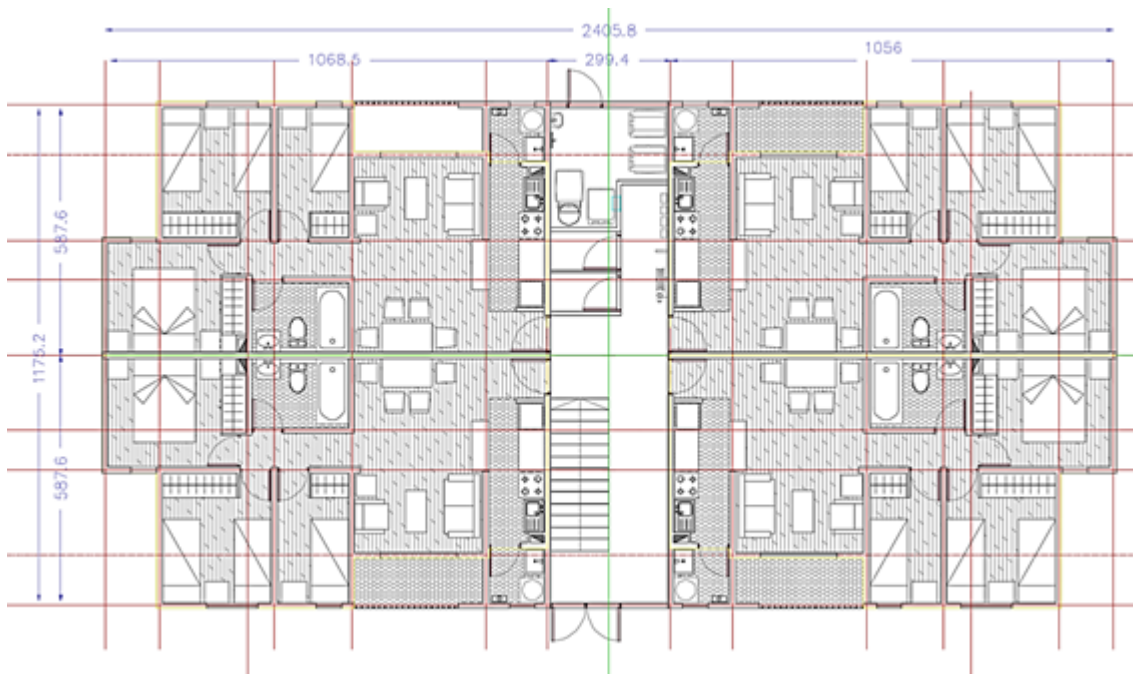
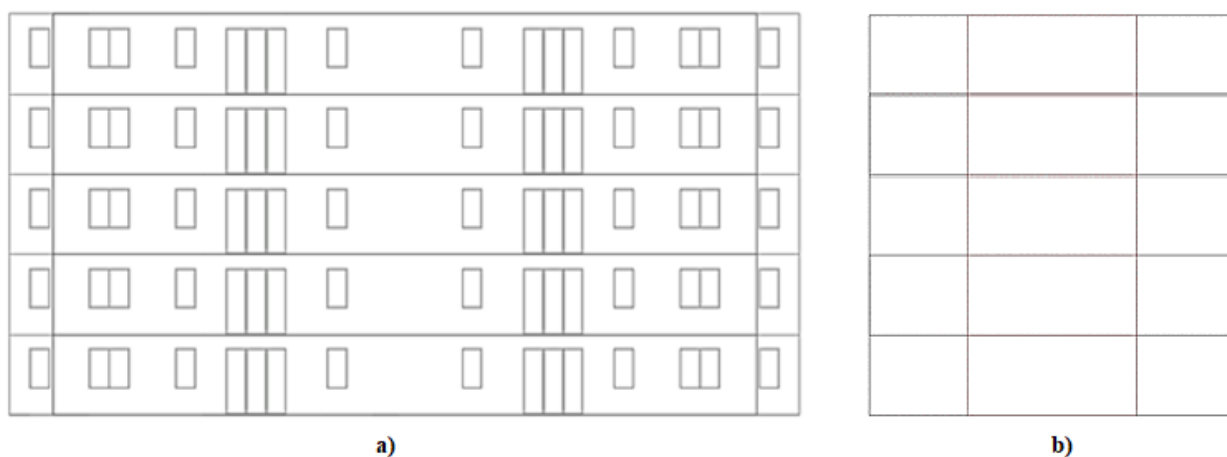


Figura 6. Planta de arquitectura del edificio de uso habitacional en estudio.



**Figura 7. a) Elevación frontal y b) elevación lateral.**

Para la creación de los muros de corte (debido a que los planos de arquitectura no mostraban mayor detalle de los muros), se diseñaron en base a referencias constructivas y recomendaciones de la literatura. Los elementos principales de la estructura se componen por piezas de pino radiata de 2x6 pulgadas (madera aserrada seca 45x142 mm) y de placas de OSB de 11,1 mm de espesor.

## 2.3 Uniones

Uno de los puntos más importantes en el desarrollo de edificaciones de maderas son las uniones, ya que son las encargadas de que haya continuidad estructural entre los elementos. Las uniones deben ser capaces de transmitir todos los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura, y para ello es necesario un correcto diseño de la unión considerando aspectos estructurales (resistencia y transmisión de cargas), arquitectónicos y constructivos (disponibilidad, montaje, etc.).

Para la modelación de la estructura en análisis, se estudiaron las características de 4 uniones en específico, las cuales son las comúnmente utilizadas en el sistema plataforma. Cada unión cumple una función distinta, por ende, fue necesario recopilar información detallada y precisa sobre ensayos de uniones en entramados ligeros de madera.

Las uniones se modelaron en el programa SAP2000 a través del elemento de enlace two-joint link, sin embargo, el uso de esta herramienta computacional fue utilizada sólo para el diseño geométrico de la estructura, ya que posteriormente se programó la estructura con el programa OpenSees.

Para la modelación numérica de las uniones, debemos definir el material de la conexión en el programa de simulación, lo cual fue definido mediante los comandos de material multilineal que permita representar la degradación de rigidez y resistencia.

Estos comandos nos proporcionan la implementación de un modelo histerético unidimensional de la unión correspondiente.

### 2.3.1 Hold-down

Las fuerzas verticales en los muros de corte requieren sujeciones metálicas para conectar la solera de amarre a la cimentación y/o al muro de corte siguiente. Estos elementos evitan el levantamiento y la rotación de la pared. Están diseñados con una geometría particular para resistir fuerzas verticales. Son generalmente placas de metal dotadas de nervios para transferir la fuerza vertical al perno de anclaje colocado centralmente a la brida de la base.

El conector hold-down debe resistir la fuerza de tracción debido al momento de vuelco que se genera en el muro, tal como se ilustra en la figura 8 a).

En la figura 8 b), se muestra la curva esfuerzo-deformación aproximada del Hold-down Rothoblaas modelo RG.

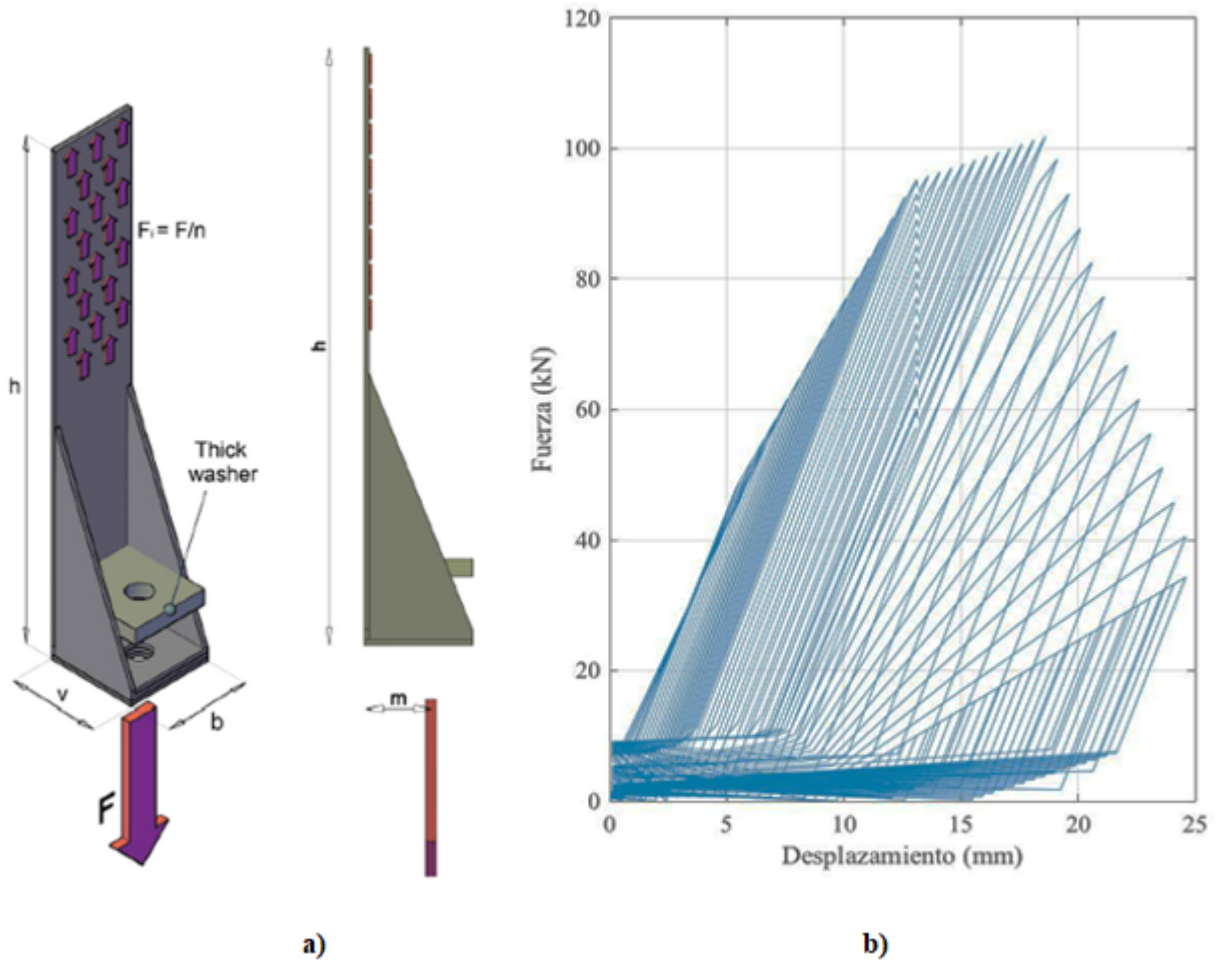


Figura 8. A) Transmisión de fuerzas en Hold-Down y b) gráfico Fuerza-Desplazamiento Hold-Down (Matlab).

Fuente: Tomasi y Sartori (2013)

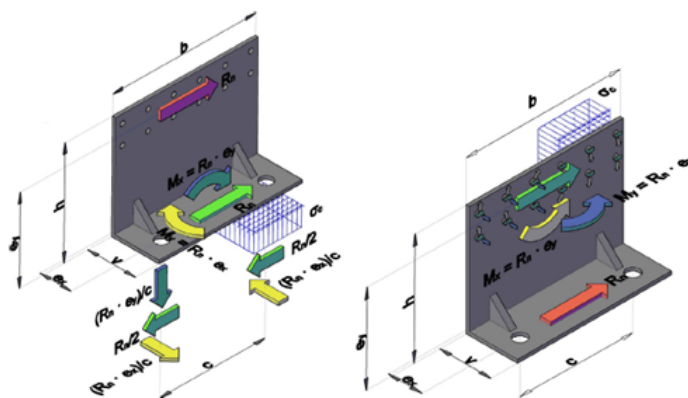
En la tabla 1 se muestran las propiedades del conector Hold-down utilizado para el modelo numérico generado.

**Tabla 1. Propiedades conector Hold.down.**

Hold Down Rothoblaas modelo RG	
Espesor (mm)	3
Largo (mm)	80
Alto (mm)	620
Ancho (mm)	83
Test Data	
F máx. (kN)	100
Desplazamiento F máx. (mm)	18.74
Fuerza ultima (kN)	36
Desplazamiento ultimo (mm)	24
Conector	
N° de conectores	52
Largo conector (mm)	60
Diámetro conector (mm)	4
Fuerza conector (kN)	2.04

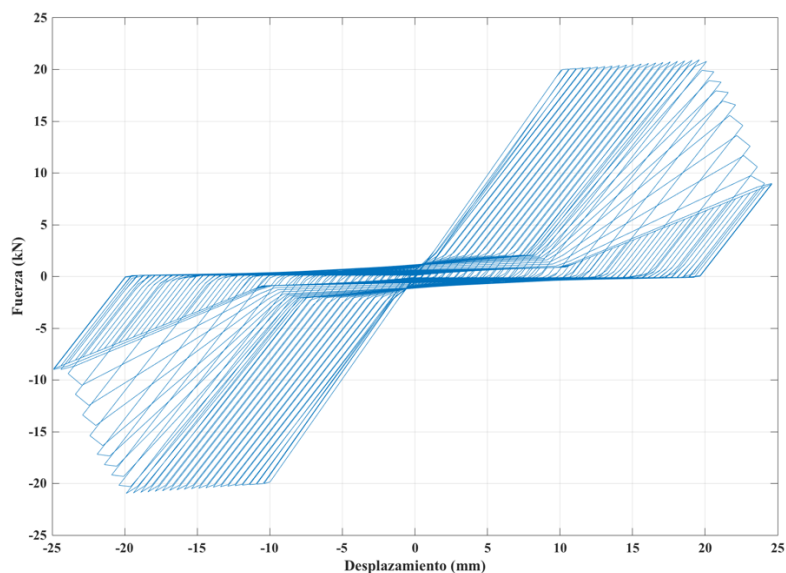
### 2.3.2 Angle Bracket

La función de los Angles brackets (soportes angulares) es transferir el cizallamiento horizontal a la superficie sobre la cual está sobrepuesta. Para la modelación de éste conector, inicialmente se obtuvieron los parámetros de la curva esfuerzo-deformación aproximados del Angle Bracket Rothoblaas, modelo NEW 150 utilizada en la investigación de Tomasi y Sartori (2013). El esquema de transmisión de la fuerza se representa en la figura 12, y la curva Fuerza-Deformación generada por el modelo mediante el comando “Pinching4 material” se muestra en la figura 13.



