

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Mg. Alexander Opazo Vega

Profesores Comisión: Mg. Ángela Salinas Barrera

Mg. Gilda Espinoza Valenzuela



PROPUESTA DE MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CLT.

PROYECTO DE TÍTULO PRESENTADO EN CONFORMIDAD A LOS REQUISITOS
PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

MEMORISTAS: IGNACIO ANDRÉS SALAZAR CARRASCO
NICOLÁS FRANCISCO SÁEZ ORELLANA

CONCEPCIÓN, ABRIL DEL 2016.

RESUMEN.....	1
INTRODUCCIÓN	3
1.1 Justificación.....	4
1.2 Objetivos General	4
1.3 Objetivos Específicos.....	4
1.4 Método	5
2. ASPECTOS CLAVES DEL DISEÑO EN CLT.....	6
2.1 Diseño de losas y miembros en flexión de CLT	7
2.1.1 Determinación de la tensión de diseño en flexión	7
2.1.2 Determinación de la tensión de diseño de cizalle	8
2.1.3 Métodos Analíticos para la obtención de características mecánicas del panel.	8
2.1.4 Verificación de resistencia y serviciabilidad del elemento	12
2.2 Diseño estático de muros y miembros en compresión.....	15
2.2.1 Determinación tensión de diseño en compresión.....	15
2.2.2 Verificación a compresión para columnas y muros.....	16
2.3 Cargas laterales en elementos de CLT.....	17
2.3.1. Uniones presentes en muro de corte de CLT.....	18
3 MATERIALES Y MÉTODOS UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN	20
3.1 Estructura de referencia	20
3.2 Diseño de losas.....	21
3.3 Diseño de Muros.....	23
3.3.1 Cargas verticales	23
3.3.2 Cargas laterales en el plano	23
4. RESULTADOS DE VERIFICACIÓN PARA LOSAS.....	28
4.1 Determinación de rigidez aparente y módulo de elasticidad.....	28
4.1.1 Rigidez aparente experimental.....	28
4.1.2 Valores módulos de elasticidad	28
4.2 Dimensiones de los paneles y cargas solicitantes.....	29
4.3 Panel CLT 3 capas.....	29
4.3.1 Propiedades Características	29
4.3.2 Verificación a Flexión	30

4.3.3 Verificación a corte.....	30
4.3.4 Verificación deflexión.....	31
4.4 Panel CLT 5 capas.....	31
4.4.1 Propiedades características.....	31
4.4.2 Verificación flexión.....	32
4.4.3 Verificación a corte.....	32
4.4.4 Verificación deflexión.....	33
5. RESULTADOS DEL DISEÑO DE MUROS.....	34
5.1 Diseño a compresión.....	34
5.1.1 Propiedades características.....	34
5.1.2 Verificación compresión.....	34
5.2 Calibración modelo lineal de muros de corte.....	35
5.3 Valores de rigidez elástica para conectores usados en estructura de referencia.....	36
5.4 Análisis de modelos con distintas condiciones de borde.....	36
5.4.1 Dimensiones muros y características del material.....	37
5.4.4 Comparación condiciones de borde.....	37
5.5 Verificaciones Drift elevaciones.....	38
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	42
6.1 Conclusiones.....	42
6.2 Recomendaciones y nuevas líneas de investigación.....	43
7. BIBLIOGRAFÍA.....	44
8. ANEXOS.....	45

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de composición “k” para paneles de CLT (Blass, 2004).....	9
Tabla 2. Valores efectivos de capacidad y módulo de elasticidad para paneles de CLT. (Blass, 2004).....	10
Tabla 3. Valores de Ks para varias condiciones de carga y apoyo.....	14
Tabla 4. Resultado rigidez aparente ensayos paneles CLT).....	28
Tabla 5. Resultados propiedades mecánicas panel CLT 3 capas	30
Tabla 6. Resultados verificación a flexión panel CLT 3 capas	30
Tabla 7. Resultados verificación a corte panel CLT 3 capas	31
Tabla 8. Resultados verificación deflexión panel CLT 3 capas	31
Tabla 9. Resultados propiedades mecánicas panel CLT 5 capas.....	32
Tabla 10. Resultados verificación a flexión panel CLT 5 capas.....	32
Tabla 11. Resultados verificación a corte panel CLT 5 capas	33
Tabla 12. Tabla 12. Resultados verificación deflexión panel CLT 5 capas.....	33
Tabla 13. Resultados propiedades mecánicas muro CLT 3 capas.....	34
Tabla 14. Resultados verificación compresión muro CLT 3 capas.....	35
Tabla 15. Resultados rigidez conector hold-down WHT540.....	36
Tabla 16. Resultados carga-desplazamiento para distintas condiciones de borde.....	38

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de separación en vigas virtuales (Gagnon y Pirvu, 2011).....	10
Figura 2. Cargas que actúan en un muro de CLT (Gagnon y Pirvu, 2011).....	15
Figura 3. Esquema de ensayo muro de corte.....	18
Figura 4. Esquema de fuerzas presentes en muros de corte frente a carga lateral (Tomasi, 2012).....	19
Figura 5. Estructura de referencia	20
Figura 6 Método obtención Modulo de Elasticidad.	21
Figura 7: Modelo considerado para losas sometidas a flexión.....	22
Figura 8. Iteración módulo de elasticidad.....	23
Figura 9. Muro 1.1 y sus dimensiones en centímetros (Gavric, 2014).....	24
Figura 10 Modelo no lineal con elementos finitos.....	25
Figura 11. Transformación de un modelo de muro con rigidez no lineal a un sistema equivalente lineal (Sustersic, Dujic, Fragiaco, 2014).....	26
Figura 12 Procedimiento de Yasumura and Kawai. (Fragiacomo, 2011).....	27
Figura 13. Esquema Disposición carga y conectores.....	37
Figura 14. Esquema fuerza Sísmica para cada elevación.....	39
Figura 15. Grafico Drift muro Este con distintas condiciones de modelado.....	40
Figura 16. Grafico Drift muro Interno con distintas condiciones de modelado	40
Figura 17. Grafico Drift muro Oeste con distintas condiciones de modelado.....	41

PROPUESTA DE MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CLT

Autores:

Ignacio Andrés Salazar Carrasco

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

igsalaza@alumnos.ubiobio.cl

Nicolás Francisco Sáez Orellana

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

nicsaez@alumnos.ubiobio.cl

Profesor Patrocinante: Mg. Alexander Opazo Vega

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

aopazove@ubiobio.cl

RESUMEN

Esta memoria de título tiene por objetivo desarrollar técnicas para verificación y modelación de elementos estructurales de madera contralaminada. Se toma como ejemplo una estructura de 4 plantas cuyos planos arquitectónicos se encuentran en el Anexo D del presente informe.

Para la determinación de la rigidez a flexión de los paneles de CLT se interpretan resultados de ensayos a flexión realizados por el CITEC de la Universidad del Bío-Bío.

Son verificadas las losas presentes en la estructura con una luz total de 6 metros, mediante la aplicación del método de analogía del corte y el método simplificado. Éstas se encuentran gobernadas por la deflexión máxima producida en el panel. Fueron obtenidas diferencias entre los resultados de deflexión según datos experimentales y teoría.

Para el análisis frente a cargas laterales en muros de corte, se desarrolla un modelo con rigideces lineales con ayuda del software comercial SAP2000 v16.0. Como Input para el desarrollo del modelo se tienen en cuenta las rigideces de los conectores, determinadas a través de ensayos experimentales realizados en la Universidad del Bío-Bío y relaciones matemáticas (gracias a la experiencia de otros autores).

El modelo desarrollado es empleado a 3 elevaciones de la estructura verificando sus desplazamientos relativos entrepisos, dando a conocer la importancia de tomar en cuenta la flexibilidad de los conectores.

Palabras Clave: CLT, Muros de corte, Modelo lineal muro CLT.

6698 Palabras Texto + 33 Figuras/Tablas*250 = 14948

ABSTRACT

This thesis aims to develop techniques for designing and checking structural elements of cross laminated timber. A 4 story structure was taken as an example, whose architectural planes are in the Annexe D.

To obtain the bending stiffness of CLT panels, bending test performed at the CITEC of the University of the Bío Bío were interpreted.

The slabs in the structure, with a 6 meters span, are verified using both the shear analogy method and the simplified method. These are governed by the maximum deflection produced in the panel. Differences were found between the experimental results and the theoretical results for the deflection.

For analysis against lateral loads a model with linear stiffness is developed using commercial software SAP2000 v16.0. For the development of the model the main inputs taken into account were connections stiffness, determined through experimental tests realized in the University of the Bío-Bío, and mathematical relationships (thanks to the experience of other authors).

Once validated, the model is employed in 3 elevations of the structure to determine the relative displacements between floors (drift), highlighting the importance of taking into account the stiffness of the connectors.

Keywords: CLT, Shear wall, Lineal model wall of clt.

INTRODUCCIÓN

El uso de la madera como material estructural ha estado presente siempre en la historia, pero en Chile se ha visto mermado, ya que se prefieren otros materiales y tecnologías. Existe el prejuicio de que es un material combustible y que se deteriora con facilidad frente a los efectos provocados por el medio ambiente. Además, existe el prejuicio social de ser un material de muy bajo estándar y de mala calidad.

Las estructuras en su mayoría son construidas con materiales tradicionales, tales como acero, albañilería y hormigón armado, que requieren un mayor costo de energía para materializarlos en comparación a la madera. Desde el punto de vista energético, se debe tener en cuenta también la propiedad de aislante térmico que posee la madera, proporcionando así un menor gasto en calefacción para zonas donde se presentan bajas temperaturas.

Un nuevo sistema constructivo ha logrado dar valor agregado al recurso maderero. Se trata del panel de madera contralaminada o en inglés “Cross Laminated Timber” (CLT). El CLT se presenta como una buena alternativa para la construcción de estructuras de mediana altura, ha ganado terreno en las últimas décadas presentándose como una alternativa competitiva frente a los materiales tradicionales.

Los paneles de CLT poseen generalmente de 3 a 7 capas de madera acerrada encolada, siempre considerando un número impar, y dispuesta en forma cruzada (en 90°), aplicando posteriormente un prensado para formar elementos estructurales de madera maciza del tamaño que se requiera.

La experiencia en Europa y Norteamérica indica que el CLT es un tipo de construcción competitiva, sobre todo en estructuras de mediana y gran envergadura (Gagnon y Pirvu, 2011) y ha sido exitosamente empleado para la construcción de edificios de hasta 9 pisos y en países de zona sísmica.

Actualmente en el extranjero, existen prácticas de diseño para elementos de CLT bajo el efecto de cargas gravitacionales mediante el uso de métodos analíticos. Sin embargo, el comportamiento de los sistemas de paneles bajo la acción de cargas laterales presenta una mayor complejidad, sobre todo en zonas de alta demanda sísmica.

Para ayudar al proceso de generar una normativa para el diseño estructural en CLT, diversos proyectos de investigación frente a su desempeño sísmico se han desarrollado a lo largo del mundo. Destacan entre estos las investigaciones desarrolladas por la empresa canadiense FPInnovations.

En el caso de Chile, tanto en la Universidad de Santiago como en la Universidad del Bío-Bío se han desarrollado ensayos experimentales para lograr determinar la capacidad de carga y propiedades mecánicas de los paneles de CLT fabricados con recurso nacional. Más aún no se posee claridad sobre cómo tratar este nuevo sistema constructivo para su correcta modelación y verificación estructural.

Lo que se requiere para mejorar la situación planteada, es dar a conocer a los profesionales de la construcción prácticas de modelación y verificación para elementos de CLT. Se necesita adaptar dichas prácticas a los paneles generados con recurso nacional.

1.1 Justificación

El CLT se presenta como una nueva alternativa de sistema constructivo que posee todas las bondades entregadas por el uso de madera como material estructural, dentro de éstas destacan:

- Bajo consumo energético y aislante térmico natural.
- Reducción de contaminación atmosférica (Absorción de CO₂).
- Tiempos de construcción menores.
- Propiedades estáticas óptimas, bajo peso propio.
- Seguridad ante sismos.

Éste puede ser un sistema constructivo que adquiera terreno e importancia en el sector de la construcción en Chile, tal como ha ocurrido en países de Europa y América del norte.

Este sistema constructivo presenta desafíos en la modelación para el cálculo estructural. Hay varios factores que influyen en la modelación como la naturaleza ortotrópica del material, rigidez y resistencia de las conexiones, etc.

Como alternativa para la confección de un marco de diseño para este nuevo sistema estructural se propone la adaptación de las prácticas de verificación de losas y modelación de muros utilizados en el extranjero para la construcción de mediana altura en CLT.

1.2 Objetivos General

Proponer estrategias de modelación y verificación estructural para losas y muros de CLT.

1.3 Objetivos Específicos

- Sintetizar estado de arte de verificación y modelación en CLT.
- Seleccionar metodología para verificación y modelación de losas y muros de CLT.
- Aplicar metodología para modelación de losas y muros en una estructura de referencia.
- Analizar la validez de estrategias de modelación utilizadas.
- Establecer una propuesta de verificación y modelación de elementos estructurales en CLT.

1.4 Método

En primera instancia se estudiaron las propiedades y características mecánicas del CLT. El estado del arte de la madera contra laminada, experimentos y ensayos realizados con paneles y conectores, junto con investigaciones de esta nueva técnica constructiva en zonas sísmicas.

Se estudiaron los distintos métodos analíticos para el diseño y verificación estática de los elementos estructurales presentes en una estructura de mediana altura de madera contralaminada. Se determinó cuál de los métodos es el más apropiado para la adaptación a la normativa nacional.

Se verificaron las losas presentes en el proyecto de una estructura de CLT de 4 plantas utilizando el método de analogía del corte junto con la normativa chilena.

Para el análisis dinámico se procedió a recoger e interpretar resultados de ensayos de muros de corte tanto como de los conectores utilizados en estos, para así lograr determinar las rigideces que actúan para efectos de diseño sismo resistente.

Se generó un modelo lineal del comportamiento de muros de corte para lograr determinar la respuesta de éstos frente a cargas laterales.

2. ASPECTOS CLAVES DEL DISEÑO EN CLT

Para llevar a cabo el diseño de una estructura en CLT, es necesario contar con las distintas características mecánicas y de capacidad tanto del material como de los conectores utilizados como sistema de unión entre paneles.

Tanto métodos experimentales como métodos analíticos han sido empleados en Europa y Norteamérica para determinar la capacidad estructural y las propiedades mecánicas de los paneles CLT. El problema con los métodos experimentales es que dada la variabilidad de la configuración de los paneles (especie de madera, pegamento utilizado, dimensiones del panel, aberturas, conexiones, etc.) se requieren muchos más ensayos para determinar la capacidad estructural del producto de una manera general.

Una aproximación analítica, una vez confirmada y validada con datos de ensayos experimentales, ofrece una alternativa más general y menos costosa para el diseño de elementos en CLT. Dentro de las alternativas analíticas utilizadas para efectos de diseño se encuentran el método-k y el método de analogía de corte. Estas metodologías permiten determinar las tensiones y rigideces de los elementos de CLT basándose en las propiedades mecánicas del material en sus direcciones principales.

Se denomina E_0 y E_{90} a los módulos de elasticidad en flexión de la madera que compone a un panel de CLT en sus direcciones paralela y perpendicular al eje de mayor resistencia respectivamente. Así mismo, se denomina G_0 al módulo de corte de las capas paralelas al eje de mayor resistencia y G_{90} al módulo de corte de las capas en dirección perpendicular al eje de mayor resistencia (módulo de corte rodante).

Para aproximaciones analíticas se recomienda utilizar las siguientes relaciones para dichas propiedades (Nch1198 Of2014):

$$E_{90} = 0,05 * E_0$$

$$G_0 = 0,065 * E_0$$

$$G_{90} = 0,006 * E_0$$

Tanto la tensión de corte rodante como la rigidez de los elementos de CLT son definidas como puntos clave en el control de los parámetros de diseño, puesto que son estos valores los que controlan el diseño de sistemas de losas y muros de CLT. Se recomienda que la razón entre el largo del panel y su espesor sea como mínimo 30 (Gangnon y Pirvu, 2011) hasta que se posea mayor información del efecto de la deformación por corte en el diseño.

2.1 Diseño de losas y miembros en flexión de CLT

Cada elemento debe ser verificado tanto por capacidad de resistencia, cuidando que no se sobrepasen sus tensiones admisibles (a flexión y corte), como a las condiciones de serviciabilidad.

2.1.1 Determinación de la tensión de diseño en flexión

Siguiendo lo indicado en la normativa chilena actual (Nch1198 of 2014) las tensiones de diseño de elementos de madera sometidos a flexión son:

En la zona flexo-comprimida:

$$F_{b,dis,c} = F_b * K_H * K_D * K_C * K_{\lambda V} * K_Q * K_T \quad (1)$$

En la zona flexo-traccionada:

$$F_{b,dis,t} = F_b * K_H * K_C * K_D * K_{Hf} * K_Q * K_T \quad (2)$$

Donde:

F_b = Tensión admisible en flexión del panel (MPa).

K_H = Factor de modificación por contenido de humedad (Nch1998-2014).

K_C = Factor de modificación por trabajo conjunto (Nch1998-2014).

K_D = Factor de modificación por duración de carga (Nch1998-2014).

$K_{\lambda V}$ = Factor de modificación por volcamiento (Nch1998-2014).

K_{Hf} = Factor de modificación por altura (Nch1998-2014).

K_Q = Factor de modificación por tratamiento químico (Nch1998-2014).

K_T = Factor de modificación por temperatura (Nch1998-2014).

$F_{b,dis,c}$ = Tensión de diseño en zona flexo-comprimida.

$F_{b,dis,t}$ = Tensión de diseño en zona flexo-traccionada.

2.1.2 Determinación de la tensión de diseño de cizalle

Siguiendo lo indicado en la normativa chilena (Nch1198 of 2014) para determinar la tensión de diseño de elementos de madera sometidos a cizalle longitudinal se determina como:

$$F_{cz, dis} = F_{cz} * K_H * K_Q * K_r \quad (3)$$

Donde:

$F_{cz, dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal (MPa).

F_{cz} = Tensión admisible de cizalle longitudinal (MPa).

K_H = Factor de modificación por contenido de humedad (Nch1998-2014).

K_D = Factor de modificación por duración de la carga (Nch1998-2014).

K_r = Factor de modificación por rebaje (Nch1998-2014).

2.1.3 Métodos Analíticos para la obtención de características mecánicas del panel.

a) Método-k (Teoría compuesta)

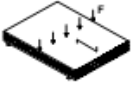

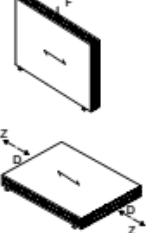
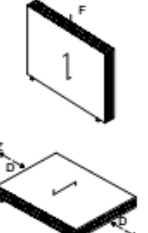
El método-k es bien conocido y utilizado en la industria de la madera laminada. En la versión original del método las capas sometidas a esfuerzos perpendiculares a la fibra no son tomadas en cuenta para el cálculo de la resistencia del elemento ($E_{90}=0$).

Para poder aplicar el método a los paneles de CLT y calcular su rigidez efectiva (EI_{eff}) fue necesaria una modificación en la hipótesis de éste, considerando:

- Relación tensión-deformación lineal, se cumple la hipótesis de Bernoulli (asumiendo que las secciones transversales del panel permanecen planas).
- La rigidez de las capas perpendiculares al eje de mayor resistencia son asumidas como 1/30 de la de las capas paralelas al eje de mayor resistencia ($E_0/30=E_{90}$).
- No se toma en cuenta la deformación por corte, por lo que no se recomienda utilizar este método para paneles con razón largo/espesor menor a 30.
- Los factores de composición (factores k) son determinados para ciertas configuraciones de carga (ver tabla 1).

La tabla 1 muestra las formulas necesarias para determinar los factores de composición requeridos según sea el caso de estudio. Por ejemplo, el factor k1 representa el factor de composición necesario para una configuración de carga perpendicular al plano del panel y es usado para determinar las propiedades en flexión paralelas al panel.

Tabla 1. Factores de composición “k” para paneles de CLT (Blass, 2004).

	k_i
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$

Una vez obtenidos los factores “k” requeridos, se puede estimar la capacidad del panel y sus propiedades mecánicas según se muestra en la tabla 2.

Tabla 2. Valores efectivos de capacidad y módulo de elasticidad para paneles de CLT. (Blass, 2004).

Carga	Dirección respecto a capa exterior	Capacidad efectiva	Módulo de elasticidad efectivo
Carga perpendicular al plano			
Flexión	Paralelo	$f_{b,0,ef} = f_{m,0} * k_1$	$E_{b,0,ef} = E_0 * k_1$
	Perpendicular	$f_{b,90,ef} = f_{m,0} * k_2 * \frac{a_m}{a_m - 2}$	$E_{b,90,ef} = E_0 * k_2$
Carga en el plano			
Flexión	Paralelo	$f_{b,0,ef} = f_{m,0} * k_3$	$E_{b,0,ef} = E_0 * k_3$
	Perpendicular	$f_{b,90,ef} = f_{m,0} * k_4$	$E_{b,90,ef} = E_0 * k_4$
Tracción	Paralelo	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} * k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 * k_3$
	Perpendicular	$f_{t,90,ef} = f_{t,0} * k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 * k_4$
Compresión	Paralelo	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} * k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 * k_3$
	Perpendicular	$f_{c,90,ef} = f_{c,0} * k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 * k_4$

b) Método de analogía del corte (Kreuzinger, 1995)

Es el método más preciso para efectos de diseño en CLT (Blass y Fellmoser, 2004).

- Es aplicable a todo tipo de configuración de paneles de CLT, dado que considera todas las capas para determinar las rigideces y tensiones del panel.
- Considera los efectos de las tensiones y deformaciones por corte presentes en el panel.

Dentro del método, la diferencia entre las capas de la sección transversal del panel son separadas en dos vigas virtuales, viga A y viga B.

La viga A contiene la rigidez de flexión inherente de cada una de las capas del panel respecto a su línea neutra. La viga B aporta la rigidez llevada desde el centro de gravedad de cada una de las capas a la línea neutra del panel, utilizando el teorema de Steiner.



Figura 1. Esquema de separación en vigas virtuales (Gagnon y Pirvu, 2011).

La viga A se supone unida a la viga B por una red de miembros con rigidez axial infinita.

Se define para la viga A una rigidez a flexión $(EI)_A = B_A$ igual a la sumatoria de las rigideces inherentes de cada una de las capas del panel:

$$B_A = \sum_{i=1}^n E_i * I_i \quad (4)$$

Donde:

n = Número de capas del panel

E_i = Módulo de elasticidad de la capa i.

I_i = Inercia de la capa i.

B_A = (EI)_A

La rigidez a flexión de la viga B (EI)_B=B_B es calculada mediante el teorema de Steiner, dado por la suma de cada capa individual:

$$B_B = \sum_{i=1}^n E_i * A_i * z_i^2 \quad (5)$$

Donde:

n = Número de capas del panel

E_i = Módulo de elasticidad de la capa i.

A_i = Área de la sección transversal de la capa i.

Z_i = Distancia entre el punto central de cada capa y el eje neutro del panel.

Finalmente, la rigidez efectiva a flexión de un panel de CLT puede ser obtenida como:

$$(EI)_{\text{eff}} = B_A + B_B \quad (6)$$

La rigidez efectiva al corte del panel (GA)_{eff} puede ser calculada como:

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b}\right) * \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) * \frac{h_n}{2 * G_n * b}} \quad (7)$$

Donde:

h_i = Altura de la capa i.

G_i = Rigidez al corte de la capa i.

b_i = Ancho de la capa i .

a = Distancia entre ejes neutros de capas externas del panel

2.1.4 Verificación de resistencia y serviciabilidad del elemento

Una vez obtenidas las características mecánicas del panel por cualquiera de los métodos expuestos en el punto anterior, se puede proceder a verificar que el elemento analizado no sobrepase las tensiones admisibles ni los valores de deflexión según Nch1198-2014.

a) Flexión

Se ha adaptado un método simplificado que calcula la capacidad del panel usando una aproximación de la capacidad extrema de la fibra (PRG 320, 2012).

Se calcula el módulo de sección efectiva (S_{eff}) según ecuación 8.

$$S_{eff} = \frac{2 * EI_{eff}}{E_i * h} \quad (8)$$

Donde:

EI_{eff} = Rigidez efectiva del panel.

E_i = Módulo de elasticidad de la capa exterior del panel.

h = Espesor del panel.

El módulo de sección efectiva es multiplicado entonces por la tensión admisible en flexión determinada según lo expuesto en el punto 2.1.1 de este capítulo. El valor obtenido representa la capacidad resistente a momento flector del panel, dicha capacidad no debe ser superada por el momento solicitante, por lo tanto se debe cumplir que:

$$M_b \leq F_{b,dis} * S_{eff} \quad (9)$$

Donde:

M_b = Momento solicitante debido a cargas.

$F_{b,dis}$ = Tensión de diseño a flexión del panel, según ecuación 1 o 2 (mínimo).

S_{eff} = Módulo de sección efectiva del panel.

b) Corte

De manera similar al cálculo de capacidad a flexión, existe la disponibilidad del método simplificado para el cálculo de la resistencia al corte del panel (PRG 320, 2012).

Usando el método simplificado, un factor de ajuste $(Ib/Q)_{\text{eff}}$ puede ser calculado cómo:

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{\sum_{i=1}^{n/2} E_i h_i z_i} \quad (10)$$

Dónde:

EI_{eff} = Rigidez efectiva del panel.

E_i = Módulo de elasticidad de una capa individual.

h_i = Espesor individual de cada capa, excepto la capa del medio que se considerará la mitad del espesor.

z_i = Distancia desde el centroide de la capa al eje neutro del panel, excepto en la capa del medio, que se considerará la distancia desde el centroide al borde la capa.

Luego, se debe verificar que el corte inducido por las cargas no supere la capacidad del elemento, esto es:

$$V \leq F_{v, \text{dis}} * \left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}} \quad (11)$$

Donde:

V = Corte inducido debido a cargas.

$F_{v, \text{dis}}$ = Tensión de diseño al corte.

$(Ib/Q)_{\text{eff}}$ = Factor de ajuste.

c) Deflexión

Para tener en cuenta la deformación por corte una rigidez aparente (EI_{app}) debe ser calculada según muestra la ecuación 12.

$$EI_{app} = \frac{EI_{eff}}{1 + \frac{K_s EI_{eff}}{GA_{eff} L^2}} \quad (12)$$

Donde:

EI_{eff} = Rigidez efectiva del panel.

GA_{eff} = Rigidez al corte del panel.

K_s = Constante influenciada por la deformación por corte (ver tabla 3).

Tabla 3. Valores de K_s para varias condiciones de carga y apoyo.

Carga	Condición de apoyo	K_s
Uniformemente distribuida	Apoyo simple	11,5
	Empotrado	57,6
Concentrada en el medio	Apoyo simple	14,4
	Empotrado	57,6
Concentrada en los cuartos	Apoyo simple	10,5
Momento constante	Apoyo simple	11,8
Uniformemente distribuida	Voladizo	4,8
Concentrada en el borde	Voladizo	3,6

Es posible determinar la deflexión del panel utilizando la ecuación correspondiente según condiciones de apoyo y carga. Se debe considerar como parámetro la rigidez aparente (EI_{app}) calculada con la ecuación 12.

Para una carga distribuida, la deflexión máxima (Δ máxima) es:

$$\Delta_{m\acute{a}xima} = \frac{5 * Q_1 * l^4}{384 * EI_{app}} \quad (13)$$

Donde:

EI_{app} = Rigidez aparente.

Q_1 = Carga lineal distribuida.

l = Largo panel.

2.2 Diseño estático de muros y miembros en compresión.

Tanto muros como columnas solidas están expuestos a tres tipos de sollicitaciones. En la figura 2 se muestra cómo actúan dichas sollicitaciones en un muro de CLT. Cargas axiales verticales producto del peso propio de la estructura (a), cargas laterales en el plano del muro (b) y cargas laterales fuera del plano (c).

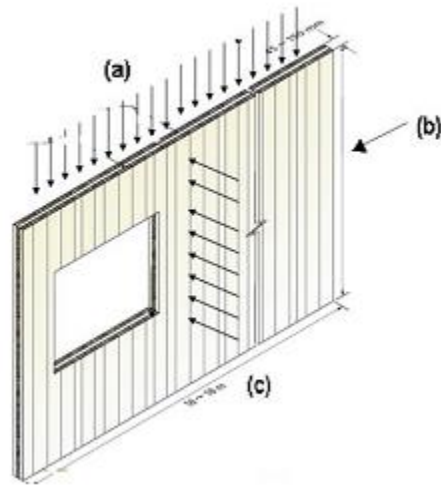


Figura 2. Cargas que actúan en un muro de CLT (Gangnon y Pirvu, 2011).

Para cargas laterales fuera del plano ((c) en figura 2), como por ejemplo el viento, el elemento debe ser verificado y diseñado como un elemento sometido a esfuerzos de flexión (ver 2.1).

2.2.1 Determinación tensión de diseño en compresión

La tensión de diseño a compresión de un elemento de CLT ($F_{c,dis}$) queda definida como:

$$F_{c,dis} = F_c * K_H * K_Q * K_D \quad \text{si } \lambda < 10 \quad (14)$$

$$F_{c,dis} = F_c * K_\lambda \quad \text{si } \lambda > 10 \quad (15)$$

Donde:

F_c = Tensión admisible a compresión. (Mpa)

K_H = Factor de modificación por contenido de humedad (Nch1998-2014).

K_Q = Factor de modificación por tratamiento químico (Nch1998-2014).

K_D = Factor de modificación por duración de carga (Nch1998-2014).

K_λ = Factor de modificación por esbeltez (Nch1998-2014).

2.2.2 Verificación a compresión para columnas y muros.

La carga solicitante debe ser menor a la tensión admisible a compresión (según Nch1198-2014) por el área de las capas cuya fibra se encuentre paralela a la dirección de la carga, esto es:

$$P_c \leq F_{c,dis} * A_{paralela} * c_p \quad (16)$$

Donde:

P_c = Fuerza de compresión solicitante.

$F_{c,dis}$ = Tensión de diseño a compresión, según ecuación 14 ó 15.

$A_{paralela}$ = Área de las capas con fibra en dirección paralela a la carga.

C_p = Factor de estabilidad.

a) Factor de estabilidad de columna (C_p).

El factor de estabilidad de columna se toma en cuenta para verificar que no se produzca pandeo. La ecuación 17 determina el factor de estabilidad de columna (C_p).

$$C_p = \frac{1 + \frac{P_{cE}}{P_c'}}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \frac{P_{cE}}{P_c'}}{2c} \right]^2 - \frac{P_{cE}}{c}} \quad (17)$$

$$P_{cE} = \pi^2 * \frac{EI_{app-min}}{l_e^2} \quad (18)$$

Donde:

$P_{c'}$ = Capacidad de diseño a compresión ($F_{c,dis} * A_{paralela}$).

$c = 0,9$ para CLT.

P_{cE} = Carga crítica de pandeo.

l_e = Largo efectivo de columna.

$EI_{app-min} = 0,5184 * EI_{app}$.

2.3 Cargas laterales en elementos de CLT

Los principales elementos que sufren frente la acción de cargas sísmicas en una estructura de CLT son los muros de corte, es por ello que su diseño tiene un papel fundamental para obtener una buena respuesta por parte de la estructura frente a solicitaciones sísmicas.

El diseño de muros de corte esta principalmente condicionado por el comportamiento elasto-plástico de las uniones que se utilicen. Los parámetros a tener en cuenta son tamaño, cantidad, ubicación y espaciamiento entre conectores. Además, las dimensiones del panel, que actúa como cuerpo rígido frente a cargas sísmicas, tienen influencia en la capacidad total y rigidez del muro.

Diversos ensayos experimentales se han llevado a cabo a lo largo del mundo, probando distintas configuraciones de muros, para lograr estimar de una manera general su comportamiento. Sin embargo, al cambiar la configuración del muro ya sea por el tamaño del panel o por la disposición de los conectores, el comportamiento de éste es completamente distinto.

La figura 3 muestra un esquema de un muro ensayado con carga cíclica horizontal, simulando el efecto de un sismo, al cual se le aplica además una carga vertical en su extremo superior, que simula el peso de la estructura sobre el muro.

Es a partir de este tipo de ensayos que se puede obtener la rigidez total del muro frente a cargas laterales, logrando así poder caracterizar su comportamiento y tener una idea de los desplazamientos producidos frente a la acción de cargas sísmicas.

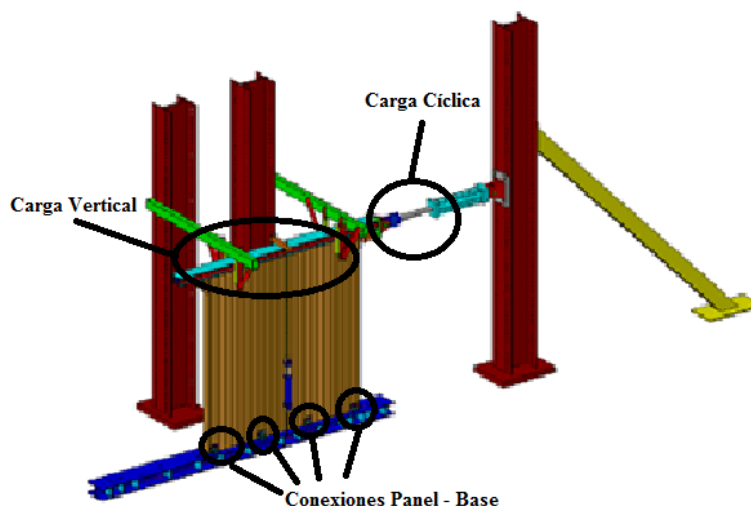


Figura 3. Esquema de ensayo muro de corte (Popovski, 2013).

Se propone entonces, a partir de dichos ensayos experimentales, la generación y validación de un modelo que ayude a representar de una manera general el comportamiento mecánico de los muros de corte para su correcto diseño y análisis.

2.3.1. Uniones presentes en muro de corte de CLT

Las uniones muro-losa y muro-fundación juegan un papel fundamental en el diseño de los muros de corte. Elementos de tipo hold-down y brackets angulares mantienen la estabilidad del muro ante la acción del momento volcante y corte basal provocado por la carga sísmica.

Las placas metálicas de tipo hold-down se encargan de resistir en mayor parte las fuerzas de tracción provocadas por el momento volcante en el muro de corte. Mientras que los brackets angulares tienen como función principal el resistir la fuerza de corte producida en la interfaz muro-losa o muro-fundación según sea el caso. La figura 4 muestra un esquema de las fuerzas presentes en los muros de corte.

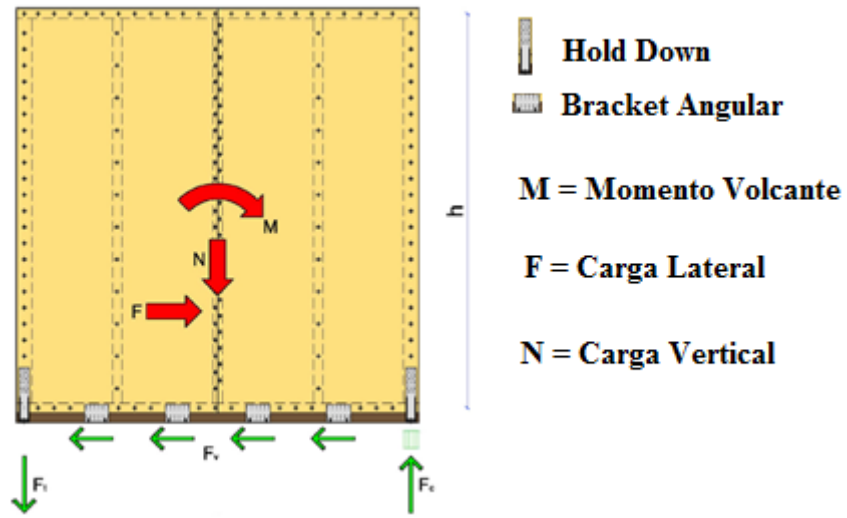


Figura 4. Esquema de fuerzas presentes en muros de corte frente a carga lateral (Tomasi, 2012)

3 MATERIALES Y MÉTODOS UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN

3.1 Estructura de referencia

Como referencia se tomará una estructura de 4 plantas (figura 5) que posee un área de 84 m² por piso. Según planos arquitectónicos está pensada a ser construida con paneles de CLT de 90 mm de espesor tanto en muros como losas (Anexo D).

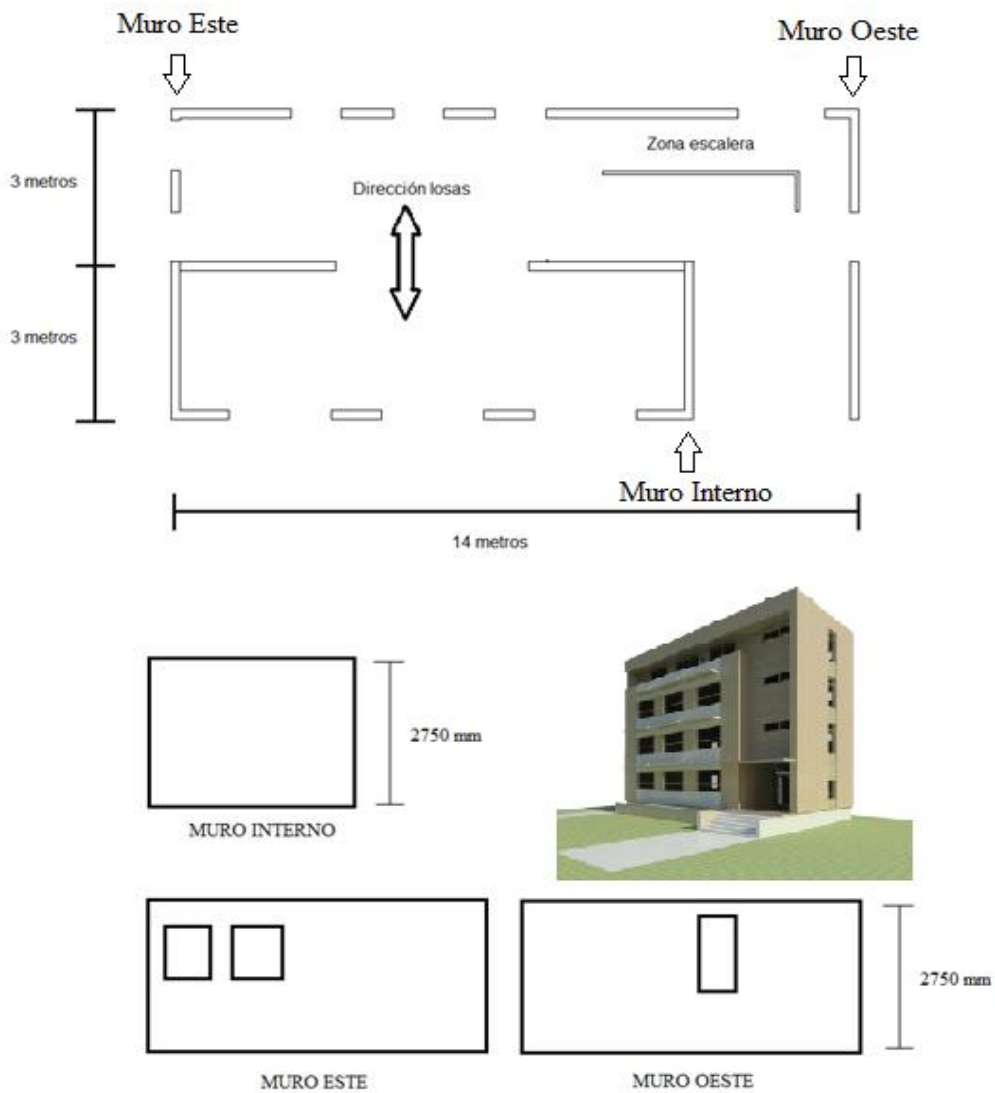


Figura 5. Estructura de referencia

La luz de las losas posee 3 o 6 metros. Se verificará entonces para dichos casos la utilización de paneles de 3 y 5 capas de los cuales se posee información de datos experimentales en flexión.

Los muros Este, Oeste e interno indicados en la figura 5 se utilizaron para ser modelados con distintas características apoyo-material: (a) resortes con rigideces lineales - ortotrópico, (b) apoyo fijo - ortotrópico, (c) apoyo fijo - isotrópico.

Para las 3 elevaciones con 4 pisos y las distintas configuraciones se obtendrán los desplazamientos entre pisos (Drift) para verificar su cumplimiento acorde a la normativa (Nch433-2011).

3.2 Diseño de losas

Según el método de Analogía de Corte, para obtener la capacidad en flexión de una losa de CLT, se requiere conocer la rigidez efectiva del panel (EI_{eff}). Esta propiedad depende de los módulos de elasticidad de cada capa del panel (E_0 y E_{90}) y de las dimensiones de su sección transversal (ver 2.1.2).

Los módulos de elasticidad del panel a diseñar y verificar, se obtuvieron a partir de los ensayos a flexión realizados en Citec de la Universidad del Bio Bio para paneles de 3 y 5 capas (Anexo A).

Para determinar el módulo de elasticidad a flexión del panel de CLT se tomó en cuenta la pendiente en el rango lineal que va desde el 10% de la carga de rotura hasta el 40% de la carga de rotura en la gráfica carga vs deformación como muestra la figura 6.

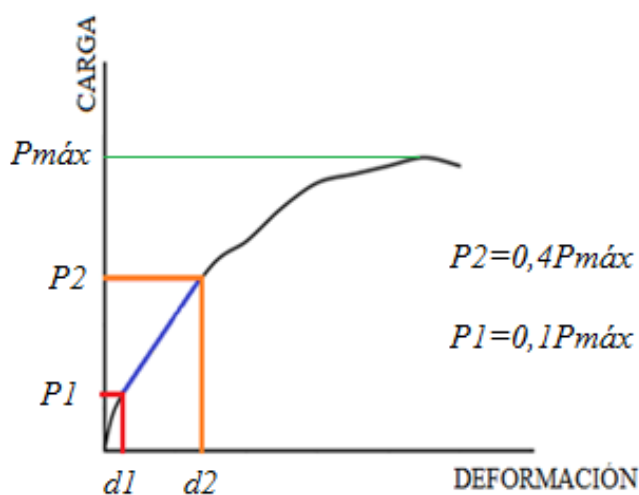


Figura 6. Método obtención Modulo de Elasticidad

A partir de esos datos y ocupando la ecuación número 19, de deflexión en el centro del elemento, con la carga ubicada en los cuartos de su longitud, se determinó una rigidez aparente experimental ($EI_{app-exp}$) del panel.