**Figura 9. Influencia de la geometría del angle bracket en los patrones de fuerza de los pernos de anclaje (izquierda) y en el grupo de fijación de clavos (derecha).**

**Fuente: Tomasi y Sartori (2013)**



**Figura 10. Gráfico Fuerza-Desplazamiento Angle Bracket.**



En la tabla 2 se muestran las propiedades del conector Angle Bracket utilizado para el modelo numérico generado.

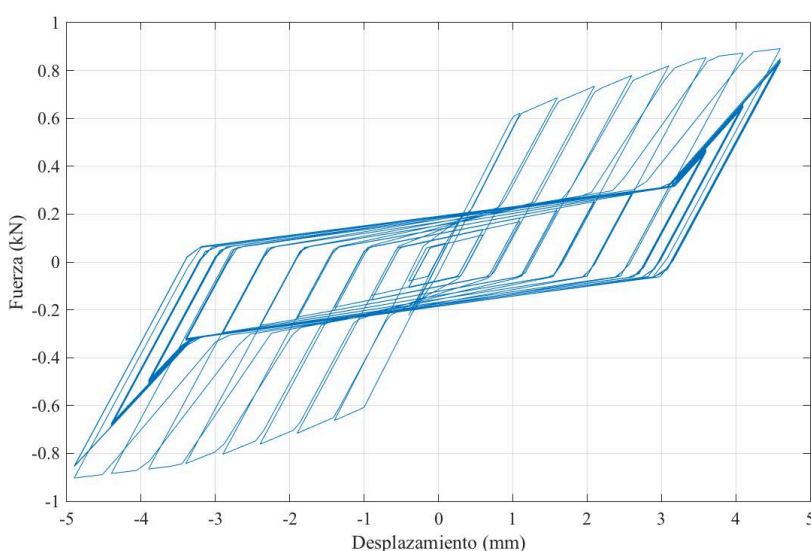
**Tabla 2. Propiedades conector Angle Bracket.**

Angle Bracket New 150	
Espesor (mm)	3
Largo (mm)	150
Ancho (mm)	50
Test Data	
F máx. (kN)	21.6
Desplazamiento F máx. (mm)	19.84
Fuerza ultima (kN)	9
Desplazamiento ultimo (mm)	24.8
Conector	
Nº de conectores	12
Largo conector (mm)	60
Diámetro conector (mm)	4
Fuerza conector (kN)	1.8

### 2.3.3 Conexión revestimiento (OSB)- madera:

La conexión de la placa de OSB a la madera está encargada de fijar la placa arriostrantes de contrachapado o OSB a la estructura del muro (soleras y tabiques). Los parámetros del modelo están generados con un elemento multilíneal que nos permite reproducir la reducción de resistencia y rigidez, los cuales fueron obtenidos de la investigación de Nikola Zisi (2008).

La curva Fuerza-Deformación generada por nuestro modelo mediante el comando “Pinching4” se muestra en la figura 14.



**Figura 11. Gráfico Fuerza-Desplazamiento Madera-OSB.**

En la tabla 3 se muestran las propiedades del conector Madera-OSB utilizado para el modelo numérico generado.

**Tabla 3. Propiedades conector Madera-OSB.**

Unión madera-OSB (clavo liso)	
Espesor (mm)	3.1
Largo (mm)	90
Test Data	
Rigidez (kN/mm)	0.64
F máx. (kN)	1.4
Desplazamiento F máx. (mm)	3.5
Desplazamiento ultimo (mm)	20

### 2.3.4 Conexión madera-madera:

El modelo propuesto para los elementos de fijación madera-madera considera la relación lineal entre la fuerza aplicada lateralmente  $F$  y el deslizamiento  $\Delta$  de los elementos constitutivos de madera.

Estudios experimentales anteriores han demostrado que el comportamiento de los clavos no depende mucho de la orientación de la fibra de madera (por ejemplo, con madera contrachapada) (Sieber et al. 1997), por lo que los efectos de dirección de carga se ignoran en el modelo para conexiones clavadas. Basándose en estos dos supuestos, las pruebas uniaxiales en las conexiones son suficientes para determinar los parámetros del modelo.

Para la conexión madera-madera, se utilizaron los datos de los ensayos realizados por J. Humbert et al. (2014), como se muestra en la figura 15, en donde se trabajó en el rango lineal de los ensayos. Los clavos ensayados tienen una longitud aproximada de 90 mm y un diámetro de 3.1 mm.

Considerando que el diseño la unión madera-madera corresponde teóricamente a una unión de 4 clavos, la rigidez total del grupo será de 1 (kN/mm) considerando una rigidez equivalente por conector de 0,25 (kN/mm) en base a lo mostrado en la figura 15.

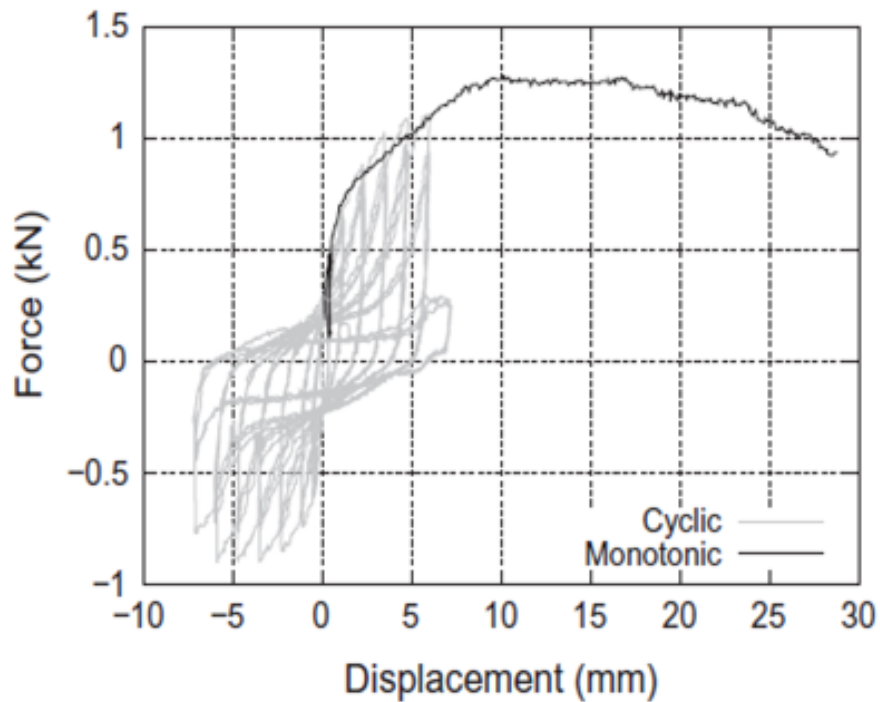


Figura 12. Gráfico Fuerza-Desplazamiento Madera-Madera.

Fuente: J. Humbert et al (2014).

En la tabla 4 se muestran las propiedades del conector madera-madera utilizado para el modelo numérico generado.

**Tabla 4. Propiedades conector madera-madera.**

Unión madera-madera (clavo anillado)	
Espesor (mm)	3.33
Largo (mm)	90
Test Data Unión completa	
Rigidez (kN/mm)	1

## 2.4 Modelación en SAP 2000

La estructura se modeló en el software SAP 2000 para obtener de una manera visual la geometría del edificio y además poder exportar esta última para ser traspasada al software OpenSees y realizar los análisis correspondientes.

Los principales materiales que fueron utilizados para la creación de modelos fueron los elementos de pino radiata (esqueleto de la estructura) y las placas arriostrantes de OSB, las cuales fueron creadas con los elementos Frame y Shell respectivamente.

Los elementos que se simularon como Frame fueron todas las maderas dimensionadas que se utilizaron para diseñar la estructura. Estas son los pies derechos, soleras, dinteles, alfeizar, puntales y muchachos, además de elementos compuestos que se consideraron para la estructuración como esquineros, elementos de sección T, etc.

En la figura 13 se puede visualizar el esqueleto de la estructura, en donde en la parte derecha los muros están con sus placas correspondientes y solo con uniones madera-madera.

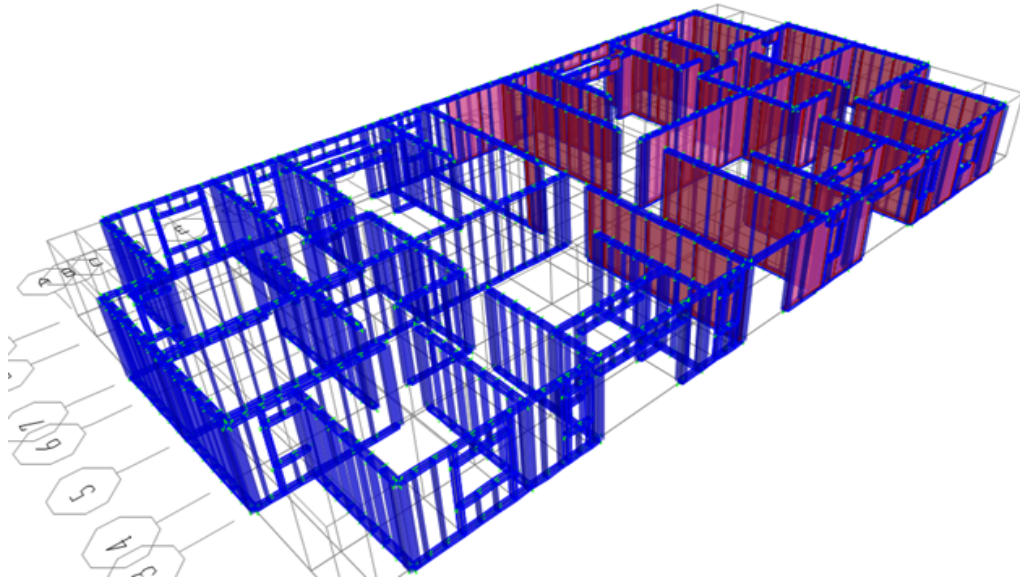


Figura 13. Primer piso de la estructura

2.4.1 Modelo Constructivo

Bajo la filosofía de construcción del sistema marco-plataforma a través de los elementos descritos anteriormente se comenzó a simular la estructura de muros en base a pies derechos, soleras y placas de OSB, en donde para poder simular el comportamiento de cada unión (cada clavo), fue necesario realizar un modelo geométrico detallado de la estructura, con tal de poder representar de mejor forma la realidad del modelo generado. En la figura 17 se puede visualizar un muro de corte de 2,44 metros de altura con 2,44 metros de largo, en donde la placa de OSB está subdividida en pequeñas placas con tal de poder generar una unión nodo-nodo entre la placa y los elementos.