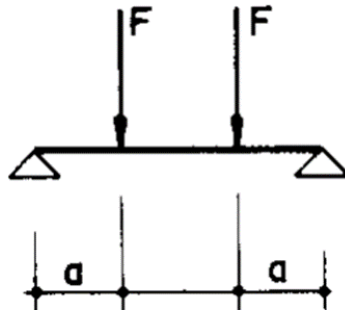


Figura 7. Modelo considerado para losas sometidas a flexión

$$\Delta d = \Delta P * a \frac{(3L^2 - 4a^2)}{24EI_{app}} \quad (19)$$

Δd = Deflexión.

ΔP = Carga aplicada.

L = Longitud elemento.

a = Distancia ubicación carga considerada desde punto de apoyo.

EI_{app} = Rigidez aparente.

A través del método analogía de corte, se iteró cifras de módulo de elasticidad de las piezas de madera para llegar a los valores de rigidez aparente experimentales ($EI_{app-exp}$) (ver figura 8). De esta forma también se pueden estimar las rigideces efectivas de flexión y corte del panel (EI_{eff} y GA_{eff} , respectivamente).

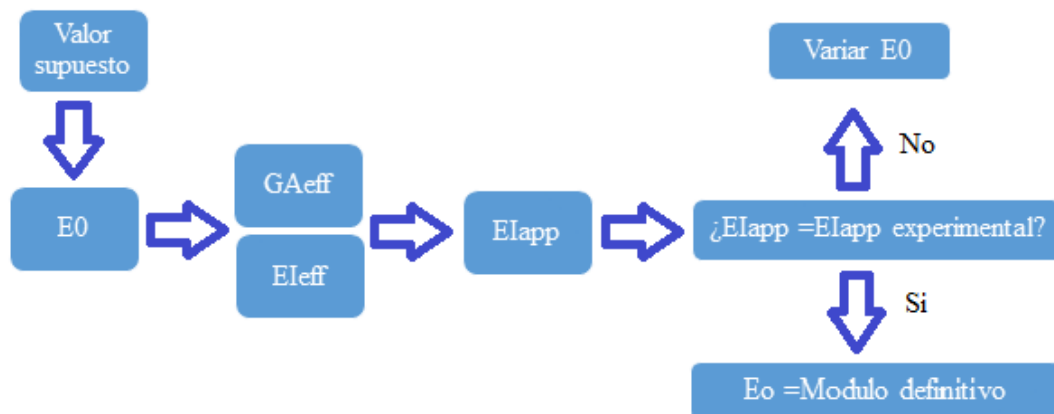


Figura 8. Iteración módulo de elasticidad.

Con el módulo de elasticidad de un producto CLT ensayado, y con las dimensiones según la geometría de la estructura de prueba a calcular, se obtuvo la rigidez aparente del panel según la ecuación 12.

Ya teniendo todos los parámetros necesarios para realizar la modelación de las losas de CLT (ver 2.1), se procedió a verificar que no se excedan los valores requeridos de resistencia y serviciabilidad tales como:

- Momento flector resistente.
- Corte resistente.
- Deflexión máxima del panel, ($L/360$ sobrecarga, $L/300$ sobrecarga más peso propio) según Nch1198 of 2014.

3.3 Diseño de Muros

3.3.1 Cargas verticales

Se verificó que la capacidad del muro a compresión no sea sobrepasada por las cargas verticales solicitantes (ver 2.2.2).

3.2.2 Cargas laterales en el plano

Para el análisis del desempeño del muro en cuanto a las cargas laterales en el plano, se desarrolló un modelo no lineal con ayuda del software comercial SAP2000 v16.0, que posteriormente fue calibrado bajo un comportamiento lineal en cuanto a su rigidez.

a) Validación de la rigidez elástica del modelo

Para la validación del modelo se procedió a modelar un muro ensayado bajo efecto de cargas cíclicas, cuyos desplazamientos horizontales y verticales fueron medidos mediante sensores.

Dentro de la tesis de Igor Gavric (2014) se encuentran los resultados de datos experimentales de diversos muros con distintas configuraciones.

Se escogió un muro sin aberturas que cuenta con 2 conectores de tipo hold down en sus extremos y 2 conectores de tipo bracket angular entremedio. Las dimensiones del muro y la posición de los sensores de desplazamiento (CH1, CH2, etc.) se presentan en la figura 9.

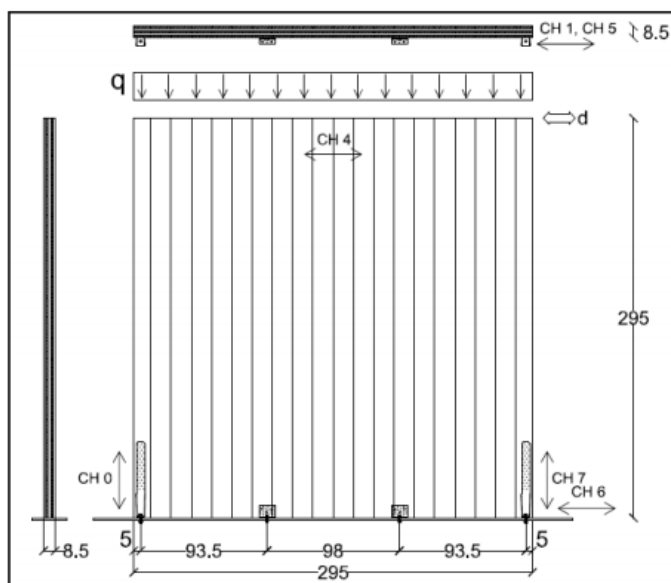


Figura 9. Muro 1.1 y sus dimensiones en centímetros (Gavric, 2014).

La carga vertical aplicada en el muro fue de 18,5 kN/m.

Los conectores utilizados son dos placas de tipo hold down (Simpson HTT22) con 12 clavos en los extremos y dos brackets angulares (BMF 90x48x3x116) con 11 clavos. Las rigideces elásticas de los conectores tipo hold down son 4,82 kN/mm para tracción y 0,99 kN/mm para corte, mientras que para los conectores tipo bracket angular son 2,76 kN/mm y 1,78 kN/mm a tracción y corte respectivamente.

En cuanto a la rigidez a compresión se estimó un valor de 39000 (kN/mm), derivado de la resistencia al aplastamiento de la base de acero.

El modelo del muro consistió en un elemento de tipo membrana que conlleva todos los parámetros y características mecánicas del CLT como material, según lo expuesto en la tesis de Igor Gavric.

Los conectores, hold down y bracket angular, fueron modelados como elementos de tipo “1 joint link”, ingresando las rigideces correspondientes a cada tipo de conector.

El efecto de la fricción fue modelado mediante elementos “friction isolator” ingresando los correspondientes coeficientes de roce estático y dinámico entre la interfaz muro-base.

La figura 10 muestra una representación del modelo realizado en SAP2000 v16.0 para el muro 1.1 de la tesis de Igor Gavric.

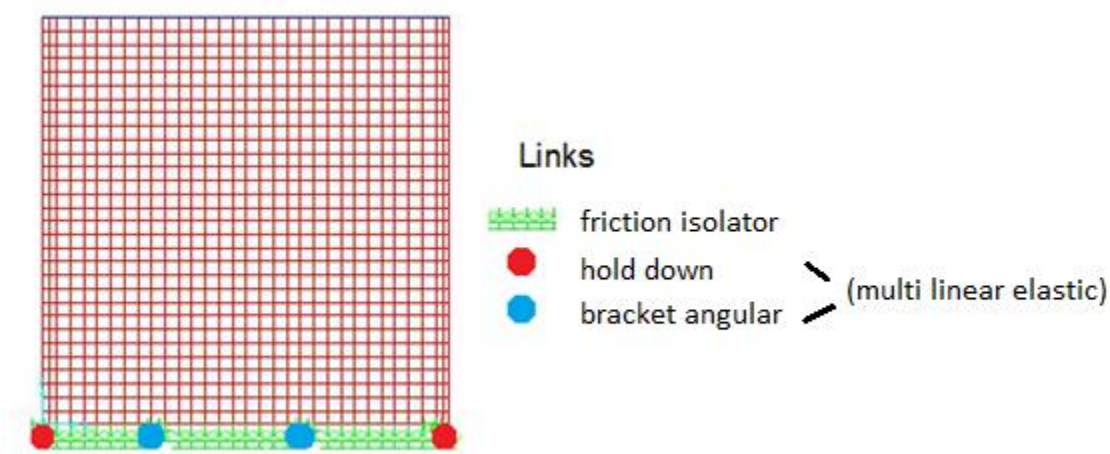


Figura 10. Modelo no lineal con elementos finitos.

Se realizó un análisis pushover controlado por un desplazamiento de 5 milímetros en el borde superior cargado del muro.

Se hicieron variar los valores de fricción utilizados en los elementos “friction isolator” hasta lograr la semejanza requerida entre lo modelado y los datos experimentales (Gavric, 2014; Anexo F), y por lo tanto, la validación del modelo no lineal.

Una vez validado el modelo no lineal, se procedió a llevar a cabo la calibración del modelo lineal. El modelo lineal consiste en la adaptación de una misma rigidez tanto a tracción como a compresión para los elementos hold down y bracket angular como muestra la figura 11.

Se incorporaron a las rigideces al corte de los elementos hold down y bracket angular, el aporte generado por la fricción entre la interfaz muro-base, ya que los elementos “friction isolator” no son considerados en el modelo lineal.

La calibración se consideró finalizada al obtener para un mismo valor de carga para el desplazamiento de control requerido, tanto en el modelo no lineal como en el lineal (Anexo E).

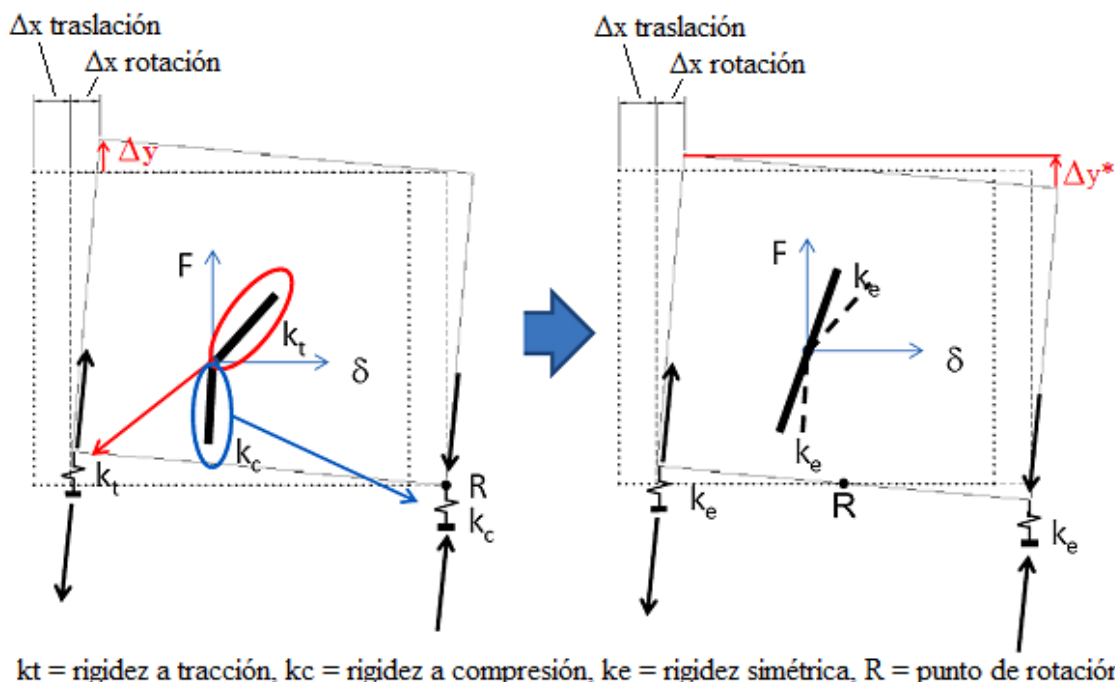


Figura 11. Transformación de un modelo de muro con rigidez no lineal a un sistema equivalente lineal (Sustersic et.al , 2014).

b) Aplicación del modelo a estructura de 4 plantas

Validado el modelo, se procedió a ser aplicado a los 3 muros del eje de menor dimensión de la estructura de referencia (Anexo D).

El material fue ingresado bajo un comportamiento ortotrópico, utilizando los módulos de elasticidad calculados, reducidos por los factores correspondientes del método K (tabla 1, k_3 y k_4)

Las rigideces utilizadas para los conectores de tipo hold down, fueron calculadas a partir de los ensayos realizados en la Universidad del Bío-Bío para conectores WHT540 (ver Anexo C). Se utilizó el método proporcionado por Yasumura y Kawai (método 10-40-90, figura 12) para el cálculo de las rigideces del conector WHT540.

El método consiste en trazar dos rectas en la envolvente de la curva de histéresis del conector. La primera recta va desde el punto del 10% de la carga máxima hasta el punto del 40% de la carga máxima. La segunda recta va desde el punto del 40% de la carga máxima hasta el punto del 90% de la carga máxima.

La segunda recta es desplazada paralelamente hasta convertirse en tangente de la envolvente. La intersección entre la recta desplazada y la recta que va desde el 10% al 40% entrega la carga de fluencia del conector (F_y). Dentro de la curva de histéresis el valor de

desplazamiento correspondiente a la carga de fluencia F_y corresponde al desplazamiento de fluencia d_y .

Finalmente la rigidez elástica del conector (K_y) fue estimada como la pendiente de la recta que parte desde el origen y que pasa por el punto (F_y, d_y) de la envolvente.

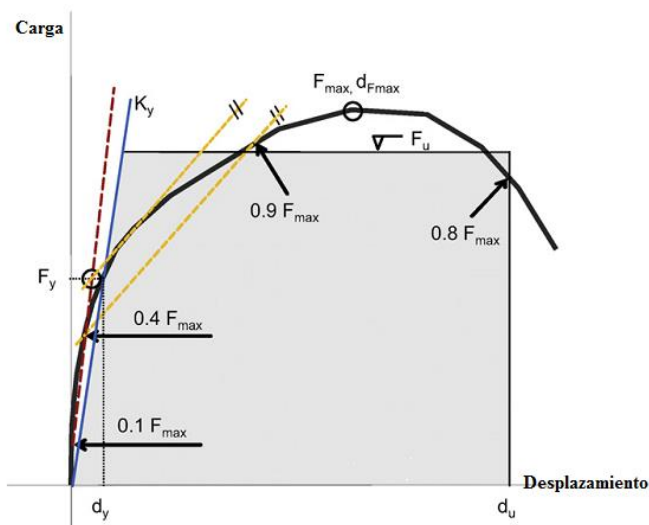


Figura 12. Procedimiento de Yasumura y Kawai. (Fragiacomo, 2011).

Las rigideces para los conectores de tipo bracket angular, de los cuales no se cuenta con información experimental, se determinaron a partir de la razón entre los valores de rigidez de hold down y bracket angular proporcionados en la tesis de Igor Gavric.

Se consideró la rigidez a tracción del bracket angular como la mitad de la rigidez a tracción de un hold down (Gavric, 2014), mientras que la rigidez al corte de un bracket angular es 0,64 veces su rigidez a tracción.

Se modelaron los muros de los ejes de la dirección más corta de la estructura, con ayuda del software SAP2000 v16.0 y siguiendo el procedimiento de calibración expuesto en 3.2.2.1.

4. RESULTADOS DE VERIFICACIÓN PARA LOSAS.

4.1 Determinación de rigidez aparente y módulo de elasticidad.

Se presentan los resultados obtenidos para el cálculo de rigidez aparente y módulo de elasticidad de la madera que compone a los paneles de CLT ensayados a flexión por el CITEC en la Universidad del Bío-Bío (detalles en Anexo A).

4.1.1 Rigidez aparente experimental

La tabla 4 muestra las rigideces obtenidas a través de ensayos a flexión (Anexo A).

Tabla 4. Resultado rigidez aparente ensayos paneles CLT.

Ensayo	Panel 3 capas	Panel 5 capas
	Eiapp (N*mm ²)	Eiapp (N*mm ²)
1	4,5E+11	1,4E+12
2	3,0E+11	1,6E+12
3	4,5E+11	1,5E+12
Promedio	4,0E+11	1,5E+12
CV	22%	7%

Los resultados que entregan los ensayos a flexión para el cálculo de la rigidez aparente de los paneles (3 y 5 capas) presentan un distinto coeficiente de variación.

El ensayo a flexión número 2 para los paneles de 3 capas obtuvo un valor de rigidez aparente (EI_{app}) 25% más bajo que el promedio (ver tabla 4). Siendo éste el único dato disperso arrojando un coeficiente de variación del 22%. Para los ensayos de 5 capas se obtuvo un coeficiente de variación del 7%.

Para ambos casos, debido a la escasa cantidad de ensayos por panel, se determinó utilizar el menor valor de rigidez aparente (EI_{app}) para la posterior obtención del módulo de elasticidad. Para los paneles de 3 capas se utilizó un valor de EI_{app} de 3,0E+11 N*mm², mientras que para los paneles de 5 capas 1,4E+12 N*mm².

4.1.2 Valores módulos de elasticidad

Se itero valores de módulos de elasticidad (E) para obtener la rigidez aparente teórica cuya magnitud sea lo más cercana a la rigidez aparente experimental (4.1.1).

Para el panel de 3 capas se determinó un valor de $E= 6100 \text{ MPa}$ con el cual se obtiene una rigidez aparente $E_{iapp}=3,0E+11 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

Para el panel de 5 capas se determinó un valor de $E= 7600 \text{ MPa}$ con el cual se obtiene un rigidez aparente $E_{iapp}=1,4E+12 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

Con dichos valores de módulo de elasticidad se trabajó en la modelación y verificación de las losas presentes en la estructura de referencia.

El valor del módulo de elasticidad según la Nch1198-2014 del pino radiata utilizado en los ensayos de flexión corresponde a 10000 MPa . Dicho valor se ve disminuido en un 39% para los paneles de 3 capas, mientras que un 24 % para los paneles de 5 capas. El utilizar el menor valor de rigidez aparente para cada tipo de panel tiene como efecto la obtención de un menor módulo de elasticidad de la madera.

4.2 Dimensiones de los paneles y cargas solicitantes.

La configuración de la losa fue otorgada según la estructura de referencia (ver 3.1 o Anexo D).

Dimensiones Panel

Largo (L) = 3000 y/o 6000 mm.

Ancho (B) = 1200 mm.

Espesor capas (e) = 30 mm

Cargas

Sobrecarga de uso= $2,5 \text{ kPa} = 255 \text{ Kg/m}^2$

Peso propio = 470 Kg/m^2

Δ Peso = 100 Kg/m^2

4.3 Panel CLT 3 capas.

Cálculo de propiedades características y verificación en Anexo E.

4.3.1 Propiedades Características

En la tabla 5 se presentan los resultados de las propiedades mecánicas para el panel CLT de 3 capas.

Tabla 5. Resultados propiedades mecánicas panel CLT 3 capas.

Propiedades Mecánicas	Valor	Unidad
E_0	6100	MPa
E_{90}	305	MPa
G_0	397	MPa
G_{90}	37	MPa
EI_{eff}	3,6E+11	N*mm ²
GA_{eff}	4020845	N*mm ²
$EI_{app}(3 \text{ m.})$	3,2E+11	N*mm ²
$EI_{app}(6 \text{ m.})$	3,5E+11	N*mm ²
S_{eff}	1302500	mm ³
Ib/Q_{eff}	32160	mm ²
Fb (flexión)	6,3	MPa
Fcz(corte)	1,1	MPa

4.3.2 Verificación a Flexión

En la tabla 6 se presenta la verificación a flexión de un panel de CLT de 3 capas, para una longitud de 3 y 6 metros.

Tabla 6. Resultados verificación a flexión panel CLT 3 capas.

Longitud losa	Comparación distinta longitud		Unidad
	3 metros	6 metros	
Momento Resistente($F_{b,dis} * S_{eff}$)	8210000	8210000	N*mm
Momentos Solicitante	5256279	21025116	N*mm
Verificación	Cumple	No cumple	

4.3.3 Verificación a corte.

En la tabla 7 se presenta la verificación a corte de un panel de CLT de 3 capas, para una longitud de 3 y 6 metros.

Tabla 7. Resultados verificación a corte panel CLT 3 capas.

Longitud losa	Comparación distinta longitud		Unidad
	3 metros	6 metros	
Corte Resistente($F_{v,dis} * S_{eff}$)	35376	35376	N
Corte Solicitante (V)	7008	14017	N
Verificación	Cumple	Cumple	

4.3.4 Verificación deflexión

En la tabla 8 se presenta la verificación a deflexión de un panel de CLT de 3 capas, para una longitud de 3 y 6 metros según Nch1198-2014.

Tabla 8. Resultados verificación deflexión panel CLT 3 capas.

	Longitud losa	Comparación distinta longitud		Unidad
		3 metros	6 metros	
Sobrecarga	Deflexión Norma (L/360)	8,33	16,7	mm
	Deflexión máxima	9,88	145,6	mm
	Verificación	No cumple	No cumple	
Sobrecarga + Peso propio	Deflexión Norma (L/300)	10	20	mm
	Deflexión máxima	16,77	246,9	mm
	Verificación	No cumple	No cumple	

Se determina que el panel de 3 capas de 90 mm de espesor no cumple con los requisitos de deflexión según Nch1198-2014 para ninguna de las luces analizadas (3 y 6 metros). Mientras que para efectos de resistencia sólo cumple para una luz de 3 metros.

4.4 Panel CLT 5 capas.

Detalles de cálculo de propiedades características y verificación en Anexo E.

4.4.1 Propiedades características

En la tabla 9 se presentan los resultados de las propiedades mecánicas para el panel CLT de 5 capas.

Tabla 9. Resultados propiedades mecánicas panel CLT 5 capas.

Propiedades Mecánicas	Valor	Unidad
E_0	7600	MPa
E_{90}	380	MPa
G_0	494	MPa
G_{90}	46	MPa
EI_{eff}	1,7E+12	N*mm ²
GA_{eff}	10019155	N*mm ²
EI_{app} (3 m.)	1,4E+12	N*mm ²
EI_{app} (6 m.)	1,6E+12	N*mm ²
S_{eff}	3009000	mm ³
Ib/Q_{eff}	417917	mm ²
F_b	6,0	MPa
F_{cz}	1,1	MPa

4.4.2 Verificación flexión

En la tabla 10 se presenta la verificación a flexión de un panel de CLT de 5 capas, para una longitud de 3 y 6 metros.

Tabla 10. Resultados verificación a flexión panel CLT 5 capas.

Longitud losa	Comparación distinta longitud		Unidad
	3 metros	6 metros	
Momento Resistente($F_{b,dis} * S_{eff}$)	18100000	18100000	N*mm
Momentos Solicitante	5629365	22517460	N*mm
Verificación	Cumple	No Cumple	

4.4.3 Verificación a corte.

En la tabla 11 se presenta la verificación a corte de un panel de CLT de 5 capas, para una longitud de 3 y 6 metros.

Tabla 11. Resultados verificación a corte panel CLT 5 capas

Longitud losa	Comparación distinta longitud		Unidad
	3 metros	6 metros	
Corte Resistente($F_{v,dis} * S_{eff}$)	459708	459708	N
Corte Solicitante (V)	7506	15012	N
Verificación	Cumple	Cumple	

4.4.4 Verificación deflexión

En la tabla 12 se presenta la verificación a deflexión de un panel de CLT de 5 capas, para una longitud de 3 y 6 metros.

Tabla 12. Resultados verificación deflexión panel CLT 5 capas

	Longitud losa	Comparación distinta longitud		Unidad
		3 metros	6 metros	
Sobrecarga	Deflexión Norma (L/360)	8,33	16,7	mm
	Deflexión máxima	2,33	31,12	mm
	Verificación	Cumple	No cumple	
Sobrecarga + Peso propio	Deflexión Norma (L/300)	10	20	mm
	Deflexión máxima	4,4	59,09	mm
	Verificación	Cumple	No cumple	

Se determina para el panel de 5 capas que este cumple con los parámetros de deflexión máxima y resistencia para una luz de 3 metros. Mientras que para una luz de 6 metros se ven sobrepasadas su resistencia a flexión, como también la deflexión máxima según normativa (Nch1198-2014).

5. RESULTADOS DEL DISEÑO DE MUROS

Se verificó a compresión un muro del primer nivel de la estructura de referencia (3.1 o Anexo D), tomando como carga axial el peso propio de la estructura que recae sobre éste.

Para el caso de carga lateral se desarrolla un modelo lineal con ayuda del software comercial SAP2000 v16.0 tomando en cuenta las rigideces de los conectores utilizados. Posteriormente fueron verificados los desplazamientos relativos entre piso (drift) según lo exigido por la Nch433 (mod 2011).

5.1 Diseño a compresión

Dimensiones Panel

Altura: 2750 mm.
 Ancho: 6000 mm.
 Espesor Panel: 90 mm.
 Densidad: 470 kg/m³

5.1.1 Propiedades características

El cálculo de los parámetros para las verificaciones se encuentra en el Anexo G. La tabla 13 indica las propiedades mecánicas del muro CLT de 3 capas.

Tabla 13. Resultados propiedades mecánicas muro CLT 3 capas

Propiedades Mecánicas	Valor	Unidad
E_0	6100	MPa
EI_{eff}	2,5E+12	N*mm ²
GA_{eff}	12062535	N*mm ²
EI_{app}	1,9E+12	N*mm ²
$EI_{app-min}$	9,8E+11	mm ³
$F_{c,dis}$	2,1	MPa
cp	0,94	

5.1.2 Verificación compresión

En la tabla 14 se presenta la verificación a compresión de un panel de CLT de 3 capas para la carga solicitante debido al peso propio de la estructura que recae sobre el muro. Es notoria

la alta capacidad que presentan los paneles frente a esta sollicitación, por lo que no presenta mayor problema a la hora de la verificación.

Tabla 14. Resultados verificación compresión muro CLT 3 capas

	Valor	Unidad
Resistencia a Compresión	708657	N
Carga Solicitante (V)	11074	N
Verificación	Cumple	

5.2 Calibración modelo lineal de muros de corte.

Los detalles de calibración para los muros de la estructura de referencia analizados se encuentran en el Anexo H.

En la validación del modelo no lineal con los datos de Igor Gavric (Anexo F), se determinó:

- La rigidez inicial lateral de los elementos de fricción se consideró como 10 kN/mm.
- Los coeficientes de roce estático y dinámico son 0,4 y 0,25 respectivamente, considerando la interacción hormigón-madera. En el caso de interacción madera-madera el valor de los coeficientes de roce fue 0,3 y 0,2 respectivamente.
- Al elemento fricción aislador se le ingresó un valor de rigidez igual a 100000 kN/mm en compresión.

Los valores obtenidos de coeficiente de roce estático y dinámico para la validación del modelo de muros de corte se acercan a los valores encontrados en literatura 0,25-0,5 (Sustersic et. al, 2014).

Para el ajuste lineal de los datos de Igor Gavric (anexo F) y la calibración de los muros de la estructura a modo de ejemplo, se determinó:

- La rigidez al corte de los conectores tipo hold down y brackets, corresponden a la suma de las rigideces elásticas obtenidas a través de ensayos más una rigidez ponderada que le otorga la fricción de los nudos que se encuentren cercanos al conector.
- El aporte de la fricción se determina del cociente entre la fuerza de roce (coeficiente de roce por carga vertical, incluyendo peso propio) que aporta cada nudo y el desplazamiento del muro generado por la carga de control según el modelo no lineal.

5.3 Valores de rigidez elástica para conectores usados en estructura de referencia.

Utilizando el método de Yasumura y Kawai (método 10-40-60) se procede a calcular las rigideces a tracción y corte para una placa de tipo Hold-down de la empresa Rothoblass, modelo WHT540 (procedimiento en Anexo C). Se muestran en la tabla 15 los resultados de rigidez elástica obtenidos a partir de los ensayos experimentales.

Tabla 15. Resultados rigidez conector hold-down WHT540.

	Rigidez a Corte		Rigidez a Tracción	
	sensor 1 (KN/mm)	sensor 2 (KN/mm)	sensor 1 (KN/mm)	sensor 2 (KN/mm)
ensayo 1	4,12	4,72	0,30	0,34
ensayo 2	3,44	4,055	0,31	0,36
ensayo 3	5,18	3,56	0,27	0,38
Promedio sensor	4,25	4,11	0,30	0,36
Promedio general Corte	4,18		Promedio general Tracción	0,33
c.v	16%		c.v	12,5%

Los resultados obtenidos de los ensayos de conectores tipo hold down (WHT540) entregan valores de rigidez elástica de 4,18 kN/mm en tracción y 0,33 kN/mm en corte. El valor de rigidez elástica a tracción se acerca a lo obtenido por otros autores (4,51 kN/mm, Gavric, 2014). En cuanto a la rigidez elástica a corte, ésta difiere de la experiencia de otros autores (3,4 kN/mm, Gavric, 2014), debido a que los protocolos de ensayos fueron diferentes y/o el procedimiento adoptado para obtener la rigideces elásticas de los conectores es otro.

Para brackets angulares se obtuvo 2,09 kN/mm y 1,35 kN/mm a tracción y corte respectivamente. Los resultados obtenidos difieren a los de otros autores, 2,53 kN/mm rigidez a tracción y 2,09 kN/mm rigidez a corte (Gavric, 2014).

5.4 Análisis de modelos con distintas condiciones de borde

Para cada muro analizado (Este, Oeste e Interno) se desarrollaron tres modelos con distintas condiciones de apoyo y material:

- Resortes con rigideces lineales elásticas calibradas, panel de CLT ortotrópico.
- Apoyos fijos, panel de CLT ortotrópico.
- Apoyos fijos, panel de CLT isotrópico.

Se aplicó la carga determinada mediante el análisis pushover en el modelo no lineal para un desplazamiento de 5 mm en el borde superior cargado de cada muro (figura 13).

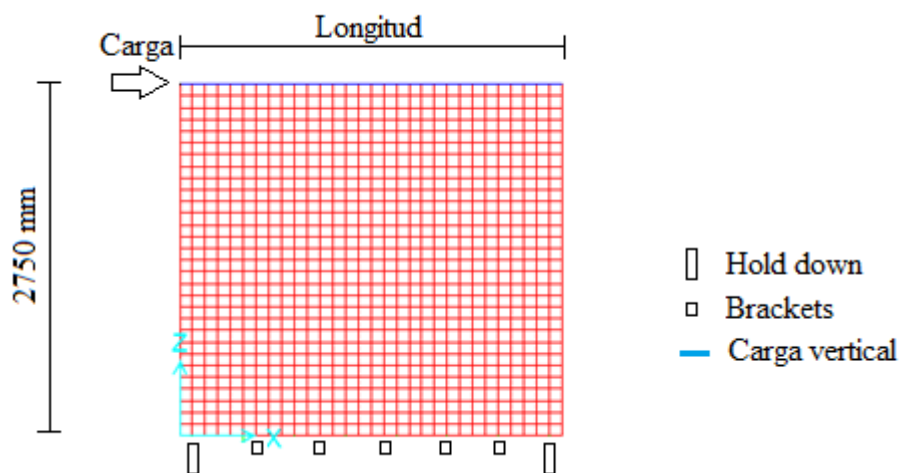


Figura 13. Esquema Disposición carga y conectores

5.4.1 Dimensiones muros y características del material

Las dimensiones de los muros están dadas por 2750 mm de altura y 90 mm. La longitud del muro Este y Oeste es de 6000 mm y el muro interno de 3000 mm.

Se consideró un valor de módulo de elasticidad de la madera $E_0 = 8400$ MPa, con el cual se obtiene los módulos del panel aplicando factores de reducción del método k (k_3 y k_4 respectivamente), $E_0 = 5700$ MPa y $E_{90} = 3000$ MPa. (Anexo J)

5.4.4 Comparación condiciones de borde

Los resultados para las distintas condiciones de modelado para cada primer nivel de los muros se muestran en la tabla 16.

Tabla 16. Resultados carga-desplazamiento para distintas condiciones de borde

Muro	Condición de borde	Carga (kN)	Desplazamiento (mm)
Este	Resortes- Ortotrópico	31	5
	Apoyo Fijo, Ortotrópico	31	2,9
	Apoyo Fijo, Isotrópico	31	0,8
Interno	Resortes- Ortotrópico	21	5
	Apoyo Fijo, Ortotrópico	21	2,3
	Apoyo Fijo, Isotrópico	21	0,5
Oeste	Resortes- Ortotrópico	31	5
	Apoyo Fijo, Ortotrópico	31	2,6
	Apoyo Fijo, Isotrópico	31	0,6

Los resultados obtenidos para los modelos que considera a los conectores como un elemento con su propia rigidez (modelo con resortes), tienen desplazamientos 2 veces mayores (en promedio) para los modelos con apoyo fijo.

Así mismo, al comparar los desplazamientos obtenidos por el modelo con resortes con el modelo con apoyo fijo y material isotrópico, se tiene que el primero entrega desplazamientos aproximadamente 8 veces mayor.

5.5 Verificaciones Drift elevaciones

Se determinaron los desplazamientos asociados a la carga sísmica calculada según la Nch 433-2011 mediante un análisis estático (Anexo I) para las elevaciones completas de los muros este, oeste e interno.

El esfuerzo basal fue 327 kN, el cual corresponde a 56 kN para el primer nivel, 68 kN segundo nivel, 87 kN tercer nivel y 116 kN para el cuarto nivel.

De las fuerzas por nivel 50% de la carga fue otorgado para el muro Este, 35 % muro Oeste y 15 % muro interno.

En figura 14 está representada la fuerza (kN) por nivel para cada elevación.

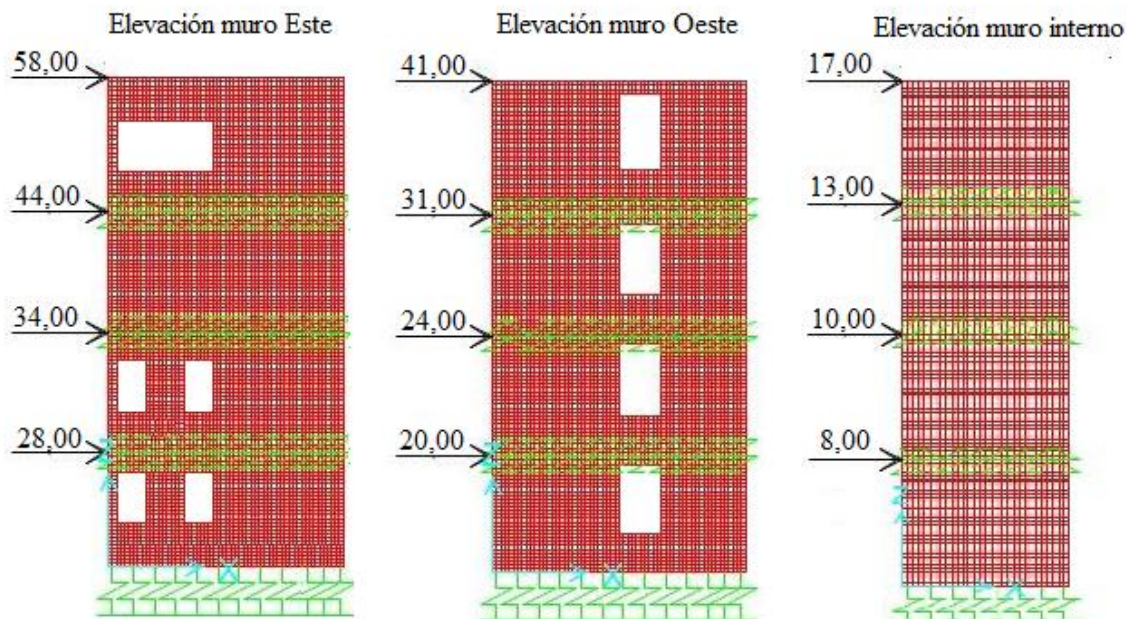


Figura 14. Esquema fuerza sísmica (kN) para cada elevación.

Se determinó el valor de drift para cada nivel para tres tipos de modelos:

- Resortes con rigideces lineales elásticas calibradas, panel de CLT ortotrópico.
- Apoyos fijos, panel de CLT ortotrópico.
- Apoyos fijos, panel de CLT isotrópico.

El considerar la flexibilidad de los conectores entrega resultados mayores de desplazamientos. Para las 3 elevaciones el modelo con resortes sobrepasa notoriamente el valor de drift exigido según normativa.

En la figura 15 muestra los desplazamientos relativos entre pisos para la elevación del muro Este con las 3 formas distintas de modelado. El modelo con rigideces lineales para los conectores posee un drift de 0,009 aproximado sobrepasando a los otros modelos e incluso a la norma (nch433-2011) que establece un drift máximo de 0,002.

En la figura 16 los drifts para la elevación del muro interno modelado con rigideces lineales para los conectores es del orden 0,008 cuadruplicando a la normativa, y a los otros dos modelos con apoyo fijo ortotrópico e isotrópico.

Los drifts del muro Oeste para cada tipo de modelo, mostrados en la figura 17, muestran que el modelado con resortes también sobrepasa a la norma y a los otros dos casos.

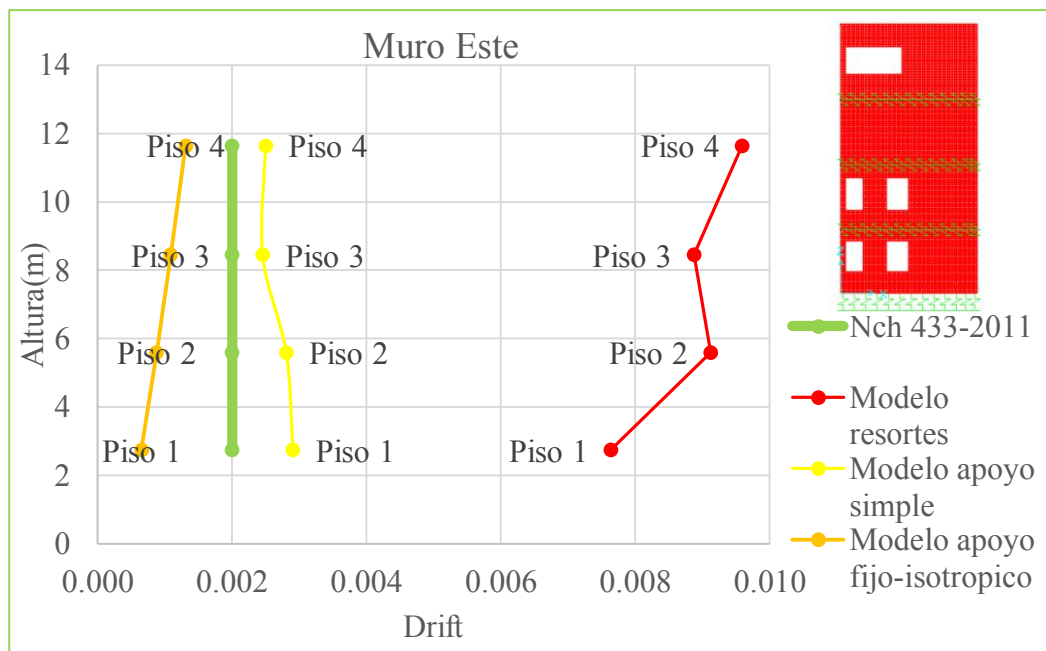


Figura 15. Grafico Drift muro Este con distintas condiciones de modelado.

En la figura 15 el valor del drift del modelo con resortes en el piso 3 es menor que el piso 2 y 4. Se desprende que el muro sin apertura presenta mayor rigidez.

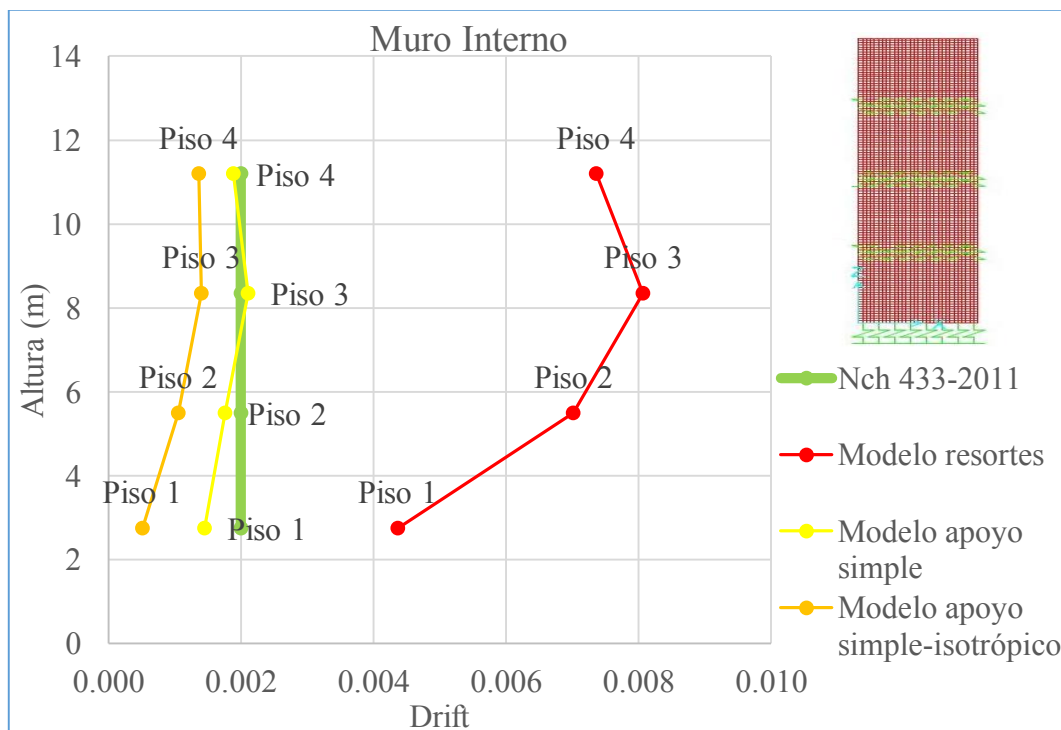


Figura 16. Grafico Drift muro interno con distintas condiciones de modelado.