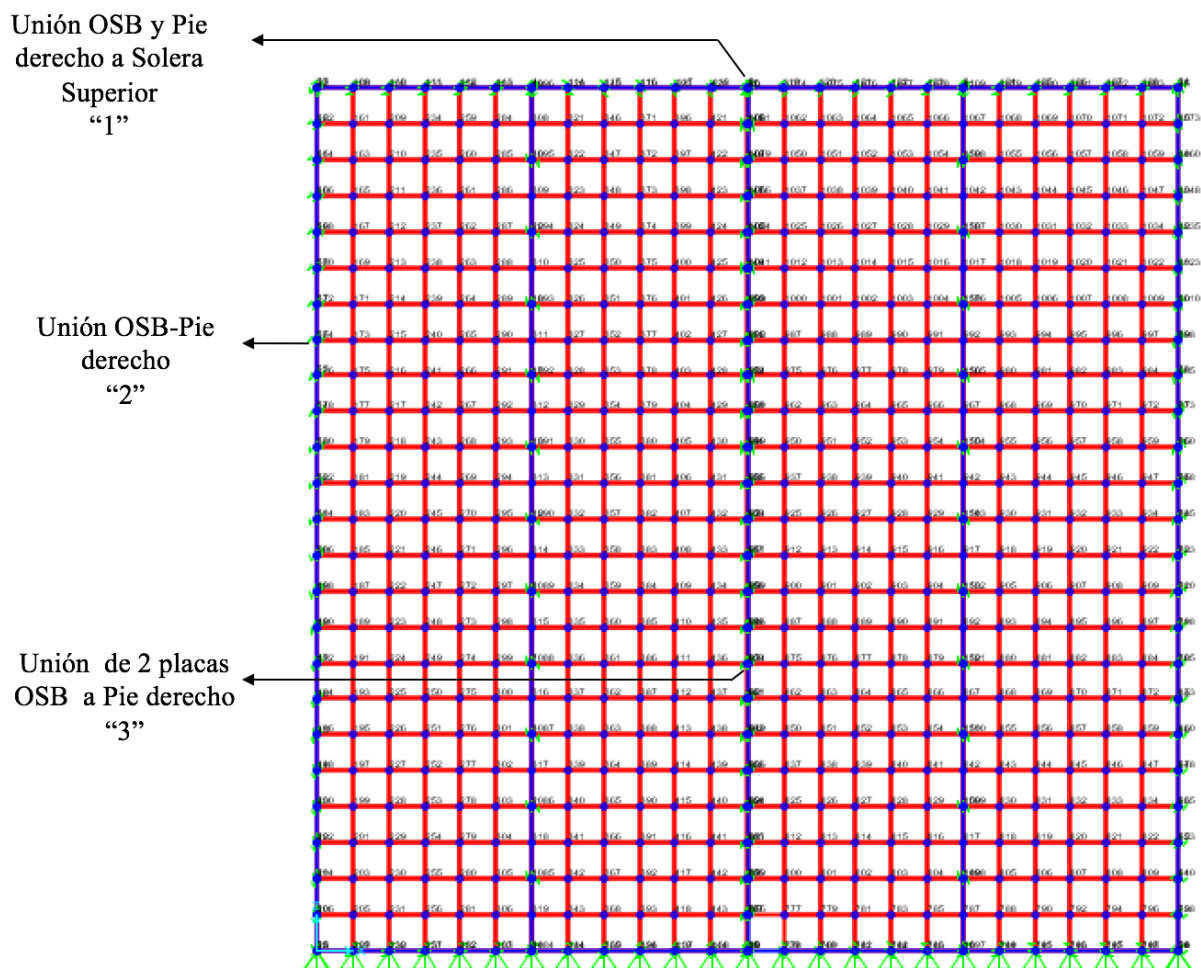
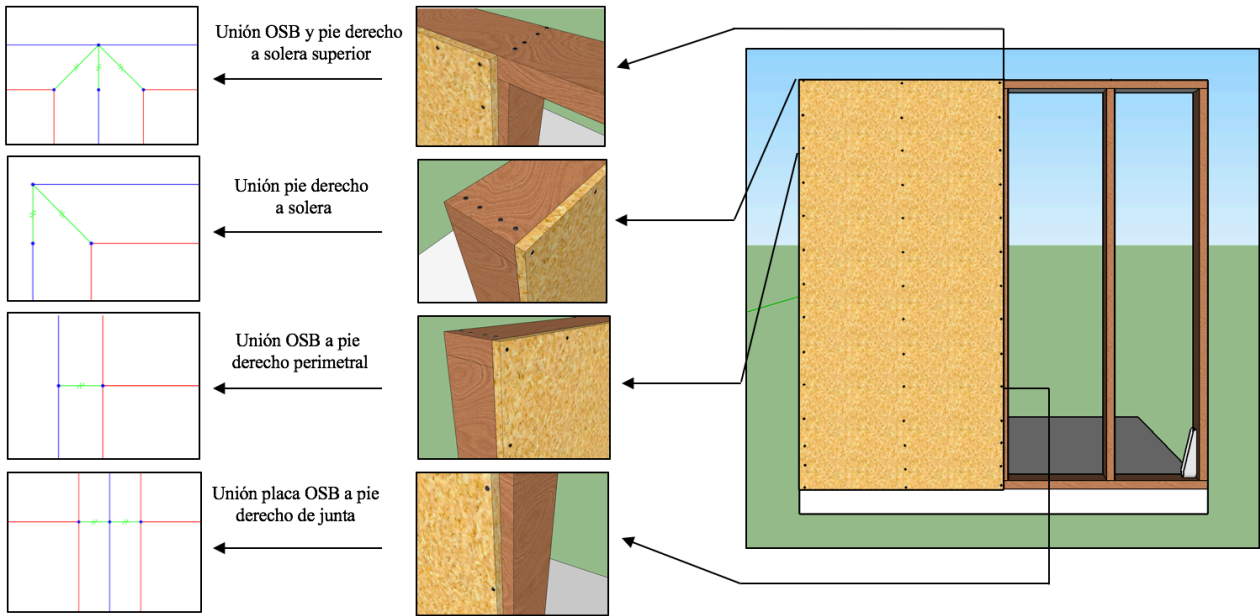


Figura 14. Modelación de muro de corte de madera diseñado en SAP2000.

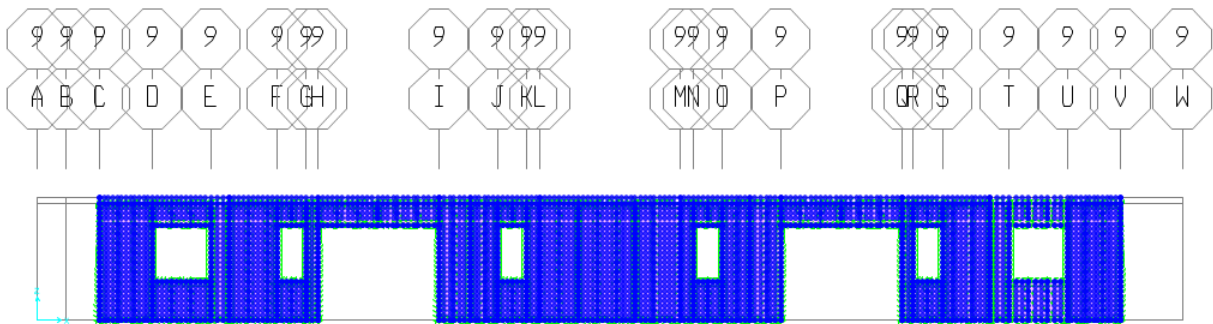
Para poder visualizar con mayor detalle los tipos de uniones que se generaron en los muros, podemos observar la figura 15, la cual muestra los distintos tipos de uniones que se generaron para el muro de la figura 14.



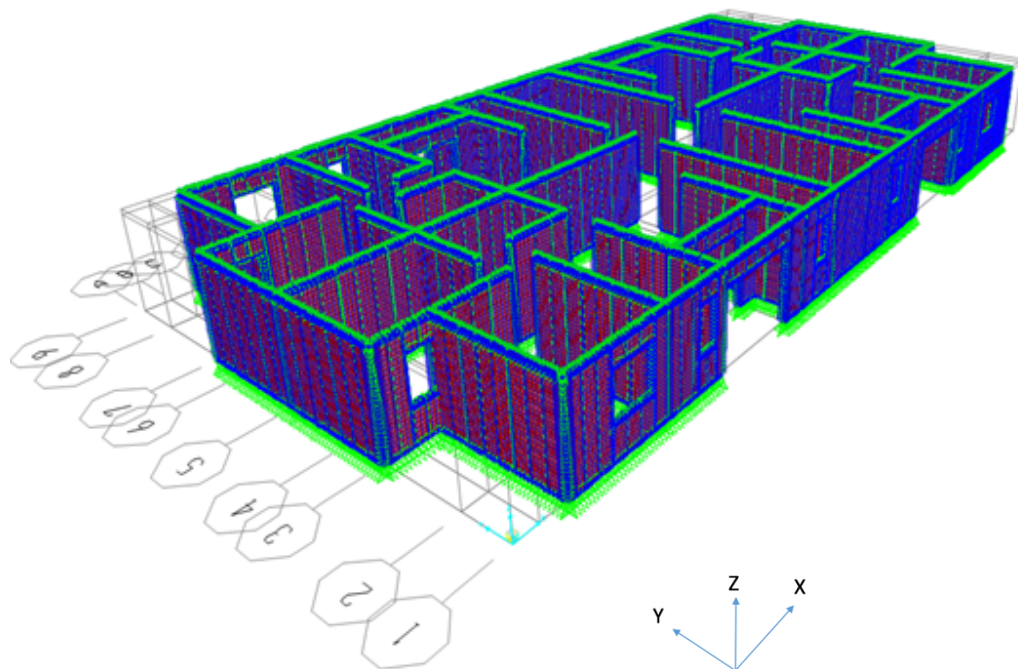
**Figura 15. Detalle de modelación de un muro de corte de madera con sus componentes diseñadas en SAP 2000.**

### 2.4.2 Modelo Geométrico de la Estructura

Una vez definida la arquitectura y el modelo constructivo, se procedió a la creación final del modelo geométrico de la estructura, la cual posteriormente fue refinada y revisada con mayor detalle para evitar errores que pudiesen perjudicar el análisis. En la figura 16 y 17, se puede apreciar la modelación geométrica del primer piso según la arquitectura definida, y posteriormente en la figura 18, se observa el modelo geométrico final de la estructura de cinco pisos.



**Figura 16. Eje 1 (plano XZ) del modelo geométrico en SAP2000.**



**Figura 17. Modelación de primera planta diseñada en SAP 2000.**



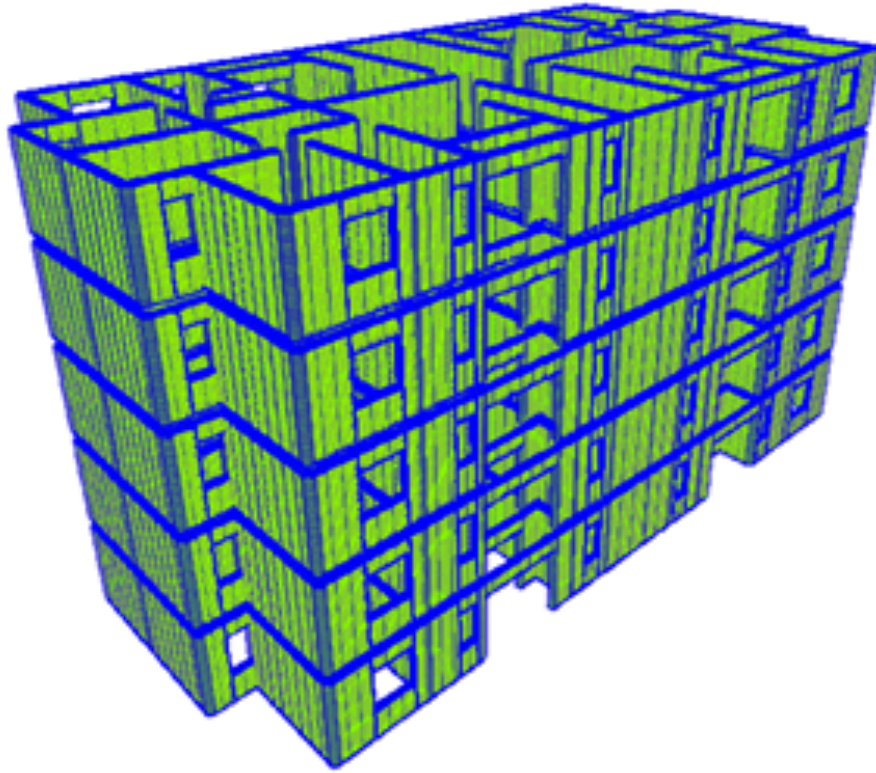


Figura 18. Modelación del edificio en SAP2000.

## 2.5 Código en OpenSees

### 2.5.1 Construcción del Modelo

La forma en la cual se presentan los comandos, corresponde a la misma utilizada por el manual de usuario de OpenSees. Para empezar con el código, es de vital importancia definir las unidades de medidas, definir las dimensiones y los grados de libertad. Se deja constancia y se recalca la importancia de escribir la instrucción tal y como se muestra en el manual, tomando en cuenta los espacios, las mayúsculas, los guiones, etc.

Para la construcción del modelo, una vez definidas las variables y parámetros, se definieron las coordenadas nodales, las masas y las condiciones de apoyo.

Ya definido el modelo geométrico, se definen todos los materiales de cada elemento, en donde se asignaron las propiedades físicas y geométricas de los materiales que se usaron (pino radiata y OSB), o en el caso de las uniones, se define el comportamiento o curva histerética de la unión.

En cuanto a los elementos, OpenSees dispone de una amplia gama de materiales que pueden ser usados para el análisis, en donde destacamos el uso de elementos de longitud cero para las uniones. Las secciones de pino radiata fueron definidas con el material “elasticBeamColumn” con su determinada orientación, y las placas de OSB se definieron con el comando “element ShellMITC4”.

En la Tabla 5 se muestran todos los comandos utilizados para materiales y elementos en el modelo numérico.

**Tabla 5. Materiales y Elementos utilizados en el modelo numérico.**

	<i>Comando</i>
<i>Materiales</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elastic material</li> <li>• Pinching4 Material</li> </ul>
<i>Elementos</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• elasticBeamColumn</li> <li>• ZeroLength</li> <li>• ZeroLengthContact</li> <li>• ShellMITC4</li> <li>• Two Node Link</li> </ul>

## Modelación de los apoyos

Para definir los apoyos de la estructura fue necesario la creación de elementos de contacto entre el elemento de apoyo (fix) y el nodo de la cota cero sobre la cual está apoyada la estructura.

Para el elemento de contacto (zeroLengthContact3D), los nodos esclavos y los nodos maestros deben ser de 3 grados de libertad, por ende fue necesario la creación de nodos ficticios, los cuales son réplicas de los nodos de la base. Posteriormente igualamos los grados de libertad de los nodos ficticios con los nodos reales mediante el comando “equalDOF” en las direcciones traslacionales.

El modelo numérico de la fundación se ve representado en la figura 19.



**Figura 19. Representación de la modelación de la Fundación.**

### 2.5.2 Definición del Análisis

En la parte correspondiente al análisis, OpenSees permite hacer uso de diferentes herramientas disponibles para análisis lineal y no lineal.