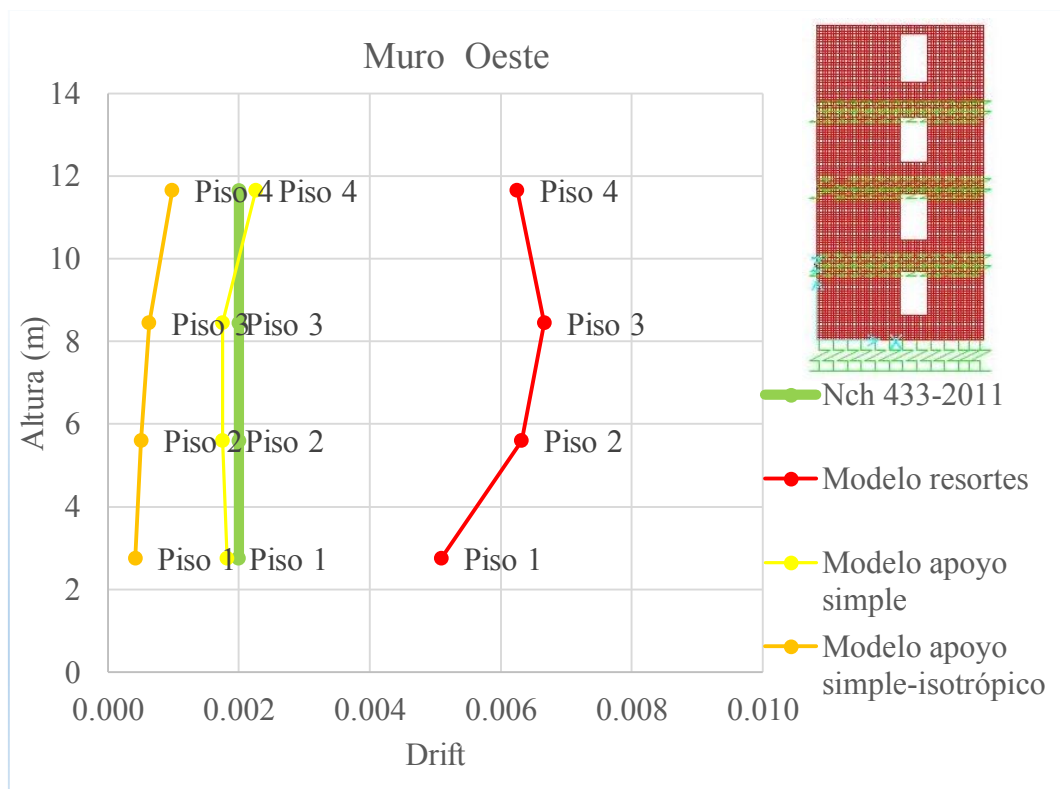


Figura 17. Grafico Drift muro Oeste con distintas condiciones de modelado.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Dentro del presente trabajo se logran poner en práctica métodos analíticos (método de analogía del corte y el método-k) para la modelación y verificación de losas y muros de una estructura de 4 plantas pensada a ser construida con paneles de CLT de 90 mm de espesor.

Se logró validar e implementar un modelo con ayuda del software SAP2000 v16.0 para el análisis del comportamiento de muros de corte frente a cargas laterales, tomando en cuenta los conectores utilizados como un elemento estructural que posee sus propias rigideces elásticas.

Los resultados teóricos de rigidez aparente (utilizando módulo de elasticidad según Nch1198-2014) fueron mayores a lo determinado de forma experimental. Se obtuvo una rigidez aparente experimental (EI_{app}) de $3,2E+11 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$ para los paneles de 3 capas (40% menor a lo teórico), mientras que para los paneles de 5 capas se determinó un valor de EI_{app} de $1,4E+12 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$ (25% menor a lo teórico).

El utilizar la rigidez aparente de un panel calculada de forma teórica, utilizando el método de analogía del corte, conlleva a resultados de deflexión menores a los valores experimentales. Para ambos tipos de paneles (3 y 5 capas) la deflexión teórica es un 29% menor a los resultados experimentales.

El diseño de las losas de la estructura de referencia queda condicionado por efectos de deflexión y resistencia a flexión del panel, se requiere disminuir la luz máxima presente (de 6 metros a 3 metros) para no sobrepasar la deflexión exigida según normativa Nch1198-2014. Se considera factible el uso de paneles de 5 capas para una luz de 3 metros.

La capacidad de los muros de CLT a compresión es alta, el panel analizado de 3 capas y 90mm de espesor posee una capacidad de aproximadamente 70 toneladas según lo determinado utilizando métodos analíticos. Este valor se asemeja a la carga máxima determinada según ensayos experimentales realizados por CLT Chile (76 Toneladas). Es por ello que este punto no presenta mayores problemas a la hora del diseño de muros.

El modelo que considera al panel como un material ortotrópico y que además incorpora las rigideces elásticas de los conectores presenta resultados de desplazamiento 3 veces mayor al modelo ortotrópico con apoyo fijo y 8 veces mayor al modelo con material isotrópico y apoyo fijo. Es por ello que al modelar muros de corte, el material que compone al panel debe considerar su ortotropía, y además los conectores utilizados deben ser modelados como un elemento estructural más con sus correspondientes rigideces para obtener un correcto diseño ante cargas laterales.

El modelo conceptualmente más correcto (que considera las rigideces de las conexiones) obtuvo valores de desplazamiento relativo entre piso 4 veces mayor a lo exigido según la normativa de diseño sísmico de edificios.

6.2 Recomendaciones y nuevas líneas de investigación.

Las propiedades mecánicas de los tableros de madera contralaminada presentan una alta variabilidad según sus dimensiones, número de capas, tipo de madera utilizada, etc. En general, los productores de CLT en el extranjero se dan el trabajo de dar a conocer las propiedades mecánicas de cada uno de sus productos mediante catálogos. Esta práctica debería ser exigida en nuestro país a los posibles productores de este nuevo mercado que se está dando a conocer poco a poco.

Por consiguiente, se requiere la realización de mayor cantidad de ensayos para determinar el comportamiento y propiedades mecánicas de paneles de CLT fabricados con recurso maderero nacional.

En cuanto al diseño ante cargas laterales, este se encuentra gobernado principalmente por la flexibilidad de los conectores utilizados, ya que los paneles de CLT actúan como cuerpo rígido. Se requieren también mayores investigaciones acerca de las propiedades de las placas y conectores utilizados para el ensamblaje de los paneles.

Es recomendable el realizar el modelado de los conectores mediante elementos que simulen las rigideces de estos. El considerar las uniones entre paneles como elementos de apoyo fijo puede llevar a resultados no conservadores, representándose una menor respuesta por parte de la estructura ante cargas laterales.

Los valores de desplazamiento relativo entre piso exigidos según la Nch433-2011 fueron superados por los modelos que consideran la flexibilidad de las conexiones. Sin embargo, puede que para dichos niveles de desplazamiento el muro de corte no sufra daño a nivel estructural. Se requiere mayor investigación para la calibración del valor exigido de drift para este nuevo sistema constructivo.

7. BIBLIOGRAFÍA

- (1) Igor Gavric (2012). Seismic Behaviour of cross-laminated timber buildings. Universita Degli Studi Di Trieste.
- (2) Iztok Sustersic; Massimo Fragiaco; and Bruno Dujic. Seismic Analysis of Cross-Laminated Multistory Timber Buildings Using Code-Prescribed Methods: Influence of Panel Size, Connection Ductility, and Schematization. (2015)
- (3) Iztok Sustersic; Massimo Fragiaco; and Bruno Dujic . Influence of the Connection Behaviour on the Seismic Resistance of Multi-Story Crosslam Buildings (2012).
- (4) Kreuzinger H, Mechanically jointed beams and columns. In timber Engineering-Step 1. Amere, The Netherlands: Centroum Hout. (1995)
- (5) Sylvain Gagnon, Ciprian Pirvu. CLT Handbook Canada, FP Innovations (2011)
- (6) Erol Karacabeyli CLT Handbook USA, FP Innovations (2013).
- (7) Paulina González, Erick Saavedra, Eduardo Pérez, Camila Burgos, Freddy Piña, Mario Wagner. Sistema constructivo en madera contralaminada para edificios. CLT Chile (2014).
- (8) Sustersic, Dujic, Fragiaco. Influence of the connection modelling on the seismic behaviour of crosslam timber buildings (2014).
- (9) SAP2000, versión 16.0: Analysis reference manual. Computer and Structures Inc. 2013.
- (10) Blass y Fellmoser, Design of solid wood panels with cross layers (2004).
- (11) Instituto nacional de normalización (INN). Nch 1198-2014: Madera – Construcción en madera – Cálculo. Santiago, INN Chile.
- (12) Instituto nacional de normalización (INN). Nch 433-2011: Diseño sísmico de edificios. Santiago, INN Chile.
- (13) APA-The Engineered Wood Association. Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber, ANSI/APA PRG 320. Tacoma. Washington, U.S.A. 2011.

8. ANEXOS

INDICE GENERAL ANEXOS

Anexo A.....	49
Anexo B.....	58
Anexo C.....	66
Anexo D.....	75
Anexo E.....	78
Anexo F.....	94
Anexo G.....	97
Anexo H.....	103
Anexo I.....	111
Anexo J.....	117

INDICE TABLAS DE ANEXOS

Tabla A1. Resultados ensayo flexión 1.....	50
Tabla A2. Resultados ensayo flexión 2.....	50
Tabla A3. Resultados ensayo flexión 3.....	51
Tabla A4. Resultados ensayo flexión 4.....	52
Tabla A5. Resultados ensayo flexión 5.....	52
Tabla A6. Resultados ensayo flexión 6.....	53
Tabla B1. Calculo tensión admisible panel CLT de 3 capas.....	58
Tabla B2. Calculo tensión admisible panel CLT de 5 capas.....	59
Tabla B3. Tensiones admisibles y módulo de elasticidad en flexión para madera aserrada, MPa.....	59
Tabla B4. Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual que 1%.....	60
Tabla B5. Factores de modificación por duración de carga.....	61
Tabla B6. Factor de modificación por tratamiento químico, KQ.....	63
Tabla B7. Factores de modificación por temperatura, KT.....	63
Tabla B8. Coeficientes de proporcionalidad.....	64
Tabla C1. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 1, dirección X.....	67
Tabla C2. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 2, dirección X.....	68
Tabla C2. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 3, dirección X.....	70
Tabla C4. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 1, dirección Y.....	71
Tabla C5. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 2, dirección Y.....	73
Tabla C6. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 3, dirección Y.....	74

Tabla F1. Valores desplazamiento para calibración.....	95
Tabla F2. Valores rigideces modelo no lineal.....	95
Tabla F3. Valores rigideces modelo lineal.....	96
Tabla F4. Valores obtenidos por calibración.....	96
Tabla G1. Longitudes efectivas.....	101
Tabla G2. Calculo carga axial muro.....	102
Tabla H1. Resultado calibración piso 1 muro este.....	103
Tabla H2. Comparación desplazamientos calibración piso 1 muro este.....	103
Tabla H3. Resultado calibración piso 2 muro este.....	104
Tabla H4. Comparación desplazamientos calibración piso 2 muro este.....	104
Tabla H5. Resultado calibración piso 3 muro este.....	104
Tabla H6. Comparación desplazamientos calibración piso 3 muro este.....	105
Tabla H7. Resultado calibración piso 4 muro este.....	105
Tabla H8. Comparación desplazamientos calibración piso 4 muro este.....	105
Tabla H9. Resultado calibración piso 1 muro interior.....	106
Tabla H10. Comparación desplazamientos calibración piso 1 muro interior.....	106
Tabla H11. Resultado calibración piso 2 muro interior.....	106
Tabla H12. Comparación desplazamientos calibración piso 2 muro interior.....	107
Tabla H13. Resultado calibración piso 3 muro interior.....	107
Tabla H14. Comparación desplazamientos calibración piso 3 muro interior.....	107
Tabla H15. Resultado calibración piso 4 muro interior.....	108
Tabla H16. Comparación desplazamientos calibración piso 4 muro interior.....	108
Tabla H17. Resultado calibración piso 1 muro oeste.....	108
Tabla H18. Comparación desplazamientos calibración piso 1 muro oeste.....	109
Tabla H19. Resultado calibración piso 2 muro oeste.....	109
Tabla H20. Comparación desplazamientos calibración piso 2 muro oeste.....	109
Tabla H21. Resultado calibración piso 3 muro oeste.....	110
Tabla H22. Comparación desplazamientos calibración piso 3 muro oeste.....	110
Tabla H23. Resultado calibración piso 4 muro oeste.....	110
Tabla H24. Comparación desplazamientos calibración piso 4 muro oeste.....	111
Tabla I1. Calculo fuerza sísmica horizontal por nivel.....	113
Tabla I2. Distribución de fuerzas horizontales sísmica por muro.....	114
Tabla I3. Resultados desplazamiento y drifts para distintos modelo muro Este.....	116
Tabla I4. Resultados desplazamiento y drifts para distintos modelo muro interno.....	116
Tabla I5. Resultados desplazamiento y drifts para distintos modelo muro Oeste.....	116

INDICE FIGURAS DE ANEXOS

Figura A1. Modelo considerado para losas sometidas a flexión.....49

Figura C1. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 1 sensor 1.....66

Figura C2. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 1 sensor 2.....66

Figura C3. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 2 sensor 1.....67

Figura C4. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 2 sensor 2.....68

Figura C5. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 3 sensor 1.....69

Figura C6. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 3 sensor 2.....69

Figura C7. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 1 sensor 1.....70

Figura C8. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 1 sensor 2.....71

Figura C9. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 2 sensor 1.....72

Figura C10. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 2 sensor 2.....72

Figura C11. Gráficas carga-desplazamientos dirección Y, ensayo 3 sensor 1.....73

Figura C12. Graficas carga-desplazamientos dirección Y, ensayo 3 sensor 2.....74

Figura D1. Vista 3D estructura de referencia.....75

Figura D2. Dirección losas e identificación muros a analizar75

Figura D3. Planta primer nivel.....76

Figura D4. Planta segundo nivel.....76

Figura D5. Planta tercer nivel.....77

Figura D6. Planta cuarto nivel.....77

Figura F1. Carga vs Desplazamiento en el borde superior cargado.....94

Figura F2. Carga vs Levantamiento en la base del muro.....94

Figura F3. Carga vs Deslizamiento en la base del muro.....95

Figura G1. Perfil y sección transversal muro.....97

Figura I1. Distribución fuerza sísmica.....113

Figura I2. Fuerza sísmica sobre muro este.....114

Figura I3. Fuerza sísmica sobre muro interno.....115

Figura I4. Fuerza sísmica sobre muro oeste.....115

ANEXO A
CÁLCULO MODULOS DE ELASTICIDAD PARA
PANELES DE 3 Y 5 CAPAS DE CLT

CÁLCULO RIGIDEZ APARENTE

Ecuación deflexión en el centro del elemento en flexión, con cargas puntuales a una distancia a de los extremos.

$$d = \frac{a * P}{24 * EI} * (3 * l^2 - 4 * a^2) \quad (1)$$

Despejando EI y utilizando una diferencia en el rango lineal de los resultados.

$$EI_{app} = \frac{a * \Delta P}{24 * \Delta d} * (3 * l^2 - 4 * a^2) \quad (2)$$

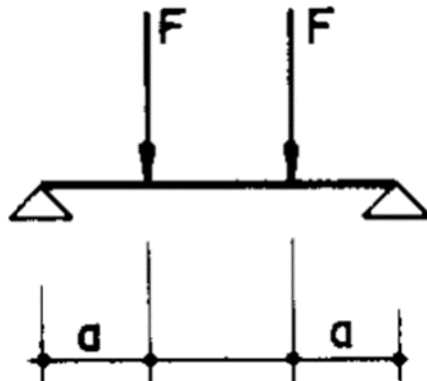


Figura A1. Modelo considerado para losas sometidas a flexión

Resultados Ensayos CLT de 3 capas

Panel de geometría rectangular (1200x2400mm), de madera contralaminada de pino radiata G1 (12% humedad) de 30x120 (mm) distribuidas en 3 capas y adheridas con PU Purbond, generando un panel de 90 (mm) de espesor. Según la Norma NCh806 corresponden al tipo VI clase C. Para el ensayo de utilizó una luz de 2200 mm.

Ensayo 1

- Carga máxima: 13,2 Toneladas

Tabla A1. Resultados ensayo flexión 1

	Carga (T)	Desplazamiento promedio para esa carga (mm)
40 % máx.	5,3	20,8
10% máx.	1,3	7,7
Δ	4,0	13,1

$$Elapp = \frac{\frac{2200}{4} * 4 * 1000 * 9,8}{24 * 13,1} * \left(3 * 2200^2 - 4 * \frac{2200^2}{4} \right)$$

$$Elapp = 4,5E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Ensayo 2

- Carga máxima: 11,1 Toneladas

Tabla A2. Resultados ensayo flexión 2

	Carga (T)	Desplazamiento promedio para esa carga (mm)
40 % máx.	4,4	20,8
10% máx.	1,1	4,3
40% máx-10% máx	3,3	16,5

$$EI_{app} = \frac{\frac{2200}{4} * 3,3 * 1000 * 9,8}{24 * 16,5} * \left(3 * 2200^2 - 4 * \frac{2200^2}{4} \right)$$

$$EI_{app} = 3,0E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Ensayo 3

- Carga máxima: 11,0 Toneladas

Tabla A3. Resultados ensayo flexión 3

	Carga (T)	Desplazamiento promedio para esa carga (mm)
40 % máx.	4,4	15,2
10% máx.	1,1	4,2
40% máx-10% máx	3,3	11,0

$$EI_{app} = \frac{\frac{2200}{4} * 3,3 * 1000 * 9,8}{24 * 11,0} * \left(3 * 2200^2 - 4 * \frac{2200^2}{4} \right)$$

$$EI_{app} = 4,5E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Resultados Ensayos CLT de 5 capas

Panel de geometría rectangular (1200x3000 mm), de madera contralaminada de pino radiata G1 (12% humedad) de 30x120 (mm) distribuidas en 5 capas y adheridas con PU Purbond, generando un panel de 150 (mm) de espesor. Según la Norma NCh806 corresponden al tipo VI clase C. Para el ensayo de utilizó una luz de 2800 mm.

Ensayo 4

- Carga máxima: 21,3 Toneladas

Tabla A4. Resultados ensayo flexión 4

	Carga (T)	Desplazamiento promedio para esa carga (mm)
40 % máx.	8,5	18,6
10% máx.	2,1	4,8
40%máx-10%máx	6,4	13,8

$$Elapp = \frac{\frac{2800}{4} * 6,4 * 1000 * 9,8}{24 * 13,8} * \left(3 * 2800^2 - 4 * \frac{2800^2}{4} \right)$$

$$Elapp = 1,4E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Ensayo 5

- Carga máxima: 23,8 Toneladas

Tabla A5. Resultados ensayo flexión 5

	Carga (T)	Desplazamiento promedio para esa carga (mm)
40 % máx.	9,5	21,4
10% máx.	2,4	7,5
40%máx-10%máx	7,1	13,9

$$EI_{app} = \frac{\frac{2800}{4} * 7,1 * 1000 * 9,8}{24 * 13,9} * \left(3 * 2800^2 - 4 * \frac{2800^2}{4} \right)$$

$$EI_{app} = 2,6E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Ensayo 6

- Carga máxima: 22,1 Toneladas

Tabla A6. Resultados ensayo flexión 6

	Carga (T)	Desplazamiento promedio para esa carga (mm)
40 % máx.	8,8	18,7
10% máx.	2,2	5,1
40% máx-10% máx	6,6	13,6

$$EI_{app} = \frac{\frac{2800}{4} * 6,6 * 1000 * 9,8}{24 * 13,6} * \left(3 * 2800^2 - 4 * \frac{2800^2}{4} \right)$$

$$EI_{app} = 4,5E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

MÓDULOS DE ELASTICIDAD

Panel 3 Capas 1200X2400 mm.

Para el panel de 3 capas se determinó un valor de $E = 6100$ MPa con el cual se obtiene una rigidez aparente $E_{iapp} = 3,0E+11$ N*mm².

$$E_0 = 6100 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = 0,05 * 6100 = 305 \text{ MPa}$$

$$G_0 = 0,065 * 6100 = 397 \text{ MPa}$$

$$G_{90} = 0,006 * 6100 = 37 \text{ MPa}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n E_i * \frac{b * h^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i * z_i^2 = B_A + B_B$$

$$E_1 = E_0 ; \quad z_1 = 30 \text{ mm} ; \quad b_1 = 1000 \text{ mm} ; \quad h_1 = 30 \text{ mm} ; \quad A_1 = b_1 * h_1$$

$$E_2 = E_{90} ; \quad z_2 = 0 \text{ mm} ; \quad b_2 = 1000 \text{ mm} ; \quad h_2 = 30 \text{ mm} ; \quad A_2 = b_2 * h_2$$

$$E_3 = E_0 ; \quad z_3 = 30 \text{ mm} ; \quad b_3 = 1000 \text{ mm} ; \quad h_3 = 30 \text{ mm} ; \quad A_3 = b_3 * h_3$$

$$B_A = \frac{E_1 b * h^3}{12} + \frac{E_2 b * h^3}{12} + \frac{E_3 b * h^3}{12}$$

$$B_B = E_1 * A_1 * z_1^2 + E_2 * A_2 * z_2^2 + E_3 * A_3 * z_3^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \Sigma B_A + B_B$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 3,6E + 11 \text{ N * mm}^2$$

$$G_1 = G_0 ; G_2 = G_{90} \quad G_3 = G_0$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b}\right) * \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) * \frac{h_n}{2 * G_n * b}}$$

$$a = \frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b_1}\right) * \left(\frac{h_2}{G_1 * b_2}\right) * \left(\frac{h_3}{2 * G_3 * b_3}\right)}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = 4020845 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{1 + \left(\frac{Ks * EI_{\text{eff}}}{GA_{\text{eff}} * L^2}\right)}$$

Valor de Ks según tabla 3.

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{3,6E + 11}{1 + \left(\frac{10,5 * 3,6E + 11}{4020845 * 2200^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}} = 3,0E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Panel 5 Capas 1200X3000 mm.

Para el panel de 5 capas se determinó un valor de $E = 7600$ MPa con el cual se aproxima a la rigidez aparente $= 1,4E + 12 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$.

$$E_0 = 7600$$

$$E_{90} = 0,05 * 6100 = 380$$

$$G_0 = 0,065 * 6100 = 494$$

$$G_{90} = 0,006 * 6100 = 46$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n E_i * \frac{b * h^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i * z_i^2 = B_A + B_B$$

$$E_1 = E_0 ; z_1 = 60 \text{ mm} ; b_1 = 1000 \text{ mm} ; h_1 = 30 \text{ mm} ; A_1 = b_1 * h_1$$

$$E_2 = E_{90} ; z_2 = 30 \text{ mm} ; b_2 = 1000 \text{ mm} ; h_2 = 30 \text{ mm} ; A_2 = b_2 * h_2$$

$$E_3 = E_0 ; z_3 = 0 \text{ mm} ; b_3 = 1000 \text{ mm} ; h_3 = 30 \text{ mm} ; A_3 = b_3 * h_3$$

$$E_4 = E_{90} ; z_4 = 30 \text{ mm} ; b_4 = 1000 \text{ mm} ; h_4 = 30 \text{ mm} ; A_4 = b_4 * h_4$$

$$E_5 = E_0 ; z_5 = 60 \text{ mm} ; b_5 = 1000 \text{ mm} ; h_5 = 30 \text{ mm} ; A_5 = b_5 * h_5$$

$$B_A = \frac{E_1 b * h^3}{12} + \frac{E_2 b * h^3}{12} + \frac{E_3 b * h^3}{12} + \frac{E_4 b * h^3}{12} + \frac{E_5 b * h^3}{12}$$

$$B_B = E_1 * A_1 * z_1^2 + E_2 * A_2 * z_2^2 + E_3 * A_3 * z_3^2 + E_4 * A_4 * z_4^2 + E_5 * A_5 * z_5^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \Sigma B_A + B_B$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 1,7E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$G_1 = G_0 ; G_2 = G_{90} ; G_3 = G_0 ; G_4 = G_{90} ; G_5 = G_0$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b}\right) * \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) * \frac{h_n}{2 * G_n * b}}$$

$$a = \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + h_4 + \frac{h_5}{2} = 120\text{mm}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b_1}\right) * \left(\frac{h_2}{G_1 * b_2} + \frac{h_3}{G_3 * b_3} + \frac{h_4}{G_4 * b_4}\right) * \left(\frac{h_5}{2 * G_5 * b_5}\right)}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = 10019155 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{1 + \left(\frac{KS * EI_{\text{eff}}}{GA_{\text{eff}} * L^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{1,7\text{E} + 12}{1 + \left(\frac{10,5 * 1,7\text{E} + 12}{10019155 * 2800^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}} = 1,4\text{E} + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

ANEXO B

**CALCULO TENSIONES ADMISIBLES CLT Y FACTORES DE REDUCCION
SEGUN NCH1198 of 2014**

TENSIONES ADMISIBLES

Tensión admisible en flexión CLT, Fb

Según resultados de los ensayos realizados en el Citec de la universidad del Biobío, se determinó la tensión admisible a flexión para un panel de 3 y 5 capas, a partir de la fuerza o carga de rotura.

$$F_{adm} = 0,25 * F_{rotura}$$

$$P_{adm} = F_{adm} / 2$$

$$M_{adm} = P_{adm} * a$$

$$T_{adm} = E_0 * \frac{M_{adm}}{EI_{eff}} * Z$$

Tensión admisible en flexión panel de 3 capas 1200X2400 mm.

$$a = 550 \text{ mm} \quad z = 45 \text{ mm}$$

$$E_0 = 6100 \text{ MPa} \quad EI_{eff} = 3,6E + 11 \text{ N * mm}^2$$

Tabla B1. Calculo tensión admisible panel CLT de 3 capas.

caso	Fuerza rotura (Fr) (T)	F adm (0,25Fr) (T)	P adm (N)	M adm (N*mm)	Tensión adm (MPa)
ensayo1	13,2	3,30	16182	8900238	6,83
ensayo2	11,1	2,77	13549	7451675	5,72
ensayo3	11,0	2,75	13463	7404513	5,68

Promedio tensión admisible para panel de 3 CLT de capas, Fb= 6,1 Mpa

Tensión admisible en flexión panel de 5 capas 1200X3000 mm.

$$a = 700 \text{ mm} \quad z = 75 \text{ mm}$$

$$E_0 = 6100 \text{ MPa} \quad EI_{eff} = 3,6E + 11 N * mm^2$$

Tabla B2. Calculo tensión admisible panel CLT de 5 capas.

caso	Fuerza rotura (Fr) (T)	F adm (0,25Fr) (T)	F adm (N)	M adm (N*mm)	Tensión adm (MPa)
ensayo1	21,3	5,33	26105	18273325	6,07
ensayo2	23,8	5,96	29192	20434225	6,79
ensayo3	22,1	5,53	27097	18967900	6,30

Promedio tensión admisible para panel de 5 CLT de capas, Fb= 6,4 Mpa

Tensión admisible de cizalle CLT, Fcz

La tensión admisible de cizalle fue adoptada con un valor de 1,1 MPa según tabla B3, asumiendo un grado estructural de los paneles C16.

Tabla B3. Tensiones admisibles y módulo de elasticidad en flexión para madera aserrada, MPa

Grado estructural	Tensiones admisibles de:					Módulo de elasticidad en flexión	Indice de aplastamiento en compresión normal
	Flexión ¹⁾	Compresión paralela	Tracción paralela ¹⁾	Compresión normal	Cizalle		
	F_f MPa	F_{cp} MPa	F_{tp} MPa	F_{cn} MPa	F_{cz} MPa		
a) Visuales							
GS	11,0	8,5	6,0	2,5	1,1	10 500	5,65
G1	7,5	7,5	5,0	2,5	1,1	10 000	
G1 y mejor	9,5	7,8	5,5	2,5	1,1	10 100	
G2	5,4	6,5	4,0	2,5	1,1	8 900	
b) Mecánicos							
C24	9,3	8,0	4,7	2,5	1,1	10 200	5,65
C16	5,2	7,5	3,5	2,5	1,1	7 900	
MGP 10	8,4	10	4,0	2,5	1,3	10 000	
MGP 12	13,5	15,5	6,0	2,5	1,3	12 700	

Tensión admisible de compresión CLT, F_c

La tensión admisible de compresión fue adoptada con un valor de 7,5 MPa según tabla B3, asumiendo un grado estructural de los paneles C16.

FACTORES DE MODIFICACIÓN

Factor de modificación por contenido de humedad K_H

$$K_H = (1 - \Delta H * \Delta R)$$

ΔH : Diferencia entre el valor de contenido de humedad se servicio H_s y 12 %

- Asumiendo una humedad de servicio de 12 %

$$\Delta H = H_s\% - 12\%$$

$$\Delta H = 12\% - 12\% = 0$$

ΔR : Variación de la resistencia por cada 1% de variación del contenido de humedad:

- Según la tabla A, $\Delta R = 0,025$

Tabla B4. Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual que 1%

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta H = 1\%$	
	ΔR	
	Especies en general	Pino radiata
Flexión	0,020 5	0,025
Compresión paralela	0,043	0,048
Tracción paralela	0,020 5	0,025
Cizalle	0,016	0,015
Módulo de elasticidad en flexión	0,014 8	0,017
Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn, h}$	-	0,029

Valor factor de modificación por contenido de humedad:

$$K_H = (1 - 0 * \Delta R)$$

$$K_H = 1$$

Factor de modificación por trabajo conjunto, K_C

La tensión admisible de flexión para elementos estructurales que conforman un sistema que comparte la carga, consistente en tres o más elementos paralelos distanciados en no más de 610 mm y dispuestos de tal forma que en conjunto pueden soportar la carga aplicada, puede ser multiplicada por el factor de modificación $K_C = 1,15$.

Factor de modificación por duración de carga, K_D

Las tensiones admisibles son aplicables cuando la pieza está solicitada con cargas de duración normal, las cuales contemplan:

- i) la aplicación de las cargas máximas de diseño y solicitación total de la pieza de modo que en ella se alcance la tensión admisible durante un período de 10 años, contabilizado éste en forma continua o acumulada; y/o
- ii) la permanente aplicación del 90% de las cargas máximas de diseño sin que se altere el factor de seguridad de la estructura.

Tabla B5. Factores de modificación por duración de carga

carga permanente	0,90
carga normal	1,00
dos meses	1,15
siete días	1,25
viento o sismo	1,60
impacto	2,00

Por lo tanto el factor de modificación por duración de carga, K_D , es 1.

Factor de modificación por volcamiento, $K_{\lambda V}$

Todos los elementos estructurales sometidos a flexión deben estar apoyados lateralmente en sus extremos con el propósito de impedir desplazamientos laterales y rotaciones en torno al eje axial.

- a) Para elementos estructurales solicitados en flexión que no tienen apoyos laterales a lo largo de su luz, se acepta un factor de modificación por volcamiento, $K_{\lambda V}$ igual a la unidad, si la razón formada por la altura, h , de la viga y su ancho, b , no excede el valor 2.

Panel de 3 Capas:

$$\frac{h}{b} = \frac{90}{1200} = 0,075$$

$$\frac{h}{b} < 2$$

$$K_{\lambda V} = 1$$

Panel de 5 Capas:

$$\frac{h}{b} = \frac{150}{1200} = 0,125$$

$$\frac{h}{b} < 2$$

$$K_{\lambda V} = 1$$

Factor de modificación por altura, K_{hf}

Para piezas de Pino radiata de altura de sección transversal mayor que 90 mm, clasificada visualmente o asignada a los grados C16 o C24 por medio de una clasificación mecánica la expresión que se debe considerar es:

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{h}\right)^{1/5}$$

Para panel de 3 capas

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{90}\right)^{1/5} \quad K_{hf} = 1$$

Para panel de 5 capas

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{150}\right)^{1/5} \quad K_{hf} = 0,9$$

Factor de modificación por tratamiento químico, K_Q

La madera no preservada de estructuras permanentes no debe estar en contacto directo con hormigón, albañilería o suelo si estos materiales pueden transferir humedad a la madera. Se considera como una protección adecuada cualquier método que logre eliminar tal transferencia de humedad, como por ejemplo, un espacio de aire de 10 mm alrededor del elemento de madera.

Cuando la madera debe ser sometida a procesos de ignifugación que incrementen su higroscopicidad, debiliten su integridad física o alteren sus propiedades mecánicas, se deberá modificar el valor de las tensiones admisibles, pudiendo adoptar para estos efectos, los valores de corrección establecidos en la tabla B6, según esta $K_Q=0,9$

Tabla B6. Factor de modificación por tratamiento químico, K_Q

Para madera aserrada, previamente sometida a incisiones y cuyo espesor es 89 mm o menos			Para madera tratada con ignífugos mediante procesos de vacío y presión	
Condiciones en servicio	K_Q		K_Q	
	Para módulo de elasticidad	Para otras propiedades		
Verde	0,95	0,85	Madera aserrada	0,90
Seco	0,90	0,70	Postes	0,90
			Madera laminada encolada	0,90

Factor de modificación por temperatura, K_T

Cuando por razones excepcionales, las condiciones de servicio de una estructura de madera determinan temperaturas ambientales marcadamente superiores a las normales, se deberá modificar el valor de las propiedades mecánicas admisibles, pudiendo adoptarse para estos efectos, los factores de modificación K_T , indicados en la tabla B7. Según esta, $K_T=1$.

Tabla B7. Factores de modificación por temperatura, K_T

Valores de diseño referenciales	Contenido de humedad de servicio	K_T		
		$T \leq 38^\circ\text{C}$	$38^\circ\text{C} < T \leq 52^\circ\text{C}$	$52^\circ\text{C} < T \leq 67^\circ\text{C}$
F_{tp}, E, E_k	Seco o verde	1	0,9	0,9
$F_f, F_{ciz}, F_{cp}, y F_{cn}$	Seco ($H \leq 19\%$)	1	0,8	0,7
	Verde ($H > 19\%$)	1	0,7	0,5

Factor de modificación por rebaje, K_r

Por rebaje se presentan dos factores, K_{rs} y K_{ri} factores de reducción por rebaje superior e inferior, debido a la acción simultánea de tensiones de cizalle y tracción normal a la fibra, las losas no poseen rebaje por lo que se adopta un valor de $K_r=1$.

Factor de modificación por esbeltez, K_λ

El factor de modificación por esbeltez se evalúa con la expresión:

$$K_\lambda = A - (A^2 - B)^{0,5}$$

$$A = \frac{\left(\frac{F_{ce}}{F_{c,dis}}\right) * \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2 * c}$$

$$B = \frac{F_{ce}}{F_{c,dis} * c}$$

$$F_{ce} = \frac{3,6 * E}{\lambda^2}$$

Donde:

C = coeficiente de proporcionalidad, según Tabla D.

E = módulo de elasticidad de diseño.

$F_{c,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela (MPa);

λ = esbeltez reguladora del diseño.

Tabla B8. Coeficientes de proporcionalidad

Clasificación visual y mecánica	Coeficiente de proporcionalidad
Grado estructural	
Nº 1, Nº 2, GS, G1, C24, MGP12, MGP 10	0,85
Nº 3, Nº 4, G2, C16	0,80

$$F_{ce} = \frac{3,6 * 6100}{90^2} = 2,71$$

$$A = \frac{\left(\frac{2,71}{7,5}\right) * \left(1 + \frac{90}{200}\right) + 1}{2 * 0,8} = 0,95$$

$$B = \frac{2,71}{7,5 * 0,8} = 0,45$$

$$K_{\lambda} = 1,6 - (1,6^2 - 1,4)^{0,5}$$

$$K_{\lambda} = 0,28$$

ANEXO C

DETERMINACION EXPERIMENTAL DE RIGIDECES DE CONECTOR WHT540

ENSAYOS DIRECCION X, CORTE

Ensayo 1

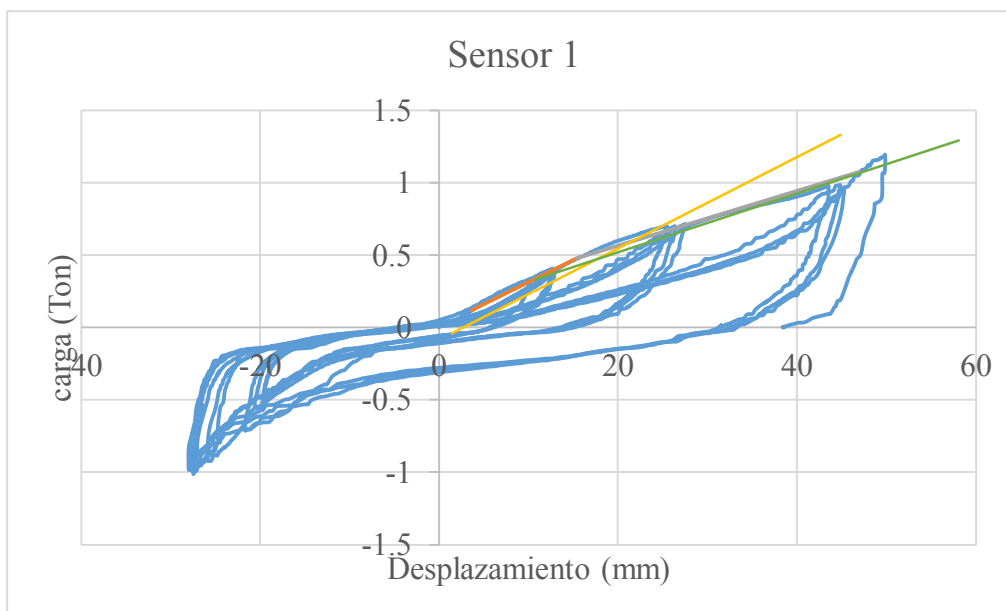


Figura C1. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 1 sensor 1

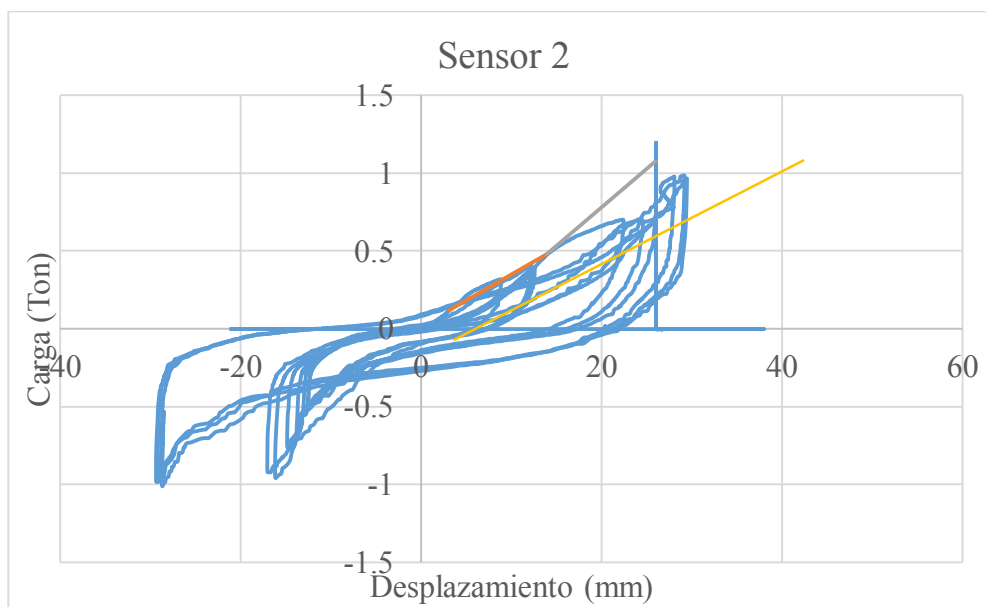


Figura C2. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 1 sensor 2

Tabla C1. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 1, dirección X

Fuerza	(T)	Desp1(mm)	Desp2(mm)
F máx.	1,195		
0,9 Fmax	1,0755	47	26
0,4Fmax	0,478	15,38	13,92
0,1Fmax	0,1195	3,64	3,14

Determinación rigidez ensayo 1

Sensor 1

x	y	
19,62	0,6	
Ke	0,03	Ton/mm
Ke	0,29	KN/mm

Sensor 2

x	y	
13,92	0,47	
Ke	0,03	Ton/mm
Ke	0,33	KN/mm

Ensayo 2

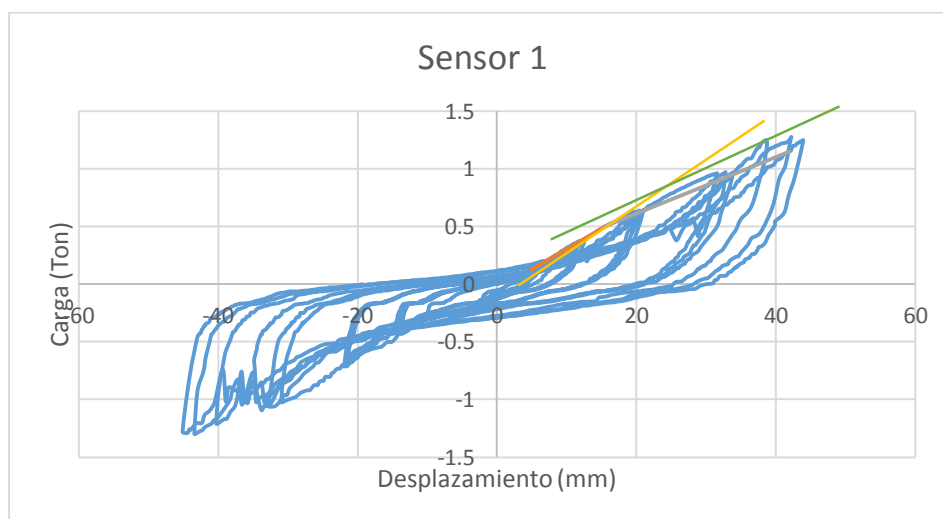


Figura C3. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 2 sensor 1

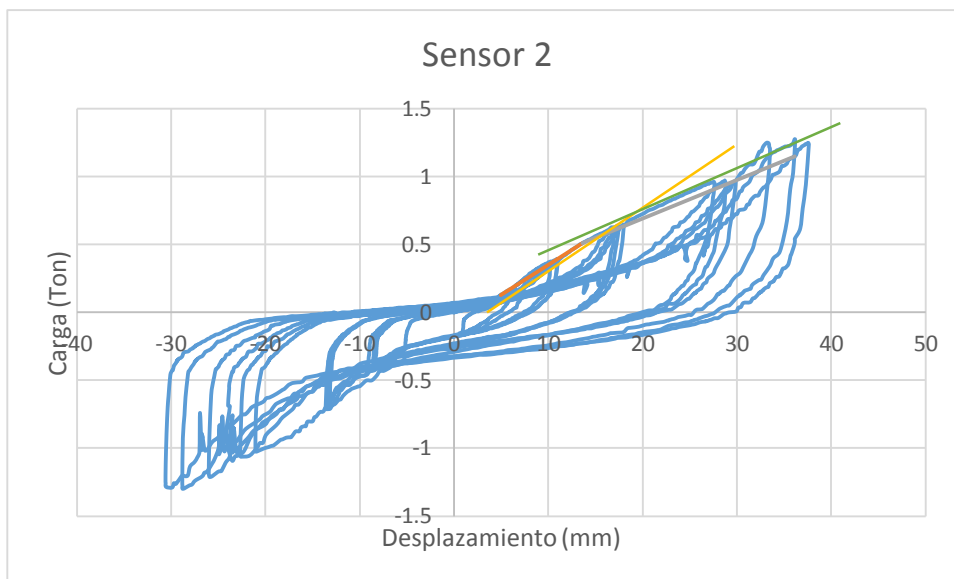


Figura C4. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 2 sensor 2

Tabla C2. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 2, dirección X

Fuerza	(T)	Desp1(mm)	Desp2(mm)
F máx.	1,2775		
0,9Fmax	1,14975	41,95	36,13
0,4Fmax	0,511	15,83	13,63
0,1Fmax	0,12775	4,96	4,95

Determinación rigidez ensayo 2.