Para cada análisis se deben definir los siguientes ítems, y de acuerdo a la recomendación del manual de usuario, preferentemente deberán ser definidos en el orden mostrado:

- constraints Command
- numberer Command
- system Command
- test Command
- algorithm Command
- integrator Command
- analysis Command
- analyze Command

Para el análisis gravitacional lo primero que se realizó fue aplicar las cargas de gravedad de la estructura. Al igual que todas las cargas en OpenSees, las cargas por gravedad requieren dos pasos. El primer paso define un patrón de carga, el segundo aplica el patrón de carga y la carga de gravedad asociada.

La realización del análisis push-over se basó en la aplicación de la carga sísmica calculada según NCh 433, propia de cada piso en la dirección x e y, obteniendo de esta manera un factor correspondiente al porcentaje del peso de la estructura versus el drift.

Para cada análisis es necesario definir los componentes anteriormente mencionados. En la tabla 6 se muestran los componentes que usamos para definir nuestros análisis (gravitacional, push-over y sísmico) en nuestro modelo. En el proceso de investigación, se fueron probando distintos componentes con tal de generar un modelo numérico correcto.

**Tabla 6. Componentes de los análisis generados.**

<b>Comando</b>	<b>Análisis Gravitacional</b>	<b>Análisis Pushover</b>	<b>Análisis Sísmico</b>
<b>constraints</b>	Transformation	Transformation	Transformation
<b>numberer</b>	Plain	Plain	RCM
<b>system</b>	Mumps	Mumps	Mumps
<b>test</b>	NormDispIncr	NormDispIncr	EnergyIncr
<b>algorithm</b>	NewtonLineSearch	NewtonLineSearch	NewtonLineSearch KrylovNewton
<b>integrator</b>	LoadControl	DisplacementControl	Newmark
<b>analysis</b>	Static	Static	Transient

## 2.6 Estados límites

Una forma de describir el estado de daño de una estructura fue propuesta por DiPasquale et al. (1990), en donde proponen los siguientes estados de daños: completamente operacional, operacional, seguridad de la vida y colapso inminente. Para poder determinar el estado de daño de la estructura, midieron el estado de daño mediante un índice de ablandamiento final “Df”, en donde el valor se determina en base al periodo fundamental de la estructura antes y después de ser dañado, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$D_f = 1 - T_{und}^2 / T_{dam}^2$$

Donde  $T_{und}$  y  $T_{dam}$  son los periodos fundamentales de la estructura antes y después de ser dañada respectivamente. La tabla 7 muestra el rango de Df para distintos estados de carga.

**Tabla 7. Índice de ablandamiento final (Df) en cada estado de daño.**

<b>Estados de daño</b>	<b>Completamente operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad de la vida</b>	<b>Cerca del colapso</b>
<b>Df</b>	≤0.1	0.10~0.20	0.20~0.50	0.50~0.75

Fuente: Lu et al (2011).

Otra forma de medir los estados de daño de una estructura son los que desarrolló la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), en donde desarrollaron un plan integral para la ingeniería basada en el desempeño llamada “VISION 2000”. Los niveles de desempeño se definieron como lo muestra se muestra en la figura 20. Entre otros productos de VISION 2000 figura una tabla de objetivos de rendimiento recomendados para edificios.

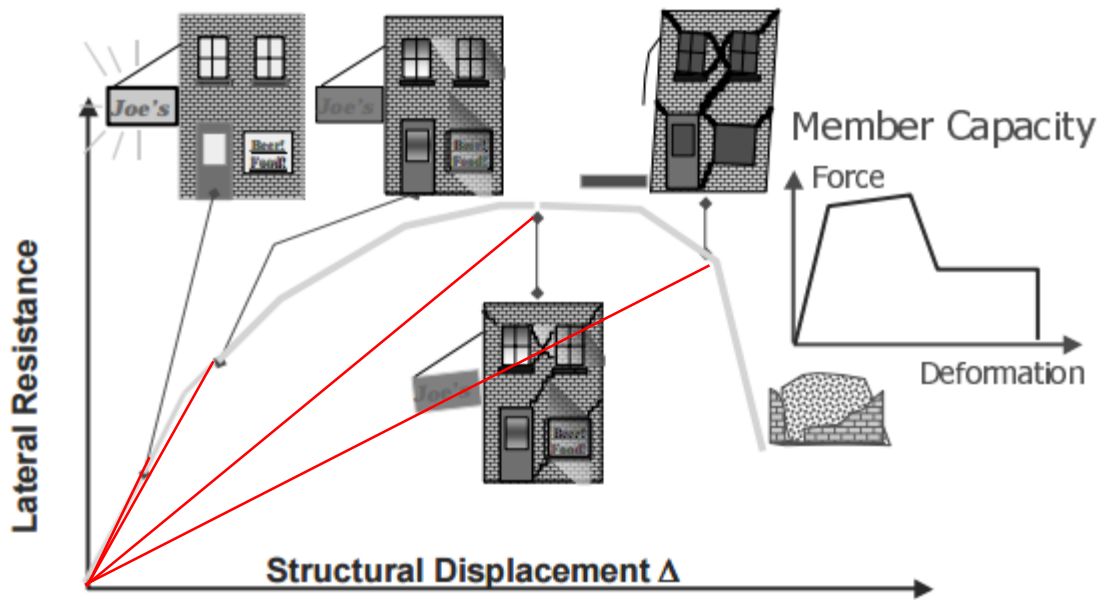


Figura 20. Daños relacionados con los parámetros de demanda.

Fuente: SEAOC.

Una forma para poder determinar los estados de daño de la estructura según VISION 2000, es mediante el drift, los cuales se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Estados límites según nivel de drift.

	Máximo drift permisible (%)
<b>Completamente operacional</b>	0.2
<b>Operacional</b>	0.5
<b>Seguridad de la vida</b>	1.5
<b>Cerca del colapso</b>	2.5

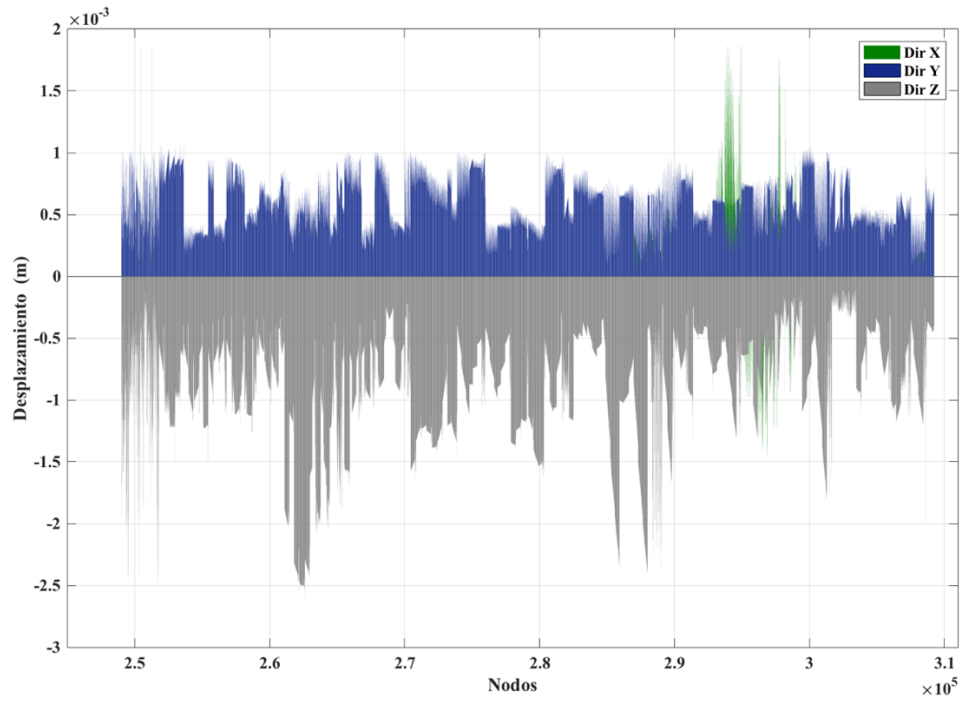
Fuente: SEAOC.

### **3. ANÁLISIS Y RESULTADOS**

Los análisis a los que fue sometida la estructura fueron estáticos y dinámicos. En primera instancia análisis gravitacional se realiza con la finalidad de validar geoméricamente el modelo, luego se realizan los análisis pushover para obtener la curva de capacidad para nuestros casos de estudio y finalmente se concreta un análisis tiempo-historia con la demanda del terremoto de Northridge.

#### **3.1 Validación del modelo**

Con el análisis gravitacional se logró determinar los desplazamientos de los nodos asociados a cargas gravitatorias de peso propio, estableciendo de esta manera un control respecto a la confiabilidad del modelo, es decir, se verificó que no existan desplazamientos excesivos, tal y como muestra la figura 21, en donde se grafica el desplazamiento de todos los nodos de la estructura del quinto piso. Además, se obtuvieron las cargas asociadas a cada elemento, con las cuales se verificaron los elementos estructurales usados en el modelo. Este análisis también entregó reacciones de apoyo en los nodos de la fundación, las cuales fueron comparadas con el peso total del edificio, en donde las reacciones de los apoyos verticales fueron equivalentes al peso de la estructura, siendo esto un factor de validación para nuestro modelo. Finalmente, una vez obtenido el periodo de la estructura, se concluye que éste periodo está dentro de un rango razonable para este tipo de estructuras, logrando un modelo numérico correctamente diseñado, con el cual se procede a la realización del análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico (tiempo-historia).



**Figura 21. Desplazamiento de nodos de la estructura en el quinto nivel.**



### 3.2 Análisis Push-over

Para llevar a cabo los análisis push-over se calcularon las fuerzas sísmicas actuantes en cada piso según la norma chilena NCh 433 ubicadas en los nodos de centro de masa. Cabe mencionar que el control de desplazamientos se consideró en el diafragma del quinto nivel.

Los siguientes gráficos muestran las curvas push-over obtenidas en el caso base y para distintos niveles de capacidades de conexiones. Los resultados se expresan en factor de carga lateral, equivalente al porcentaje del peso del edificio versus el drift obtenido en el quinto piso.

#### 3.2.1 Condición base

La figura 22 muestra las curvas en condiciones base en ambas direcciones, es decir, el análisis para la obtención de esta se llevó a cabo bajo condiciones normales de conectores, sin mayorar ninguna conexión.

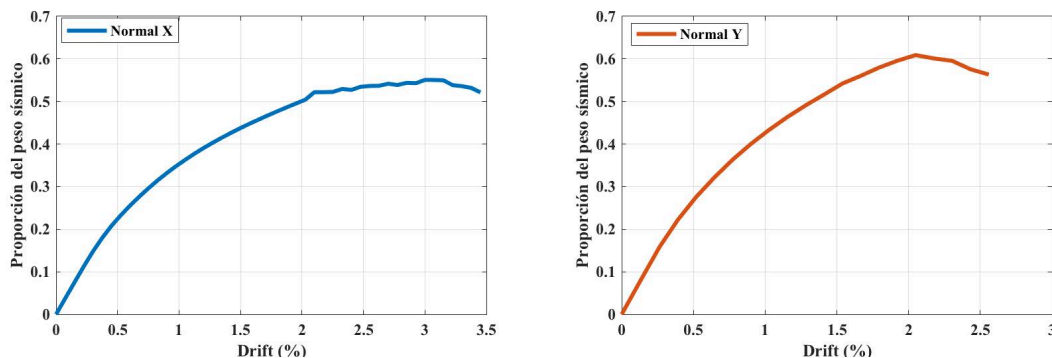


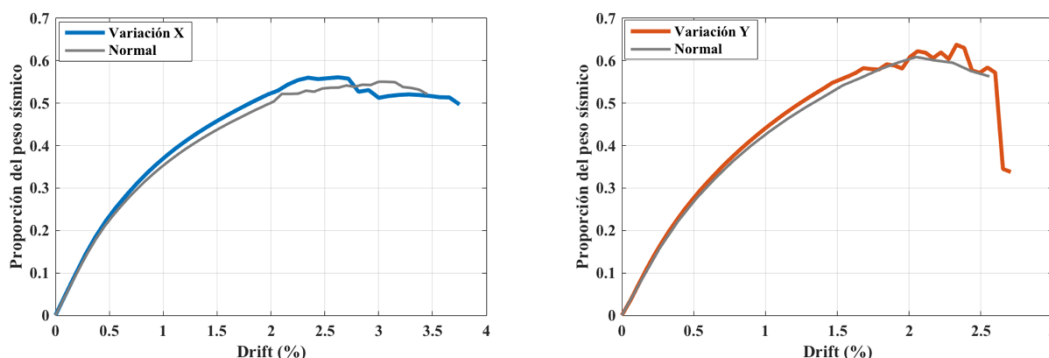
Figura 22. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura en condiciones base.

Las curvas de la gráfica dejan de manifiesto un tema importante de la estructuración, en el eje débil del edificio se encuentra una mayor cantidad de muros de corte perfectamente representado por la curva en la dirección Y, es decir, que ese eje el edificio tendrá una mayor capacidad dada la mayor cantidad de conectores actuando en esa dirección. En la dirección X, el tema es distinto ya que existe un menor número de muros de corte, limitándose solo al muro central y los perimetrales. La estructura en el eje X posee una rigidez de 8970 (kN/m) mientras que en el eje Y la rigidez aumenta a 10690 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 0,87 (s) y 0,8 (s) respectivamente. Por otro lado, en el eje Y también logra obtener la mayor capacidad llegando a un 61%, mientras que para la otra

dirección se logra obtener un 55% del peso sísmico. Debido al mayor drift final en el eje X, este consigue una ductilidad de 3,52, mientras que para el eje Y el drift final es bastante menor logrando una ductilidad de 2,2.

### 3.2.2 Condición doble capacidad en conexión madera-madera

La primera variación en el análisis fue aplicar el doble de capacidad en la conexión madera-madera, estas uniones son las únicas en el modelo que se presentan de manera lineal. En la figura 23 se muestra las curvas push-over en ambas direcciones bajo este primer cambio.

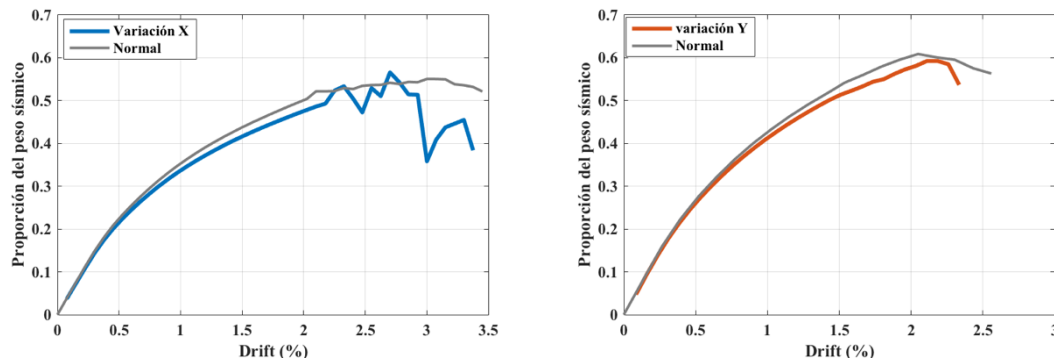


**Figura 23. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión madera-madera.**

Al igual que en el gráfico del caso base, se aprecia el mismo efecto explicado anteriormente relacionado con los muros de corte. Ambas curvas dejan de manifiesto que la estructura aumenta su capacidad en ambos ejes. En dirección X la estructura alcanza una capacidad del 56%, mientras que en la otra dirección alcanza el 64% del peso sísmico. Las rigideces también crecen en comparación al caso base, la estructura en el eje X obtuvo una rigidez de 9280 (kN/m) mientras que en el eje Y la rigidez aumenta a 11990 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 0,85 (s) y 0,75 (s) respectivamente. La variación de las ductilidades fue menor que en el caso base llegando a 3,32 en el eje X, mientras que para el eje Y se alcanza una ductilidad de 3,1.

### 3.2.3 Condición con la mitad de la capacidad de la conexión madera-madera

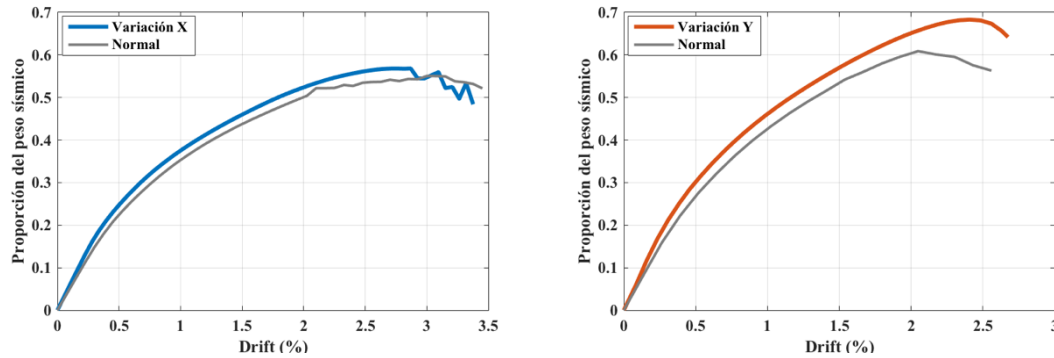
La segunda variación fue quitarle la mitad de capacidad a la conexión madera-madera, obteniendo como resultado una disminución leve de la capacidad general de la estructura, tal como se muestra en las curvas de capacidad de la figura 24. En dirección X la estructura alcanza una capacidad del 51%, mientras que en la otra dirección alcanza el 59% del peso sísmico. La rigidez decrece en comparación al caso base en Y alcanzando 11203 (kN/m), mientras que en X se obtuvo una rigidez de 8669 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 0,78 (s) y 0,88 (s) respectivamente. Por otro lado, la ductilidad aumenta en X en comparación al caso base llegando a 3,71, mientras que para el eje Y se alcanza una ductilidad de 3,12.



**Figura 24. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con la mitad de la capacidad en la conexión madera-madera.**

### 3.2.4 Condición doble capacidad en Angle Brackets

La tercera variación en el análisis fue aplicar el doble de capacidad a los angle brackets. Al material uniaxial pinching<sup>4</sup>, el cual modela la curva fuerza-desplazamiento de la unión, se le aumentan al doble las fuerzas para el mismo desplazamiento, quedando así con doble capacidad. En la figura 25 se muestran las curvas push-over en ambas direcciones.



**Figura 25. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión Angle Bracket.**

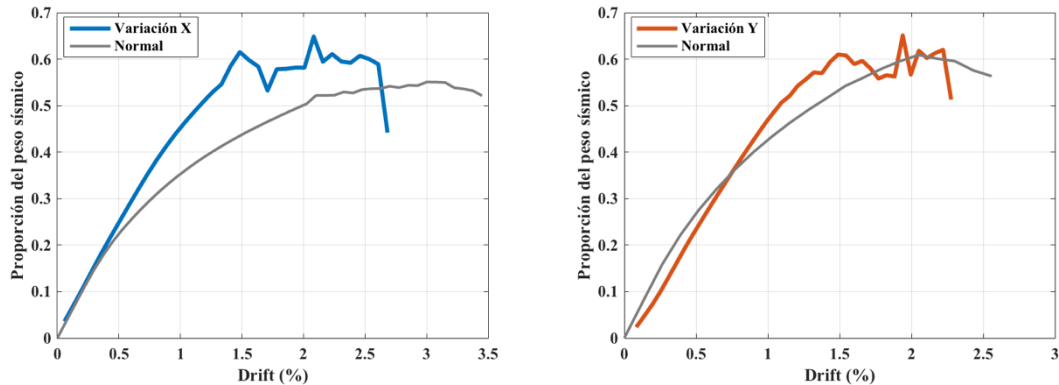
La tendencia de los gráficos anteriores se mantiene, pero si se logra apreciar un incremento importante en la capacidad de la estructura en ambas direcciones, llegando en la dirección Y a un 68% del peso sísmico de la estructura y en la otra dirección a un 57%. Las rigideces también crecen en comparación al caso base, la estructura en el eje X obtuvo una rigidez de 10550 (kN/m) mientras que en el eje Y la rigidez aumenta a 13820 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 0,8 (s) y 0,7 (s) respectivamente. La variación de las ductilidades sigue siendo menor que en el caso base llegando a 3,16 en el eje X, mientras que para el eje Y se alcanza una ductilidad de 3. Algo bastante importante es mencionar que al aumentar esta capacidad el modo de falla predominante es por flexión. Se hizo el ensayo de disminuir a la mitad esta conexión obteniendo como resultado el deslizamiento de los pisos predominando un modo de falla por corte.

### 3.2.5 Condición con doble capacidad en conexión madera-OSB

También se aplicó el doble de capacidad a la conexión madera-OSB, incrementando sólo las fuerzas en el material constitutivo pinching<sup>4</sup>.

Se puede observar en la figura 26, que la curva push-over que representa el eje fuerte de la estructura muestra una pendiente inicial más extensa que la condición base y además similar a la del eje débil. Lo mismo ocurre con la capacidad, que presenta un aumento en comparación con la situación base en la dirección X. En cuanto al eje débil, se presenta una rigidez similar y un aumento de la capacidad. Lo anterior se debe a que los muros de corte se deforman menos y por lo tanto comienzan a fluir otros conectores como los del angle brackets predominando el deslizamiento y por lo tanto el modo de falla por corte. Las rigideces son de 8980 (kN/m) en el eje X, y para el eje Y la rigidez es de 9950 (kN/m),

esto genera en la estructura un periodo de 0,87 (s) y 0,82 (s) respectivamente. Por otro lado, las ductilidades son bastante menores debido al colapso anticipado que se produce por bajas deformaciones de los muros de corte, llegando estas a 2,2 en el eje X, y 1,91 para el eje Y.



**Figura 26. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión madera-OSB.**

### 3.2.6 Condición con la mitad de la capacidad de la conexión madera- OSB

Por el contrario, al quitarle la mitad de capacidad a la conexión, las curvas push-over demuestran una disminución significativa en comparación con la condición base como lo muestra la imagen 27, debido a que la placa no rigidizará el muro de corte lo suficiente permitiendo la fluencia de los conectores.

En dirección X la estructura alcanza una capacidad del 30%, mientras que en la otra dirección alcanza el 36% del peso sísmico. Las rigideces decrecen en comparación al caso base, la estructura en el eje X obtuvo una rigidez de 5963 (kN/m) mientras que en el eje Y se obtuvo una rigidez de 7942 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 1,06 (s) y 0,92(s) respectivamente. Las ductilidades crecen en comparación al caso base llegando a 3,56 en el eje X, mientras que para el eje Y se alcanza una ductilidad de 3,27. El modo de falla predominante es por flexión.

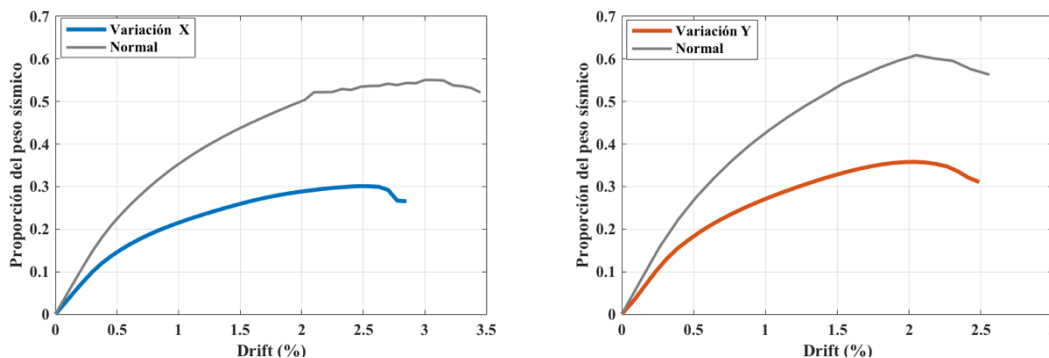


Figura 27. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con la mitad de la capacidad en la conexión madera-OSB.

### 3.2.7 Condición con coeficiente de fricción 0,9

También se quiso hacer una variación en el coeficiente de fricción para observar cuanto podría llegar a variar la capacidad de la estructura cuando se genera un cambio en la fricción entre los elementos que la constituyen. En primera instancia se modificó el coeficiente inicialmente usado (0,7) por uno mayor (0,9), los resultados de esto se muestran en la imagen 28.

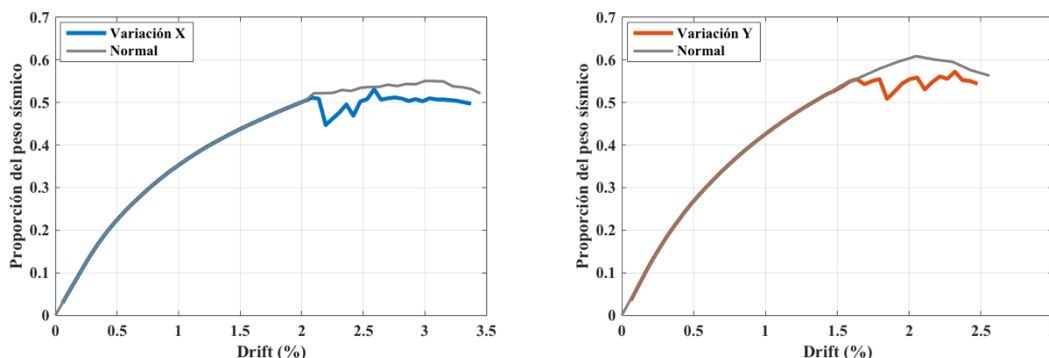


Figura 28. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el coeficiente de fricción 0,9.

En dirección X la estructura alcanza una capacidad del 53%, mientras que en la otra dirección alcanza el 56% del peso sísmico. Las rigideces son similares al caso base, la estructura en el eje X obtuvo una rigidez de 8970 (kN/m) mientras que en el eje Y la rigidez aumenta a 10700 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 0,87 (s) y 0,78 (s) respectivamente. Las ductilidades son de 3,45 en el eje X, mientras que para el eje Y se alcanza una ductilidad de 3,1.

### 3.2.8 Condición con coeficiente de fricción 0,5

En la figura 29, se pueden observar los resultados con un coeficiente de fricción 0,5. La curva en el eje fuerte del edificio si sufrió modificaciones en cuanto a capacidad, con el nuevo coeficiente de fricción disminuyó al 51% , mientras que en el eje Y la capacidad disminuyó a un 60% del peso sísmico.