Sensor 1

x	y	
26,9	0,85	
Ke	0,03	Ton/mm
Ke	0,30	KN/mm

Sensor 2

x	y	
22,89	0,83	
Ke	0,03	Ton/mm
Ke	0,35	KN/mm

Ensayo 3

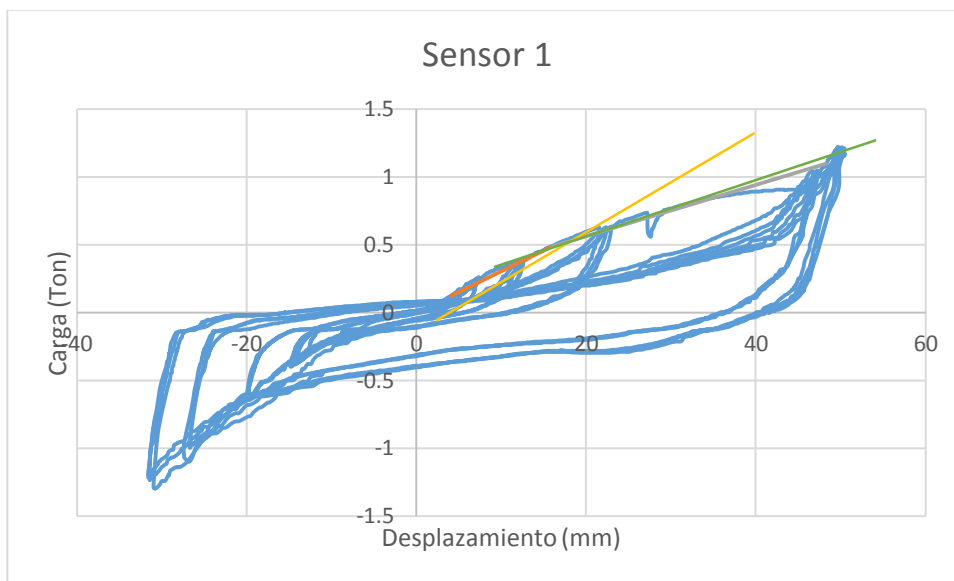


Figura C5. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 3 sensor 1

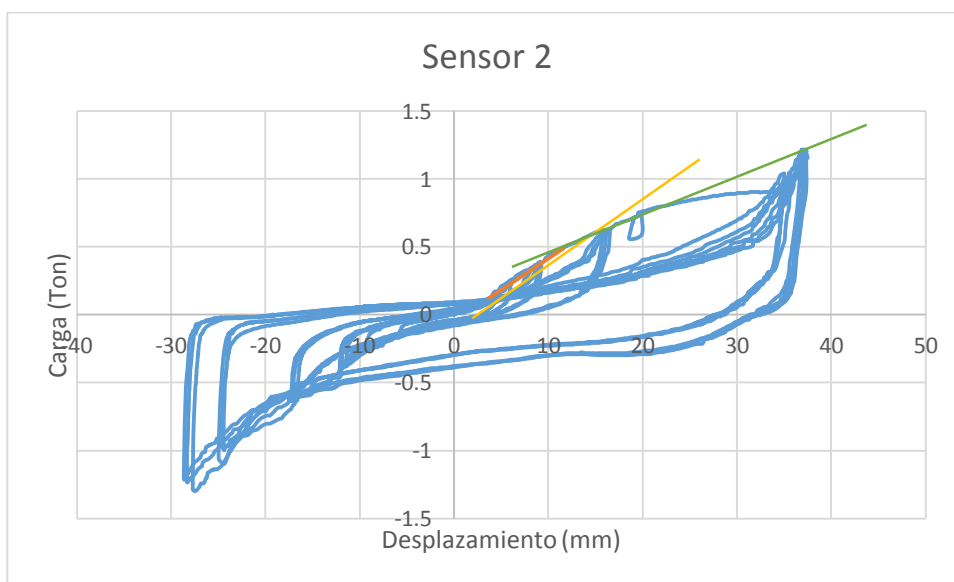


Figura C6. Gráfica carga-desplazamiento dirección X, ensayo 3 sensor 2

Tabla C3. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 3, dirección X

Fuerza	(T)	Desp1(mm)	Desp2(mm)
F máx.	1,2175		
0,9Fmax	1,09575	48,25	36,08
0,4Fmax	0,487	16,02	11,56
0,1Fmax	0,12175	4,05	3,68

Determinación rigidez ensayo 3

Sensor 1

x	y	
22,4	0,61	
Ke	0,02	Ton/mm
Ke	0,26	KN/mm

Sensor 2

x	y	
17,6	0,68	
Ke	0,03	Ton/mm
Ke	0,37	KN/mm

ENSAYOS DIRECCION Y, TRACCIÓN

Ensayo 1

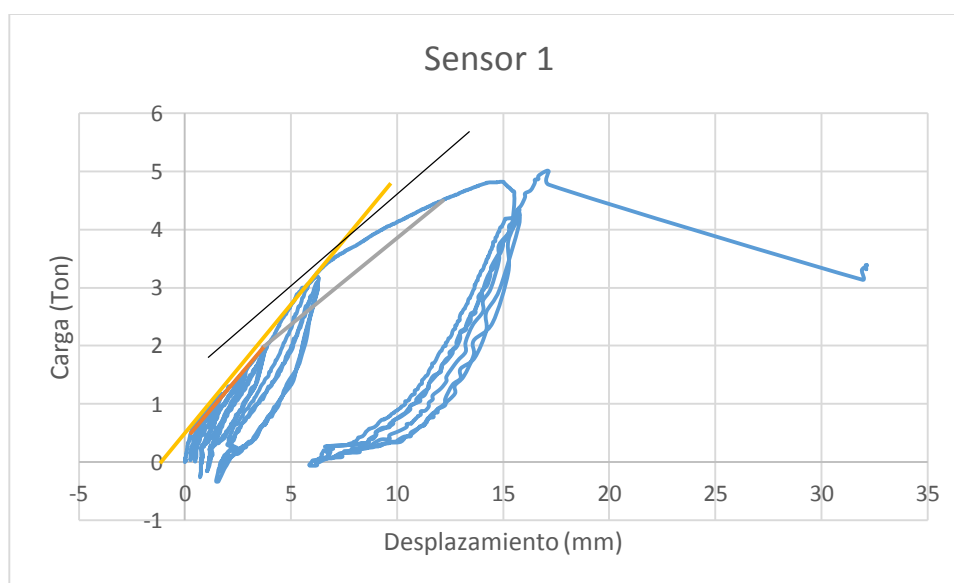


Figura C7. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 1 sensor 1

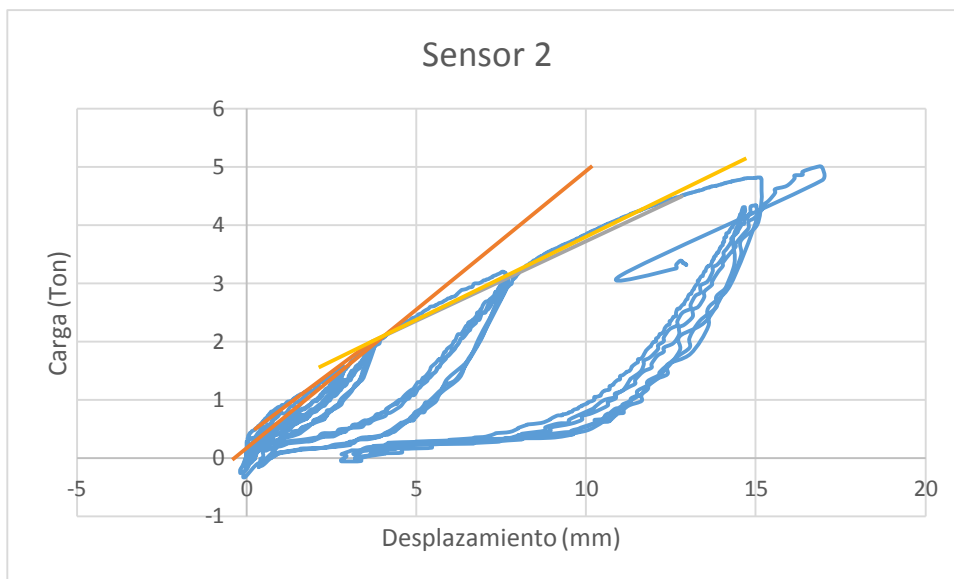


Figura C8. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 1 sensor 2

Tabla C4. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 1, dirección Y.

F	(T)	Despl	Desp2
Fuerza máx.	4,995		
0,9 Fmax	4,4955	12,16	12,82
0,4 Fmax	1,998	3,76	3,69
0,1Fmax	0,4995	0,28	0,26

Determinación rigidez ensayo 1

Sensor 1

x	y	
9,68	4,07	
Ke	0,42	Ton/mm
Ke	4,12	KN/mm

Sensor 2

x	y	
5,25	2,53	
Ke	0,48	Ton/mm
Ke	4,72	KN/mm

Ensayo 2

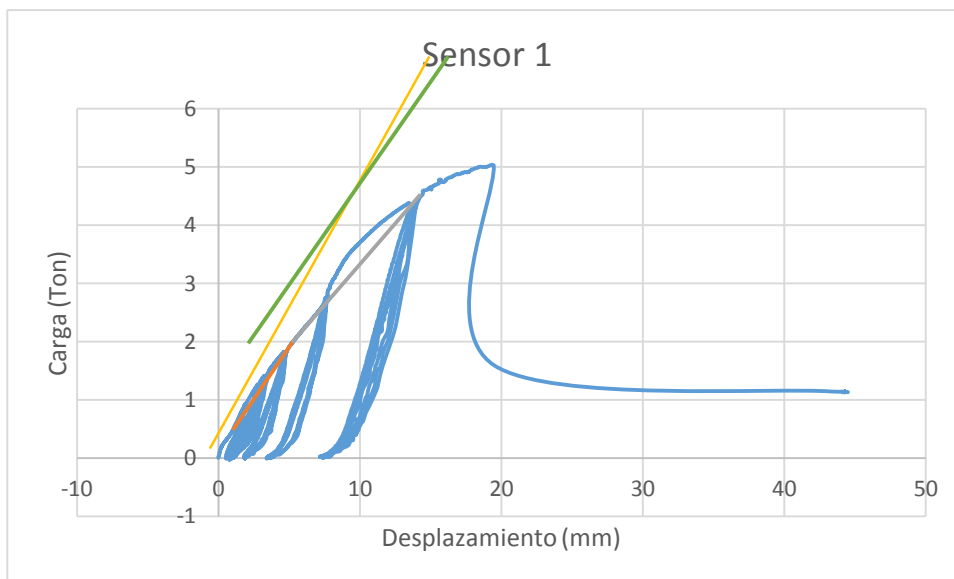


Figura C9. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 2 sensor 1

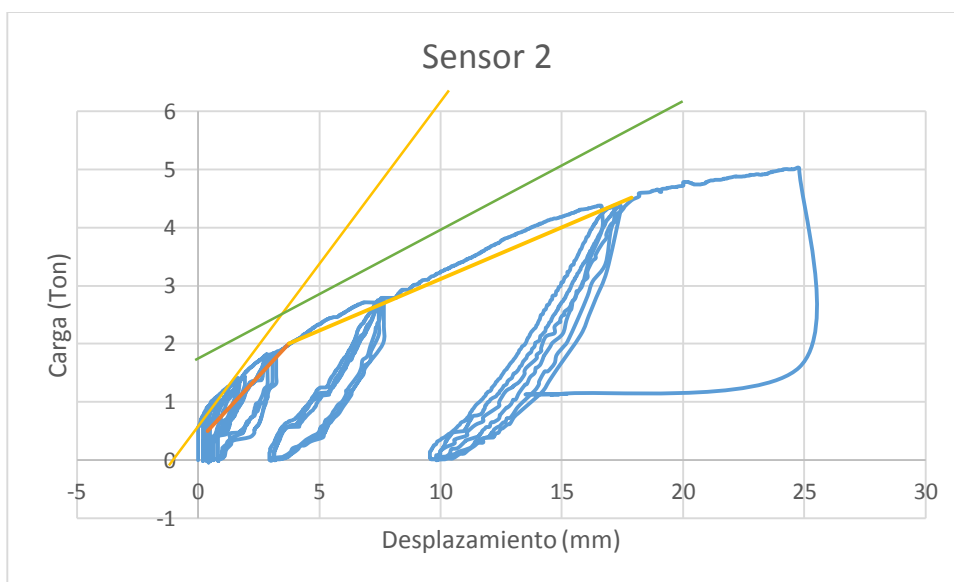


Figura C10. Gráfica carga-desplazamiento dirección Y, ensayo 2 sensor 2

Tabla C5. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 2, dirección Y.

Fuerza	(T)	Desp1	Desp2
--------	-----	-------	-------

F máx.	5,015		
0,9Fmax	4,5135	14,24	17,88
0,4Fmax	2,006	5,29	3,75
0,1Fmax	0,5015	1,09	0,39

Determinación rigidez ensayo 2

Sensor 1

x	y	
11,55	4,05	
Ke	0,35	Ton/mm
Ke	3,446	KN/mm

Sensor 2

x	y	
4,74	2,28	
Ke	0,48	Ton/mm
Ke	4,71	KN/mm

Ensayo 3

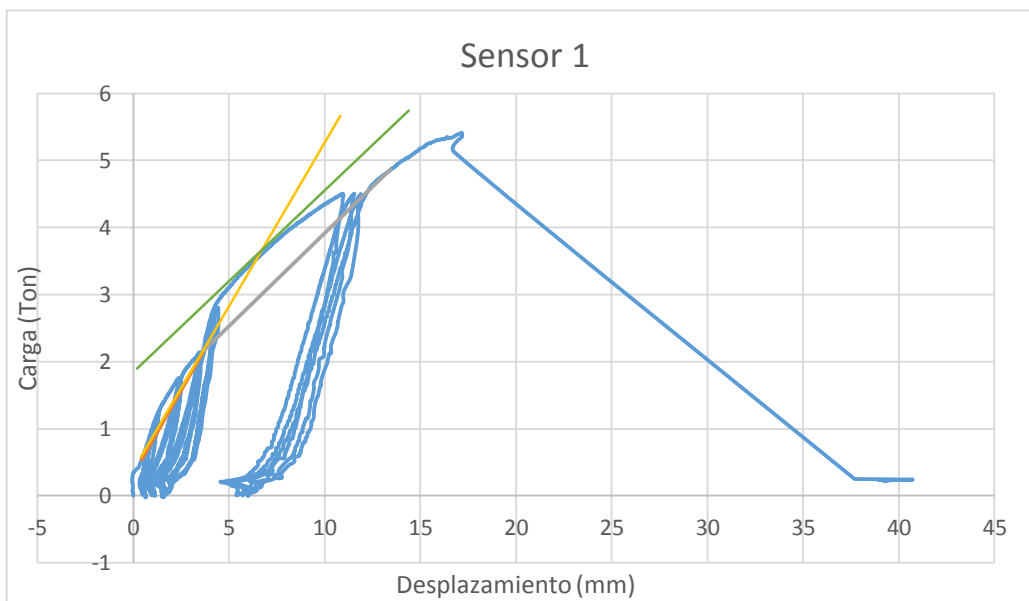


Figura C11. Gráficas carga-desplazamientos dirección Y, ensayo 3 sensor 1

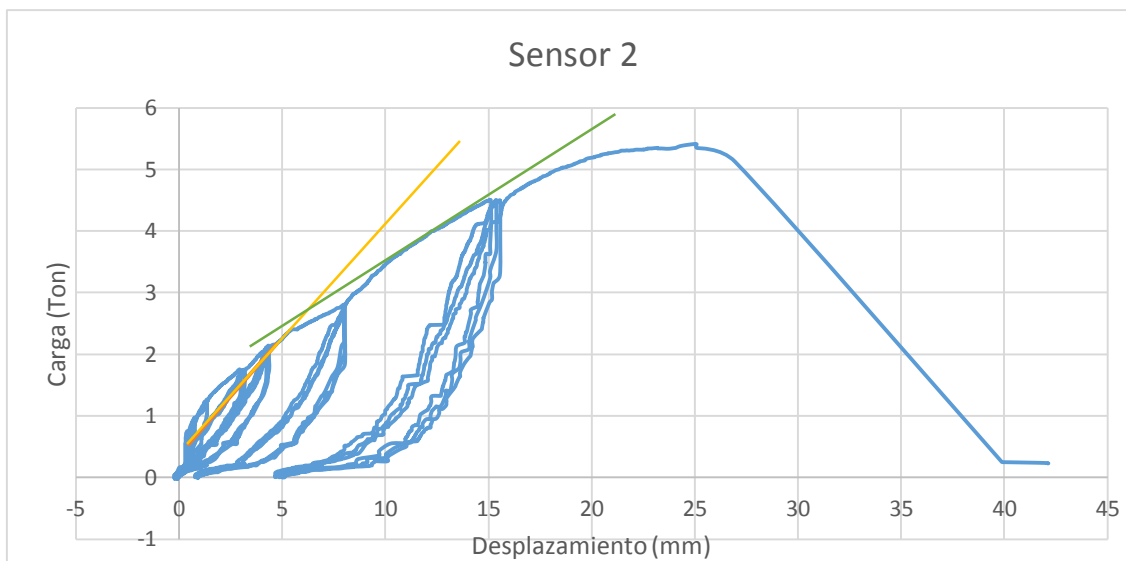


Figura C12. Graficas carga-desplazamientos dirección Y, ensayo 3 sensor 2

Tabla C6. Puntos de interés (10-40-90 F máx.) ensayo 3, dirección Y.

F	(T)	Despl1(mm)	Desp2(mm)
F máx.	5,41		
0,9Fmax	4,869	13,44	17,52
0,4Fmax	2,164	3,68	4,72
0,1Fmax	0,541	0,43	0,47

Determinación rigidez ensayo 3

Sensor 1

x	y	
6,9	3,65	
Ke	0,53	Ton/mm
Ke	5,18	KN/mm

Sensor 2

x	y	
8,25	3	
Ke	0,36	Ton/mm
Ke	3,56	KN/mm

ANEXO D

ESTRUCTURA UTILIZADA PARA EFECTOS DE DISEÑO



Figura D1. Vista 3D estructura de referencia.