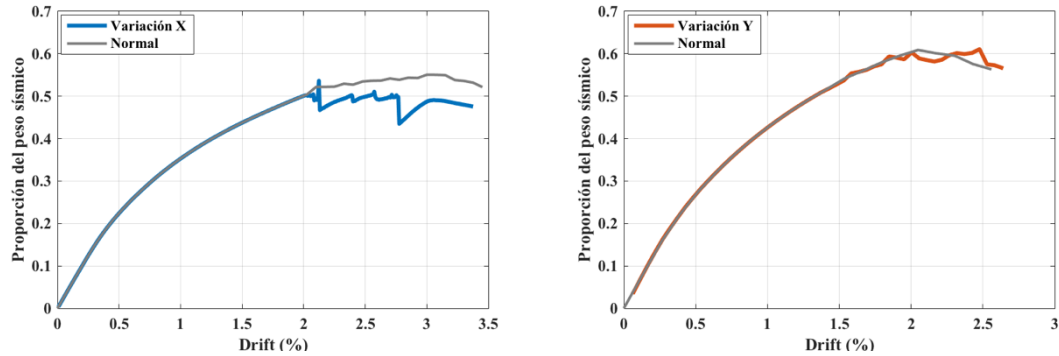


Figura 29. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el coeficiente de fricción 0,5.

Las rigideces son similares al caso base, la estructura en el eje X obtuvo una rigidez de 8970 (kN/m) mientras que en el eje Y la rigidez aumenta a 10690 (kN/m), esto genera en la estructura un periodo de 0,87 (s) y 0,8 (s) respectivamente. Las ductilidades son de 3,22 en el eje X, mientras que para el eje Y se alcanza una ductilidad de 2,76. Al variar el coeficiente de fricción no se aprecian cambios hasta la incursión en el rango plástico, donde sí se muestran variaciones en la capacidad. Cabe mencionar que la hipótesis previa a generar este ensayo era lograr ver variaciones en el inicio de la curva, por lo tanto y debido a alta complejidad numérica del edificio se deduce que lo representado por las curvas radican más a errores numéricos que a la realidad. Esto puede deberse a que la fricción no se representa como debe ser bajo el funcionamiento del elemento de contacto usado para modelar en OpenSees.

A continuación, se muestra en la tabla 9 y 10 el resumen con los parámetros característicos de las curvas anteriores, en la cual se encuentra además los valores de ductilidad y periodo. En la figura 33 se muestra un gráfico donde se puede observar los cambios de rigidez en las diferentes variaciones en las que las conexiones fueron sometidas.

**Tabla 9. Resumen de parámetros de las curvas en la dirección X.**

Variantes	Normal	Doble capacidad en unión Madera-Madera	Mitad de capacidad en unión Madera-Madera	Doble capacidad en unión Madera-OSB	Mitad de capacidad en unión Madera-OSB	Doble capacidad en Angle Brackets	Coefficiente de fricción 0,9	Coefficiente de fricción 0,5
<b>Rigidez (kN/m)</b>	8.970	9.280	8.669	8.980	5.963	10.550	8.970	8.970
<b>Fuerza máxima (proporción peso sísmico)</b>	0,55	0,56	0,51	0,65	0,3	0,57	0,53	0,51
<b>Desplazamiento en fuerza máxima (drift %)</b>	3	2,63	2,85	2,01	2,47	2,87	2,59	2,56
<b>Desplazamiento último (drift %)</b>	3,45	3,75	3,38	2,69	2,85	3,38	3,38	3,37
<b>Fuerza en punto de fluencia (proporción peso sísmico)</b>	0,35	0,4	0,31	0,55	0,19	0,39	0,35	0,36
<b>Desplazamiento en punto de fluencia (drift %)</b>	0,98	1,13	0,91	1,2	0,8	1,05	0,98	1,05
<b>Ductilidad</b>	3,52	3,32	3,71	2,2	3,56	3,16	3,45	3,22
<b>Periodo (s)</b>	0,87	0,85	0,88	0,87	1,06	0,8	0,87	0,87

La mayor rigidez se obtuvo en el caso con doble capacidad en bracket con 10.550 (kN/m), mientras que la menor se dio en el caso con la mitad de la capacidad en la conexión del revestimiento con 5.963 (kN/m). Otro dato importante es la capacidad de la estructura, la cual fue mayor en el caso con la doble capacidad en la conexión madera-madera llegando a un 65% del peso sísmico, mientras que la menor fue en la mitad de la capacidad de la conexión madera-OSB con un 30%.

La fluencia se calculó mediante la intersección de rectas tangentes ubicadas en el rango lineal y no lineal, obteniendo así el cálculo de ductilidades. La mayor se dio en el caso con la mitad de la capacidad de la conexión madera-madera con una ductilidad de 3,71, mientras que la menor se dio en la doble capacidad del revestimiento con una ductilidad de 2,2.



**Tabla 10. Resumen de parámetros de las curvas en la dirección Y.**

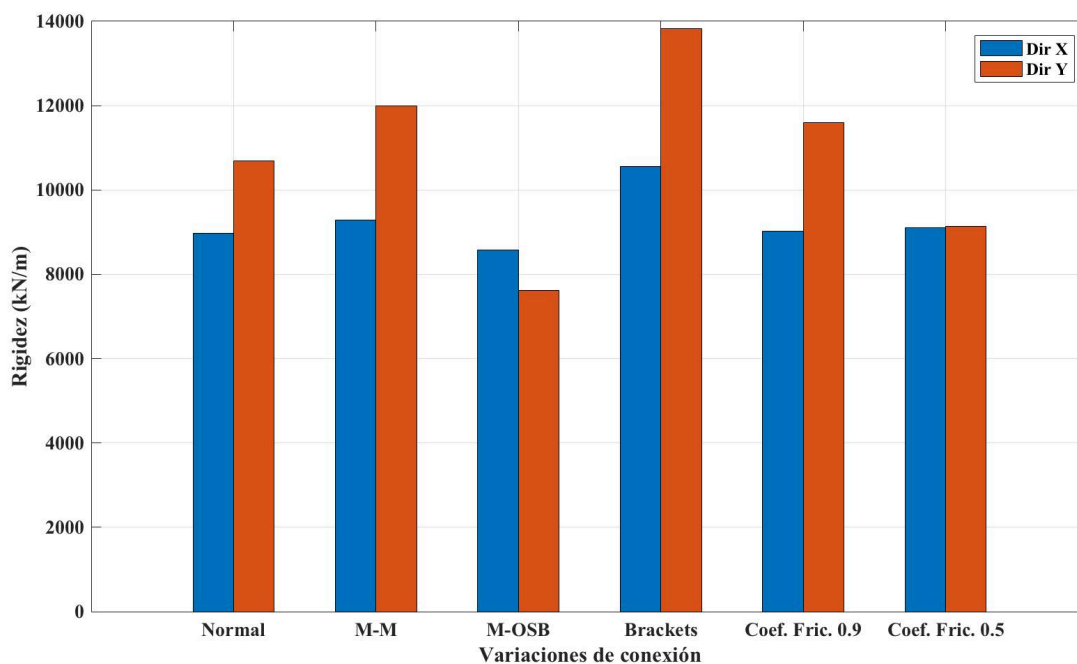
	Normal	Doble capacidad en unión Madera-Madera	Mitad de capacidad en unión Madera-Madera	Doble capacidad en unión Madera-OSB	Mitad de capacidad en unión Madera-OSB	Doble capacidad en Angle Brackets	Coefficiente de fricción 0,9	Coefficiente de fricción 0,5
<b>Rigidez (kN/m)</b>	10.690	11.990	11.203	9.950	7.942	13.820	10.700	10.690
<b>Fuerza máxima (Proporción peso sísmico)</b>	0,61	0,64	0,59	0,65	0,36	0,68	0,56	0,6
<b>Desplazamiento en fuerza máxima (drift %)</b>	2,05	2,33	2,19	1,94	2	2,4	2,06	2,32
<b>Desplazamiento último (drift %)</b>	2,56	2,7	2,34	2,28	2,49	2,68	2,48	2,64
<b>Fuerza en punto de fluencia (Proporción peso sísmico)</b>	0,46	0,4	0,35	0,51	0,23	0,44	0,37	0,41
<b>Desplazamiento en punto de fluencia (drift %)</b>	1,13	0,9	0,75	1,2	0,76	0,9	0,83	0,98
<b>Ductilidad</b>	2,2	3,1	3,12	1,91	3,27	3	3,1	2,76
<b>Periodo (s)</b>	0,8	0,75	0,78	0,82	0,92	0,7	0,79	0,8

En la dirección Y la mayor rigidez se obtuvo en el caso con doble capacidad en bracket con 13.820 (kN/m), mientras que la menor se dio en el caso con la mitad de la capacidad en la conexión del revestimiento con 7.942 (kN/m). En cuanto a la capacidad de la estructura, la mayor fue en el caso con la doble capacidad en brackets llegando a un 68% del peso sísmico, mientras que la menor fue en la mitad de la capacidad de la conexión madera-OSB con un 36%.

La mayor ductilidad se dio en el caso con la mitad de la capacidad de la conexión madera-OSB con una ductilidad de 3,27, mientras que la menor se dio en la doble capacidad del revestimiento con una ductilidad de 1,91.

En el gráfico de la figura 30, es posible apreciar como varía la rigidez de la estructura en los distintos casos de estudio, en donde se puede apreciar mayor rigidez cuando se aumenta al doble la capacidad de los Angle Brackets. Cabe mencionar que las uniones graficadas (M-M, M-OSB y Angle Brackets) están con el doble de la capacidad del caso base.

Es posible visualizar también la diferencia que existe entre la rigidez de la estructura en el eje X (eje fuerte) versus la rigidez del eje Y (eje débil). Una mayor rigidez del eje débil se debe a la arquitectura del edificio, en donde la estructura dispone de varios muros de corte en el eje Y, provocando que la estructura sea más rígida en esa dirección.



**Figura 30. Curvas push-over en dirección X e Y de la estructura con el doble de capacidad en la conexión madera-madera.**

### 3.3 Estados Límites

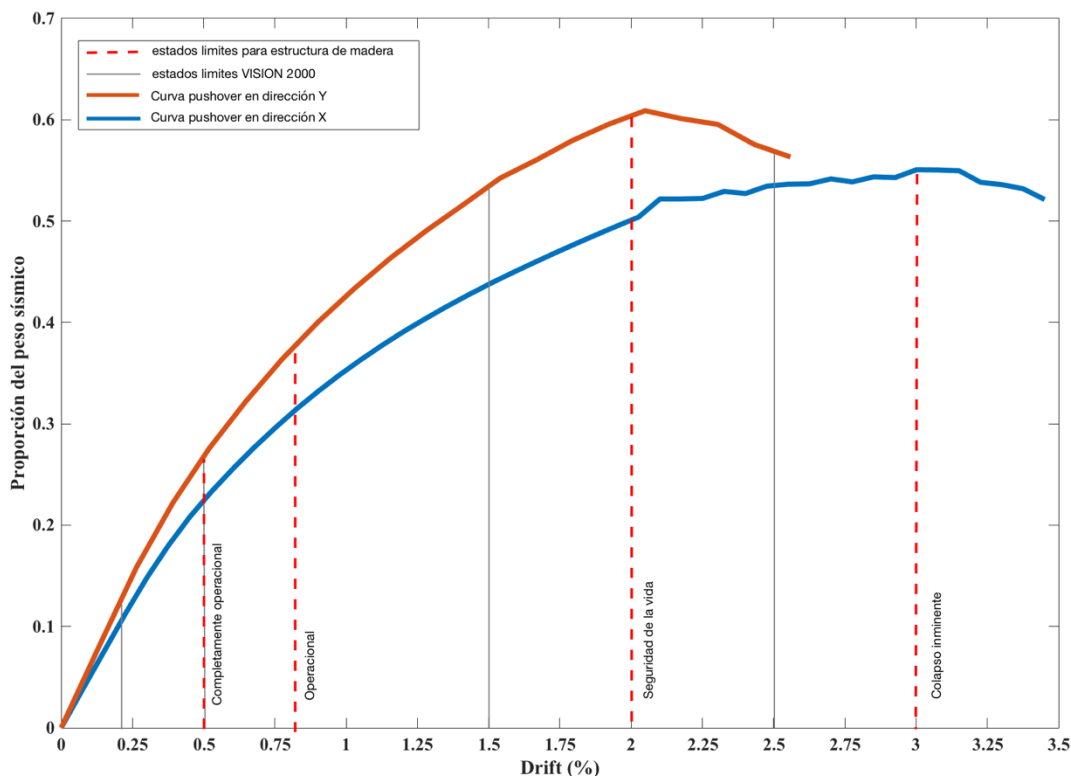
Para conocer el nivel de drift máximo asociado a los estados límites de la curva push-over obtenida del análisis, se utilizó el método mencionado en el apartado 2.7. En base a los periodos de cada caso realizado y los valores de Df de la tabla 3, se obtuvieron los periodos equivalentes (ver tabla 11), con los cuales se determinaron las rigideces asociadas a cada estado.

En el software Matlab, estas secantes obtenidas se interseccionaron con las curvas push-over para encontrar el drift asociado a cada estado limite.

**Tabla 11. Periodos y rigideces para el cálculo de estado límites.**

Caso	Df	T dam (s)	Rigidez (kN/m)	Df	T dam (s)	Rigidez (kN/m)
Base X	0,1	0,91	8068	0,2	0,97	7172
Base Y	0,1	0,84	9617	0,2	0,89	8548
2M-M X	0,1	0,90	8353	0,2	0,95	7425
2M-M Y	0,1	0,79	10788	0,2	0,84	9589
2AB X	0,1	0,84	9495	0,2	0,89	8440
2AB Y	0,1	0,74	12440	0,2	0,78	11058
2M-OSB X	0,1	0,91	8080	0,2	0,97	7183
2M-OSB Y	0,1	0,87	8951	0,2	0,92	7957
C0.9 X	0,1	0,91	8073	0,2	0,97	7176
C0.9 Y	0,1	0,84	9623	0,2	0,89	8553
C0.5 X	0,1	0,91	8068	0,2	0,97	7172
C0.5 Y	0,1	0,84	9617	0,2	0,89	8548
½ M-OSB X	0,1	1,12	5366	0,2	1,19	4770
½ M-OSB Y	0,1	0,97	7147	0,2	1,03	6353
½ M-M X	0,1	0,93	7802	0,2	0,99	6935
½ M-M Y	0,1	0,82	10082	0,2	0,87	8962
Caso	Df	T dam (s)	Rigidez (kN/m)	Df	T dam (s)	Rigidez (kN/m)
Base X	0,5	1,23	4482	0,75	1,74	2241
Base Y	0,5	1,12	5342	0,75	1,59	2671
2M-M X	0,5	1,21	4641	0,75	1,71	2320
2M-M Y	0,5	1,06	5993	0,75	1,50	2996
2AB X	0,5	1,13	5275	0,75	1,60	2637
2AB Y	0,5	0,99	6911	0,75	1,40	3455
2M-OSB X	0,5	1,23	4489	0,75	1,73	2244
2M-OSB Y	0,5	1,17	4973	0,75	1,65	2486
C0.9 X	0,5	1,23	4485	0,75	1,74	2242
C0.9 Y	0,5	1,12	5346	0,75	1,59	2673
C0.5 X	0,5	1,23	4482	0,75	1,74	2241
C0.5 Y	0,5	1,12	5342	0,75	1,59	2671
½ M-OSB X	0,5	1,51	2981	0,75	2,13	1490
½ M-OSB Y	0,5	1,3	3971	0,75	1,84	1985
½ M-M X	0,5	1,25	4334	0,75	1,77	2167
½ M-M Y	0,5	1,1	5601	0,75	1,55	2800

En la imagen 31 muestra la comparativa entre los estados límites obtenidas para la estructura de madera de esta investigación con los indicados en VISION 2000, donde se puede observar claramente que para edificaciones en madera los niveles de drift son muchos más altos que para estructuras de otros materiales. Dicha comparativa se muestra en la tabla 8.



**Figura 31. Estados límites para las curvas push-over obtenidas del análisis.**

Para un estado límite completamente operacional, una estructura de madera llegará a un 0,5% de drift, mientras que una estructura de hormigón armado lo hará hasta un 0,2% de drift. Este edificio en estudio seguirá siendo operacional hasta un 0,8% de drift, desplazamiento superior al propuesto para estructuras rígidas. Lo mismo ocurre con los otros dos estados límites, seguridad de la vida alcanza un 2%, mientras que el colapso inminente lo hace a un 3% de drift.

La tabla 12 muestra la comparativa entre los drift recomendados por el comité VISION 2000 para estructuras rígidas y también los drift obtenidos para el edificio de madera en estudio. La variación entre los primeros dos estados límites es inferior a la de los últimos dos estados. Esto se explica por las ductilidades de la estructura, es decir, para una estructura rígida de hormigón armado, su fluencia estará antes que para un edificio de madera debido a su alta rigidez inicial y por lo tanto tendrá mayor ductilidad. En conclusión, una estructura de madera es flexible pero no dúctil y los resultados determinados en esta investigación son similares y se corroboran a través de los obtenidos por Dechent et al. (2017).

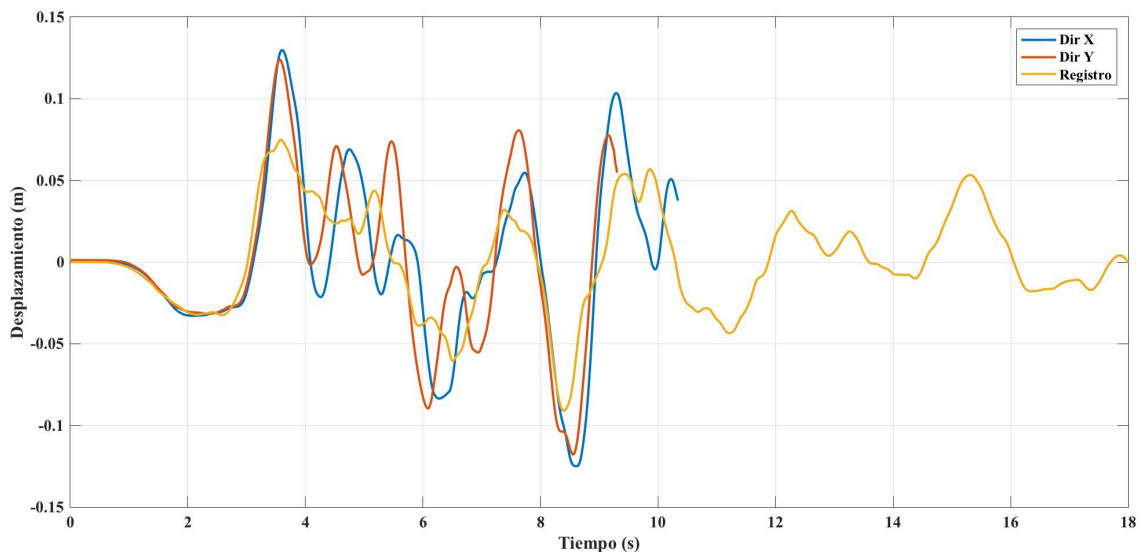
**Tabla 12. Niveles de drift para los estados límites de la estructura.**

Estado limite	VISION 2000	Estructura de madera	Dechent et al. (2017)
Completamente operacional	0,2	0,5	0,5
Operacional	0,5	0,8	1
Seguridad de la vida	1,5	2	2
Colapso inminente	2,5	3	3

### 3.4 Análisis Sísmico

Para realizar el análisis sísmico con la demanda sísmica del terremoto de Northridge, se calcularon las masas traslacionales y rotacionales para aplicarlas en los centros de masas de cada diafragma con la finalidad de optimizar en análisis numérico dada la alta complejidad del modelo generado. En la figura 32 se muestra los desplazamientos absolutos obtenidos del análisis tiempo-historia al que fue sometida la estructura en estudio.

Dada la alta complejidad numérica del modelo, se logró registrar desplazamientos que llegaron hasta los 10 segundos aproximadamente para ambas direcciones.



**Figura 32. Respuesta de la estructura ante la demanda sísmica del terremoto de Northridge.**

Según el registro obtenido, se puede interpretar que la estructura en este lapso fue sometida a la mayor aceleración del registro sísmico. La estructura vibra en los primeros segundos del registro, con un periodo aproximado de 1,18 en X, y un periodo aproximado de 0,96 en Y. Los desplazamientos máximos fueron de 0,13 m (aproximado en ambas direcciones), equivalentes a un drift del 0,98%. Con estos niveles de drift, es posible estimar el nivel de daño al que fue sometida la estructura, en donde se observa según la figura 34 que la estructura incursiona en el estado de “seguridad de la vida”.

## 4. CONCLUSIONES

### 4.1 Discusión

Tras realizar el análisis gravitacional, se graficaron los datos en Matlab, logrando evidenciar que no existen desplazamientos excesivos en ninguna dirección, en donde los desplazamientos máximos se registraron en el quinto piso, en la dirección Z, los cuales bordearon los 2.5 milímetros aproximadamente, mientras que los máximos en la dirección X se dieron con un máximo de 1.86 milímetros y en la dirección Y 1.04 milímetros.

Dado lo anterior se corrobora que los distintos elementos del modelo quedaron correctamente unidos, no existiendo nodos sueltos ni con desplazamiento excesivo, por lo tanto, el modelo es confiable desde el punto de vista geométrico. Además, se realiza una sumatoria de fuerzas en dirección Z para corroborar que el modelo haya distribuido correctamente el peso en los nodos de fundación, confirmando que el modelo es correcto desde el punto de vista gravitacional.

Los análisis de push-over, como se ha mencionado antes, aplican la fuerza sísmica en el centro de masa en las dos direcciones de análisis. Al terminar la ejecución del código, los datos que arroja OpenSees fueron graficados en Matlab, mostrando la curva no lineal cuyas variables son el factor de carga lateral y drift.

Una de la hipótesis sobre esta investigación es el comportamiento flexible que caracteriza a la madera, representado en el comportamiento plástico de la estructura. En cuanto a la dirección en X, la incursión en el rango no lineal llegó a alcanzar un factor de carga máximo de 55% del peso sísmico y un drift de 3,45% en la rotura. En la dirección del eje débil logró llegar a un 61% del peso sísmico y un drift de 2,56%. Dichos resultados son concordantes con lo estimado para los ejes fuerte y débil, donde se esperaba que en la dirección Y existiera mayor capacidad debido a la gran cantidad de muro de corte existente. Para otros materiales este nivel de drift es inesperado, sin embargo, se comprueba que las edificaciones en madera pueden incurrir en grandes desplazamientos con una alta capacidad, lo que se manifiesta como un excelente material desde el punto de vista sismorresistente.

Por otro lado, se hicieron modificaciones en los parámetros que controlan las conexiones con la finalidad de ver la variación a nivel general de la estructura. Con esto se puede ver claramente la

importancia de cada unión en el comportamiento, determinando el grado de aporte que genera cada una de estas al nivel de desempeño.

Las primeras variantes fueron el aumento al doble y la disminución a la mitad (en relación a la condición base) de la capacidad de la conexión madera-madera, no demostrando cambios significativos en los valores de capacidad y nivel de drift. Por ende, esta conexión es considerada poco importante para el desempeño sísmico de la estructura.

Otra variante que se consideró en el análisis fue aumentar al doble y disminuir a la mitad (en relación a la condición base) la conexión madera-OSB. Esta modificación si demostró cambios de importancia en el comportamiento de la estructura, generando con el aumento al doble una inestabilidad a nivel global del modelo, al rigidizar en demasía los muros de corte, consiguiendo que otros conectores comenzaran a fallar. Por lo anterior, la curva fue poco definida y con bastante inestabilidad numérica, presentando un aumento en los factores de capacidad y la disminución en el nivel de drift predominando una falla por corte. Al disminuir la capacidad la falla predominante es por flexión.

Esta conexión si se considera de importancia en el comportamiento general puesto que los conectores deben ser capaces de disipar energía dando cierto grado de flexibilidad al muro, logrando así garantizar una estructura en donde todas las uniones estén trabajando al mismo tiempo y no lo contrario que ocurre cuando la unión madera-OSB quedaba muy rígida.

Los Angle Brackets forman parte importante en una estructura de madera, siendo una conexión primordial ante fuerzas de corte. Lo anterior se confirma dado los resultados del aumento de la capacidad en esta unión, donde se puede ver que la capacidad total también crece. Los Angle Brackets determinan en otros factores, el modo de falla de la estructura y que para este caso por fue flexión. También se hizo el ensayo de disminuir la capacidad de los bracket a la mitad consiguiendo un deslizamiento entre los pisos generando un modo de falla de corte.

En cuanto a las variaciones del coeficiente de fricción, tanto 0,5 como 0,9, estos casos fueron similares a la condición base hasta incursionar en el rango plástico. Cuando se disminuye este factor, la capacidad disminuyó solo en la dirección X, mientras que la otra dirección la curva no generó grandes cambios.

En resumen, los drift obtenidos en ambas direcciones dejan de manifiesto el comportamiento dúctil de la estructura que la representa de manera general, verificando la hipótesis sobre las bondades estructurales de la madera. El edificio en base marcos puede desplazarse bastante antes de llegar a su falla generando un eficiente control de daño, lo que es bastante benéfico desde el punto de vista



sísmico, aunque puede ser muy perjudicial desde el punto de vista de serviciabilidad debido a los desplazamientos excesivos frente a algún sismo.

## 4.2 Conclusiones

1.- Se logró sintetizar el estado del arte sobre estructuras de madera, específicamente en el sistema constructivo plataforma y sus componentes. Se determina que no existe mayor información en cuanto al desempeño sísmico de estructuras de madera de mediana altura, ni tampoco mucha información con respecto al comportamiento de las uniones que se utilizan en el sistema constructivo plataforma, por ende fue necesario una investigación exhaustiva para poder determinar las propiedades adecuadas para modelar el comportamiento de las uniones del modelo numérico realizado. La mayor parte de las investigaciones estudian el comportamiento de estructuras específicas del sistema constructivo, ya sean muros de corte, diafragmas, uniones, etc., pero no se han realizado muchas investigaciones del comportamiento global de estructura de mediana altura con este sistema constructivo.

2.- Se logró establecer los escenarios de análisis para la estructura, utilizando como base la arquitectura de un edificio habitacional de cinco pisos de madera, el cual se simuló constructivamente bajo el sistema plataforma. Además se logra establecer las variantes a las que será sometida el modelo, es decir, modificando la capacidad de las distintas uniones utilizadas, dando como resultado información relevante en cuanto a la relevancia y comportamiento de cada unión en la estructura.

3.- Se logra obtener un modelo numérico que se constituye de un total de 311.280 nodos, 58.930 elementos Frame, 206.690 elementos de área y 81.320 elementos tipo link. En general, el modelo obtenido posee 1.921.688 grados de libertad, con el cual se realizaron análisis de tipo estático y dinámico, es decir, análisis gravitacional, push-over y tiempos historia.

Al analizar la estructura gravitacionalmente se logró obtener parámetros de desplazamientos en todos los nodos que lo componen, dejando de manifiesto que no existen nodos con desplazamientos excesivos, y por lo tanto elementos o nodos ajenos a la estructura que generen movimientos desproporcionados. Además, se obtienen las reacciones en la base obteniendo en la sumatoria de fuerzas en la dirección vertical el peso del edificio correctamente distribuido en la fundación concluyendo que el modelo generado es de confianza y estable desde el punto de vista gravitacional.

Finalmente, con el modelo obtenido, se realizaron todos los análisis correspondientes para llevar a cabo esta investigación.

4.- Se logró analizar el desempeño estructural del edificio en estudio a través de los análisis push-over realizados al modelo numérico creado en OpenSees. Con las variantes dadas por los cambios de capacidades en la conexión se logró conocer las más importantes en el comportamiento general, estas fueron las uniones madera-OSB y los Angle Brackets, las cuales definen la capacidad y los desplazamientos propios del edificio. Cuando se aumenta la capacidad en la conexión madera-OSB o se disminuye la capacidad en los bracket, el modo predominante de falla es por corte, mientras que, para una disminución en la capacidad del revestimiento o un aumento en la capacidad de los bracket, el modo de falla predominante es por flexión. Por otro lado, las variantes que no se consideran importantes en el modelo, fueron las uniones madera-madera y los cambios de coeficiente de fricción.

5.- Para el caso base, se definieron los estados límites que describen el nivel de daño producido según el nivel de drift, los que fueron posteriormente comparados con los parámetros de VISION 2000 para otros materiales, obteniendo como resultado los distintos niveles de daño en base a nuestra estructura, tomando en cuenta la diferencia que existe entre el nivel de drift de una estructura de madera versus las analizadas por VISION 2000. Con lo anterior se corrobora que la madera como material de construcción en edificaciones de mediana altura es excelente desde el punto de vista sismorresistente, debido a su buen desempeño sísmico.

6.- La estructura responde de manera favorable ante la demanda sísmica impuesta por el terremoto de Northridge, incursionando en el comienzo del estado límite “Seguridad de la vida” con un drift del 0,98%. Dado que la estructura resiste los niveles mal altos del registro de desplazamiento antes del segundo diez, se deduce que la estructura no tendrá inconvenientes para soportar esta demanda sísmica.

### 4.3 Recomendaciones

Se recomiendan realizar más investigaciones sobre las uniones del sistema constructivo plataforma, ya que forman parte fundamental para el desarrollo de modelos numéricos de estructuras a gran escala. Por lo tanto, se recomienda realizar ensayos monotónicos y cíclicos de las uniones madera-OSB, madera-madera, unión Angle Bracket y unión Hold-down. Es necesario precisar que sería de gran valor la realización de ensayos con distintos tipos de clavos y/o tornillos.

Debido a que se logró generar un modelo geométrico estable desde el punto de vista numérico, se recomienda realizar más ensayos con el mismo modelo generado en esta investigación, de tal forma de estudiar su comportamiento de la estructura modificando otros factores, como por ejemplo la madera utilizada.

Dada los problemas de convergencia de algunos modelos analizados, se recomienda indagar más en el desarrollo numérico de los Angle Brackets.

Se recomienda realizar un análisis comparativo de factibilidad y costos, en comparación a un sistema constructivo tradicional como lo es el hormigón armado.

El sistema plataforma es uno de los sistemas constructivos más comunes en madera, de igual forma lo es cada vez más el sistema constructivo en CLT (Cross Laminated Timber), por ende se recomienda hacer un análisis comparativo desde el punto de vista del desempeño sísmico, y también desde el punto de vista económico.

Ya son sabidas todas las propiedades que tiene la madera, siendo muchas las ventajas que tiene como material constructivo y sismorresistente. Por lo mismo, se recomienda seguir fomentando el estudio de la madera, para así poder aumentar las construcciones en base a este material en Chile, de tal forma de llegar a ser un país que vaya a la vanguardia en temas de desarrollo tecnológico de la madera.

## 5. REFERENCIAS

Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTANTERÍA METÁLICA. Revista EIA, Escuela De Ingeniería De Antioquia, Medellín (Colombia)., (1794-1237 Número 12), 139-154. Retrieved from <http://www.scielo.org.co/pdf/eia/n12/n12a11.pdf>

Carradine, D. M., Woeste, F. E., Dolan, J. D., & Loferski, J. R. (2004). Utilizing diaphragm action for wind load design of timber frame and structural insulated panel buildings. Forest Products Journal.

Countryman, D., and Colbenson, P. (1954). 1954 horizontal plywood diaphragm tests. Rep. No. 63, Douglas Fir Plywood Association (DFPA), Tacoma, WA.

CUREE-Caltech Woodframe Project, André Filiatrault - University at Buffalo, Element 1 -Testing & Analysis, 2000, <http://www.curee.org/projects/woodframe/element1/index.html>, Acceso el 15 de Mayo de 2017.

Dechent, P., Silva, R., Dolan, D., Giuliano, G., Crempien, J., & Matamala, J. (2017). Simplified Design Seismic-Resistant Method for Low-Rise Light Frame shear wall buildings. Santiago, Chile.

DiPasquale, E., Ju, J., Askar, A., & Cakmak, A. S. (1990). Relation between global damage indices and local stiffness degradation. Journal of Structural Engineering New York, N.Y., 116(5), 1440-1456.

Dolan, J. (1989). The Dynamic Response of Timber Shear Walls. Doctorado. The University of British Columbia.

Ellingwood, B. R., Rosowsky, D. V., & Pang, W. (2008). Performance of light-frame wood residential construction subjected to earthquakes in regions of moderate seismicity. Journal of Structural Engineering.

Filiatrault, A., Fischer, D., Folz, B., & Uang, C. -. (2004). Shake table testing of a full-scale two-story woodframe house. Paper presented at the Structures - A Structural Engineering Odyssey, Structures 2001 - Proceedings of the 2001 Structures Congress and Exposition

Foliente, G. C., McLain, T. E., & Singh, M. P. (1993). General hysteresis model for wood structures. Paper presented at the Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation.

Foliente, G. C. (1995). Hysteresis modeling of wood joints and structural systems. *Journal of Structural Engineering (United States)*.

Gattesco, N., & Boem, I. (2016). Stress distribution among sheathing-to-frame nails of timber shear walls related to different base connections: Experimental tests and numerical modelling. *Construction and Building Materials*, 122, 149-162. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.06.079

He, M., Magnusson, H., Lam, F., & Prion, H. G. L. (1999). Cyclic performance of perforated wood shear walls with oversize OSB panels. *Journal of Structural Engineering*.

Humbert, J., Boudaud, C., Baroth, J., Hameury, S., & Daudeville, L. (2014). Joints and wood shear walls modelling I: Constitutive law, experimental tests and FE model under quasi-static loading. *Engineering Structures*.

Instituto nacional de normalización (INN). Nch 1198-2014: Madera – Construcción en madera – Cálculo. Santiago, INN Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). Nch 433-2011: Diseño sísmico de edificios. Santiago, INN Chile.

Johnson, J. W. (1955). Lateral Test son 12-by-60 ft and 20-by-80 ft Lumber-Sheathed Roof Diaphragms. Corvallis, Oregon: OregonForest Research Lab.

Judd, J. (2005). Analytical Modeling of Wood-Frame Shear Walls and Diaphragms. *Journal of Structural Engineering*.

Loo, W. Y., Quenneville, P., & Chouw, N. (2012). A numerical approach for simulating the behaviour of timber shear walls. *Structural Engineering and Mechanics*, 42(3), 383-407.

LP Buildin Products, Propiedades físicas de tableros LP OSB propiedades mecánicas tablero LP OSB. <http://lpchile.cl/descargas/tecnicos/propiedades-osb-2009.pdf>. Acceso el 15 Mayo de 2017.

Lu, X., Huang, Z., & Zhou, Y. (2011). Global seismic damage assessment of high-rise hybrid structures. *Computers and Concrete*.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2007). *OpenSees Command Language Manual*. California, Esdos Unidos.

Mazzoni, S., & McKenna, F. (2010). *OpenSeesWiki*. Recuperado el 18 de Agosto de 2010, de [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Examples\\_Manual](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Examples_Manual)

Rutte, F (2008). Análisis del proceso de industrialización de estructuras de madera para viviendas de un sector socioeconómico medio de la población. Tesis para optar al título de Ingeniero Constructor, Universidad Austral de Chile.

SEAOC (1995). *Vision 2000 – A Framework for Performance Based Design*, Structural Engineers Association of California, Office of Emergency Services. California.

Sieber, D., Lam, F. and H. Prion. (1997). *The Behaviour of Nailed Sheathing-to-Frame Connections under Static and Cycle Load*. Research Report. Department of Wood Science, UBC, Vancouver, BC, Canadá.

Tissel, J.R. (1967). 1966 horizontal diaphragm tests. Laboratory Report No. 106. Takoma, WA: American Plywood Association.

Tomasi, R., & Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials*.

VanDorpe Chou Associates (n.d.). Estructura en base marcos livianos de madera.. [image] Available at: [http://www.rethinkwood.com/sites/default/files/Seismic\\_VanDorp%20Chou%20Associates.jpg](http://www.rethinkwood.com/sites/default/files/Seismic_VanDorp%20Chou%20Associates.jpg) [Accessed 9 May 2017].

Van De Lindt, J. W., Pryor, S. E., & Pei, S. (2010). Shake table testing of a seven-story mixed-use condominium at japan's E-defense. Paper presented at the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Symposium.

Vogrinc, K., Premrov, M., & Kozem Šilih, E. (2016). Simplified modelling of timber-framed walls under lateral loads. *Engineering Structures*, 111, 275-284. doi:10.1016/j.engstruct.2015.12.029

Zisi, N. (2008). The Influence of Brick Veneer on Racking Behavior of Light Frame Wood Shear Walls (PhD diss). University of Tennessee.

## **6. ANEXO A: PARÁMETROS PINCHING4 UNIONES**



Parámetros Pinching4 Hold down (Fuerza (kN); Desplazamiento (mm))				
Envolvente en rango de desplazamiento positivo				
ePf1	ePf2	ePf3	ePf4	
50	99	106.28	35	
ePd1	ePd2	ePd3	ePd4	
5.4	13	18.74	24.8	
Envolvente en rango de desplazamiento negativo				
eNf1	eNf2	eNf3	eNf4	
-50	-99	-106.28	-35	
eNd1	eNd2	eNd3	eNd4	
-5.4	-13	-18.74	-24.8	
Trayectoria de descarga-recarga				
rDispP	fForceP		uForceP	
0.4	0.1		0.08	
Trayectoria de descarga-recarga				
rDispN	fForceN		uForceN	
0.4	0.1		0.08	
Degradación de la rigidez de descarga				
gK1	gK2	gK3	gK4	gKLim
1	0.3	0.4	0.3	0.02
Degradación de la recarga de rigidez				
gD1	gD2	gD3	gD4	gDLim
1	1	4	4	0.02
Degradación de la fuerza				
gF1	gF2	gF3	gF4	gFLim
1	0	1	1	0.04
Índice de daños				
gE		dmgType		
10		energy		

Parámetros Pinching4 Angle Bracket (Fuerza (kN); Desplazamiento (mm))				
Envolvente en rango de desplazamiento positivo				
ePf1	ePf2	ePf3	ePf4	
20	21	17	9	
ePd1	ePd2	ePd3	ePd4	
10	20	22	24	
Envolvente en rango de desplazamiento negativo				
eNf1	eNf2	eNf3	eNf4	
-20	-21	-17	-9	
eNd1	eNd2	eNd3	eNd4	
-10	-20	-22	-24	
Trayectoria de descarga-recarga				
rDispP	fForceP		uForceP	
0.42	0.1		0.01	
Trayectoria de descarga-recarga				
rDispN	fForceN		uForceN	
0.42	0.1		0.01	
Degradación de la rigidez de descarga				
gK1	gK2	gK3	gK4	gKLim
1	0.2	0.3	0.2	0.1
Degradación de la recarga de rigidez				
gD1	gD2	gD3	gD4	gDLim
0.5	0.5	2	2	0.005
Degradación de la fuerza				
gF1	gF2	gF3	gF4	gFLim
1	0	1	1	0.001
Índice de daños				
gE		dmgType		
10		energy		

Parámetros Pinching4 Madera-OSB (Fuerza (kN); Desplazamiento (mm))				
Envolvente en rango de desplazamiento positivo				
ePf1	ePf2	ePf3	ePf4	
0.64	1	1.4	0.1	
ePd1	ePd2	ePd3	ePd4	
1	3.5	12.5	20	
Envolvente en rango de desplazamiento negativo				
eNf1	eNf2	eNf3	eNf4	
-0.64	-1	-1.4	-0.1	
eNd1	eNd2	eNd3	eNd4	
-1	-3.5	-12.5	-20	
Trayectoria de descarga-recarga				
rDispP	fForceP		uForceP	
0.65	0.35		0.05	
Trayectoria de descarga-recarga				
rDispN	fForceN		uForceN	
0.65	0.35		0.05	
Degradación de la rigidez de descarga				
gK1	gK2	gK3	gK4	gKLim
1	0.2	0.3	0.2	0.1
Degradación de la recarga de rigidez				
gD1	gD2	gD3	gD4	gDLim
0.5	0.5	2	2	0.25
Degradación de la fuerza				
gF1	gF2	gF3	gF4	gFLim
1	0	1	1	0.15
Índice de daños				
gE		dmgType		
10		energy		