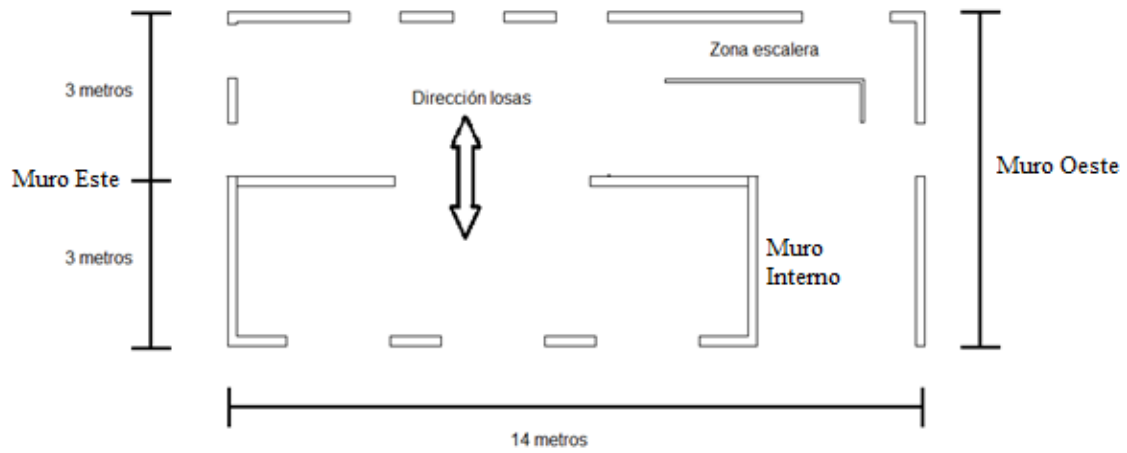


Figura D2. Dirección losas e identificación muros a analizar.

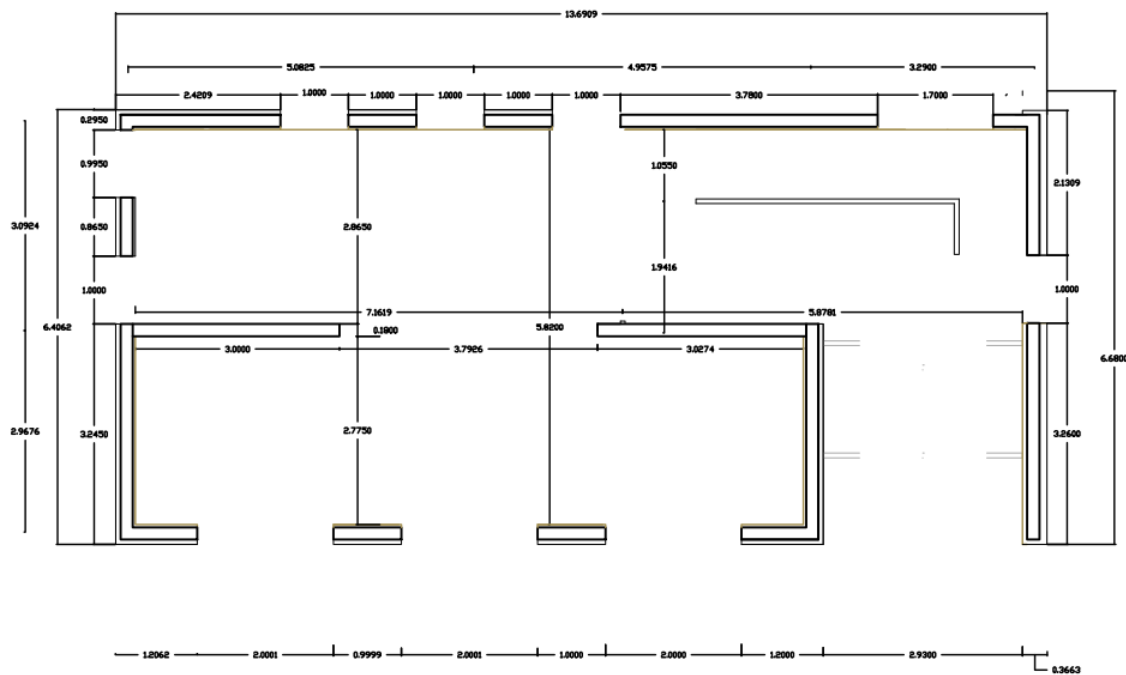


Figura D3. Planta primer nivel.

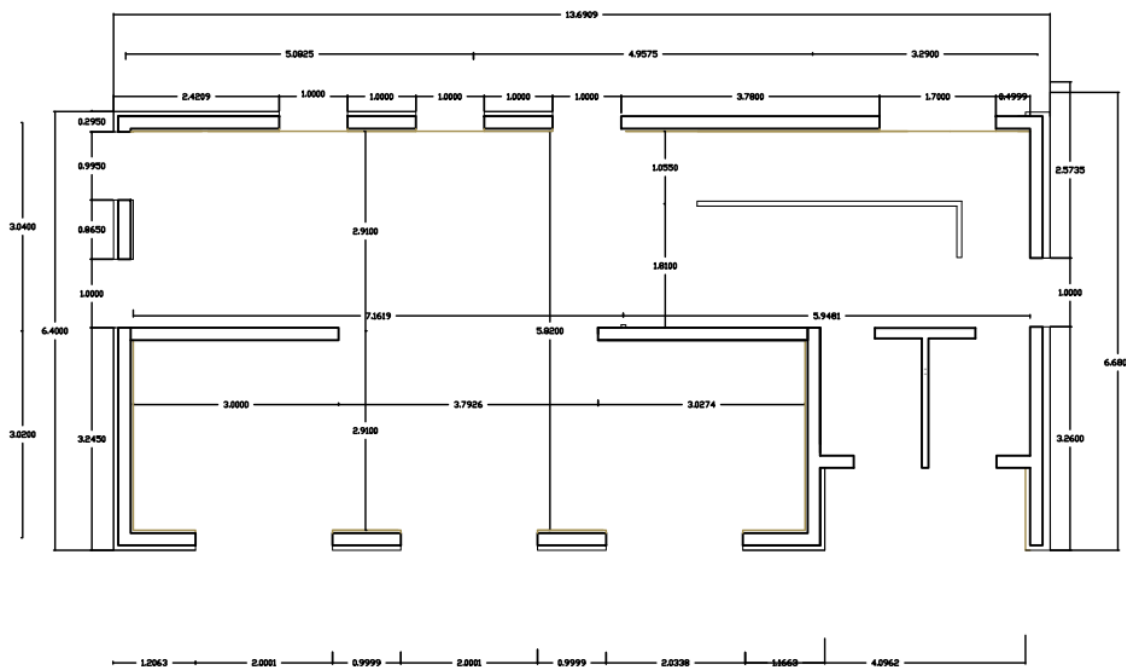


Figura D4. Planta segundo nivel

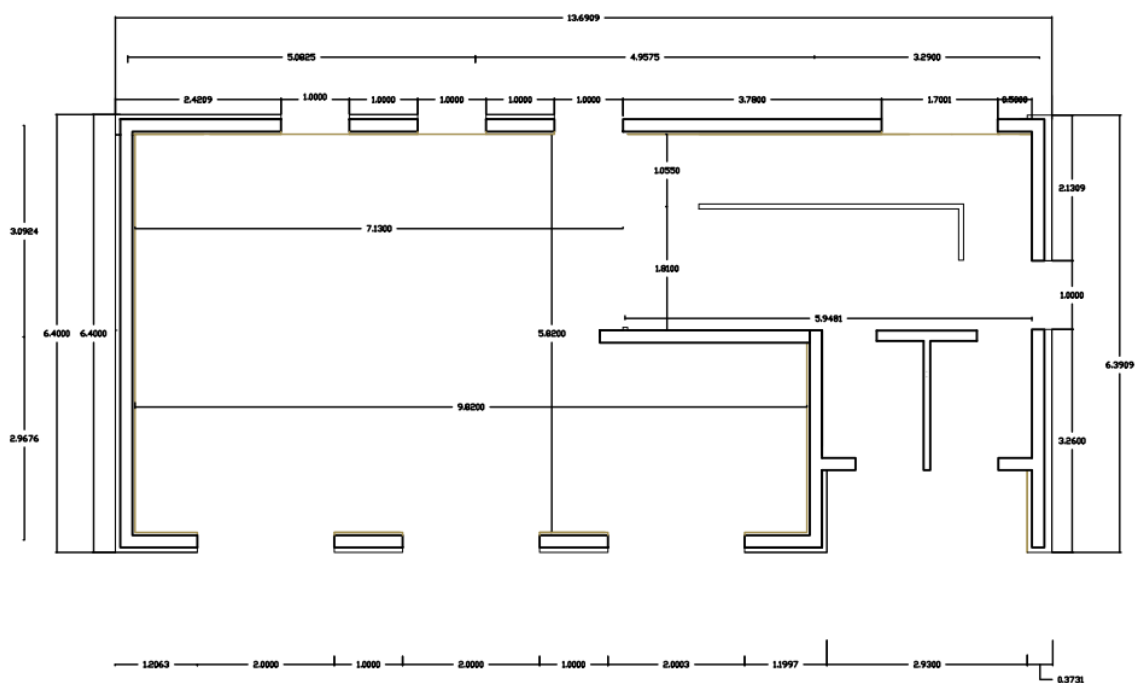


Figura D5. Planta tercer nivel.

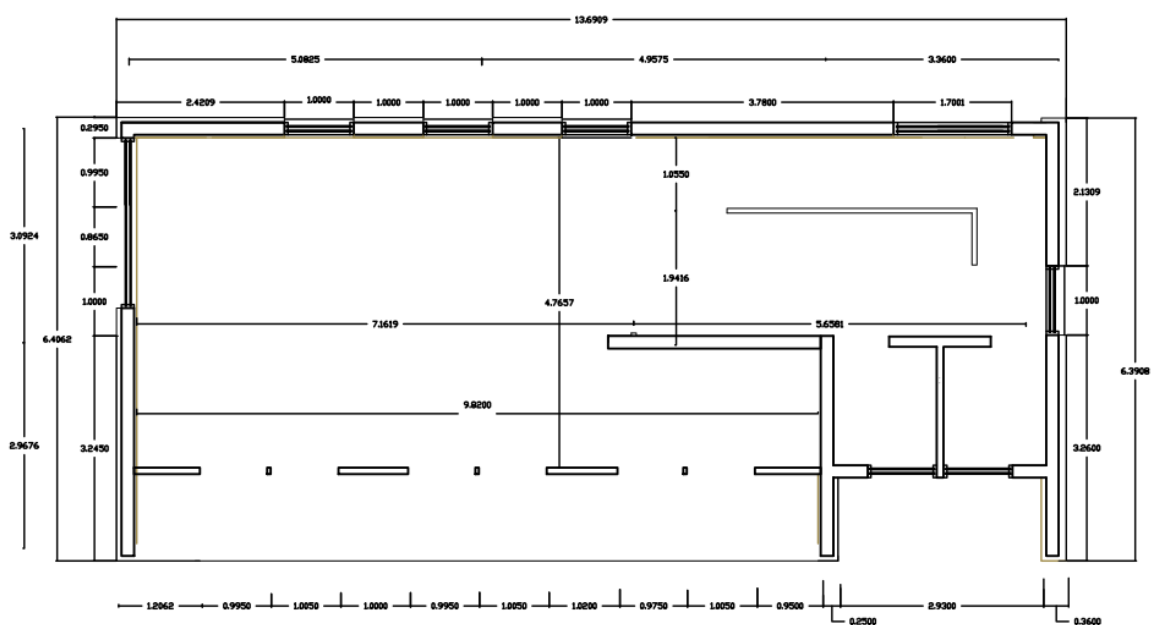


Figura D6. Planta cuarto nivel.

ANEXO E

CÁLCULO DE VERIFICACIÓN A FLEXIÓN, CORTE Y DEFLEXIÓN PANELES 3 Y 5 CAPAS CLT

Panel de 3 Capas

- Verificación a flexión:

$$E_0 = 6100 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = 0,05 * 6100 = 305 \text{ MPa}$$

$$G_0 = 0,065 * 6100 = 397 \text{ MPa}$$

$$G_{90} = 0,006 * 6100 = 37 \text{ MPa}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n E_i * \frac{b * h^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i * z_i^2 = B_A + B_B$$

$$E_1 = E_0 ; \quad z_1 = 30 \text{ mm} ; \quad b_1 = 1000 \text{ mm} ; \quad h_1 = 30 \text{ mm} ; \quad A_1 = b_1 * h_1$$

$$E_2 = E_{90} ; \quad z_2 = 0 \text{ mm} ; \quad b_2 = 1000 \text{ mm} ; \quad h_2 = 30 \text{ mm} ; \quad A_2 = b_2 * h_2$$

$$E_3 = E_0 ; \quad z_3 = 30 \text{ mm} ; \quad b_3 = 1000 \text{ mm} ; \quad h_3 = 30 \text{ mm} ; \quad A_3 = b_3 * h_3$$

$$B_A = \frac{E_1 b * h^3}{12} + \frac{E_2 b * h^3}{12} + \frac{E_3 b * h^3}{12}$$

$$B_B = E_1 * A_1 * z_1^2 + E_2 * A_2 * z_2^2 + E_3 * A_3 * z_3^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \Sigma B_A + B_B$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 3,6E + 11 \text{ N * mm}^2$$

$$G_1 = G_0 ; G_2 = G_{90} \quad G_3 = G_0$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b}\right) * \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) * \frac{h_n}{2 * G_n * b}}$$

$$a = \frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b_1}\right) * \left(\frac{h_2}{G_1 * b_2}\right) * \left(\frac{h_3}{2 * G_3 * b_3}\right)}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = 4020845 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{1 + \left(\frac{Ks * EI_{\text{eff}}}{GA_{\text{eff}} * L^2}\right)}$$

El valor de ks es 11,5 según la tabla 3, disposición de la carga.

$$(EI)_{\text{app}} (3 \text{ m}) = \frac{3,6E + 11}{1 + \left(\frac{11,5 * 3,6E + 11}{4020845 * 3000^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}} (3 \text{ m}) = 3,2E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}} (6 \text{ m}) = \frac{3,6E + 11}{1 + \left(\frac{11,5 * 3,6E + 11}{4020845 * 6000^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}} (6 \text{ m}) = 3,5E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Sección efectiva:

$$(S)_{\text{eff}} = \frac{3 * E I_{\text{eff}}}{E_1 * h_t}$$

$$(S)_{\text{eff}} = \frac{3 * 3,6E + 11}{6100 * 90}$$

$$(S)_{\text{eff}} = 1302500 \text{mm}^3$$

Tensión de diseño a flexión panel

$$F_{b, \text{dis}} = \min(F_{b, \text{dis}, c}; F_{b, \text{dis}, t})$$

El cálculo de la tensión admisible F_b y los factores de reducción se encuentran en el Anexo B.

$$F_{b, \text{dis}, c} = F_b * K_H * K_D * K_C * K_{\lambda V} * K_Q * K_T$$

$$F_{b, \text{dis}, t} = F_b * K_H * K_C * K_D * K_{Hf} * K_Q * K_T$$

$$F_{b, \text{dis}, c} = 6,1 * 1 * 1 * 1,15 * 1 * 0,9 * 1 = 6,3 \text{ MPa}$$

$$F_{b, \text{dis}, t} = 6,1 * 1 * 1,15 * 1 * 1 * 0,9 * 1 = 6,3 \text{ Mpa}$$

$$F_{b, \text{dis}} = 6,3 \text{MPa}$$

Momento Solicitante; M_b :

$$\text{Sobrecarga de uso} = 2,5 \text{ KPa} = 255 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta \text{ Peso} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Propio} = 470 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$Q = \text{Sobre carga de uso} + \Delta \text{ Peso} + \text{Peso Propio} * \text{espesor panel}$$

$$Q = 255 + 100 + 470 * \text{Espesor Panel}$$

$$Q = 255 + 100 + 470 * 0,09$$

$$Q = 397 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$Q_L = Q * B = 397 * 1,2 \qquad Q_L = 477 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$M_b = Q_L * \frac{l^2}{8}$$

Para L =3 metros

$$M_b = 477 * \frac{3^2}{8}$$

$$M_b = 536 \text{ Kg} * \text{m} = 5256279 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_b \leq F_{b,\text{dis}} * (S)_{\text{eff}}$$

$$5256279 \leq 6,3 * 1302500$$

$$5256279 \leq 8210000 ; \text{ cumple}$$

Para L =6 metros

$$M_b = 477 * \frac{6^2}{8}$$

$$M_b = 2145 \text{ Kg} * \text{m} = 21025116 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_b \leq F_{b,\text{dis}} * (S)_{\text{eff}}$$

$$21025116 \leq 6,3 * 1302500$$

$$21025116 \geq 8210000 ; \text{ no cumple}$$

- Verificación Corte

$$V \leq Fv, \text{ dis} * \left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{ef}}$$

Corte efectivo:

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{\sum_{i=1}^{n/2} E_i h_i z_i}$$

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}} = \frac{3,6E + 11}{(6100 * 30 * 30) + (305 * 30/2 * 30) + (6100 * 30 * 30)}$$

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}} = 32160 \text{ mm}^2$$

Tensión de diseño a corte panel

La tensión admisible F_{cz} y los factores de reducción especificados en el Anexo B.

$$F_{cz, \text{ dis}} = F_{cz} * K_H * K_D * K_r$$

$$F_{cz, \text{ dis}} = 1,1 * 1 * 1 * 1$$

$$F_{cz, \text{ dis}} = 1,1 \text{ MPa}$$

Corte solicitante:

$$V = Q_L * \frac{1}{2}$$

Para L =3 metros

$$V = 477 * \frac{3}{2}$$

$$V = 715 \text{ Kg} = 7008 \text{ N}$$

$$V \leq Fv, \text{ dis} * \left(\frac{Ib}{Q}\right) \text{ eff}$$

$$7008 \leq 1,1 * 32160$$

$$7008 \leq 35376; \text{ cumple}$$

Para L =6 metros

$$V = 477 * \frac{6}{2}$$

$$V = 1430 \text{ Kg} = 14017 \text{ N}$$

$$V \leq Fv, \text{ dis} * \left(\frac{Ib}{Q}\right) \text{ eff}$$

$$14017 \leq 1,1 * 32160$$

$$14017 \leq 35376; \text{ cumple}$$

- Verificación a deflexión:

$$\Delta_{\text{maxima}} < \Delta_{\text{norma}}$$

$$\text{Sobre carga} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{L}{360}$$

$$\text{Sobre carga + Peso Propio} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * Q_1 * l^4}{384 * EI_{\text{app}}}$$

Para L =3 metros

$$\text{Sobre carga} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{3 * 1000}{360} = 8,33 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 3 * 3^4}{384 * 3,2E + 11} = 9,88 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 9,88 < \Delta_{\text{norma}} = 8,33 \quad ; \text{no cumple}$$

$$\text{Sobre carga + Peso Propio} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{3 * 1000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 5,1 * 3^4}{384 * 3,2E + 11} = 16,77 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 16,77 > \Delta_{\text{norma}} = 10 \quad ; \text{no cumple}$$

Para L =6 metros

$$\text{Sobre carga} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{6 * 1000}{360} = 16,7 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 3 * 6^4}{384 * 3,2E + 11} = 158,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 158,1 > \Delta_{\text{norma}} = 16,7 \quad ; \text{no cumple}$$

$$\text{Sobre carga + Peso Propio} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{6 * 1000}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 5,1 * 6^4}{384 * 3,2E + 11} = 268,3 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 268,3 < \Delta_{\text{norma}} = 20 \quad ; \text{no cumple}$$

Panel de 5 Capas

- Dimensiones panel

Largo: 3000y 6000 mm.

Ancho 1200 mm.

Espesor capas: 30 mm.

- Verificación a flexión:

$$E_0 = 7600 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = 0,05 * 7600 = 380 \text{ MPa}$$

$$G_0 = 0,065 * 7600 = 494 \text{ MPa}$$

$$G_{90} = 0,006 * 7600 = 46 \text{ MPa}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n E_i * \frac{b * h^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i * z_i^2 = B_A + B_B$$

$$E_1 = E_0 ; z_1 = 30 \text{ mm} ; b_1 = 1000 \text{ mm} ; h_1 = 30 \text{ mm} ; A_1 = b_1 * h_1$$

$$E_2 = E_0 ; z_2 = 0 \text{ mm} ; b_2 = 1000 \text{ mm} ; h_2 = 30 \text{ mm} ; A_2 = b_2 * h_2$$

$$E_3 = E_0 ; z_3 = 30 \text{ mm} ; b_3 = 1000 \text{ mm} ; h_3 = 30 \text{ mm} ; A_3 = b_3 * h_3$$

$$E_4 = E_0 ; z_4 = 30 \text{ mm} ; b_4 = 1000 \text{ mm} ; h_4 = 30 \text{ mm} ; A_4 = b_4 * h_4$$

$$E_5 = E_0 ; z_5 = 30 \text{ mm} ; b_5 = 1000 \text{ mm} ; h_5 = 30 \text{ mm} ; A_5 = b_5 * h_5$$

$$B_A = \frac{E_1 b * h^3}{12} + \frac{E_2 b * h^3}{12} + \frac{E_3 b * h^3}{12} + \frac{E_4 b * h^3}{12} + \frac{E_5 b * h^3}{12}$$

$$B_B = E_1 * A_1 * z_1^2 + E_2 * A_2 * z_2^2 + E_3 * A_3 * z_3^2 + E_4 * A_4 * z_4^2 + E_5 * A_5 * z_5^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \Sigma B_A + B_B$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 1,7 E + 12 N * \text{mm}^2$$

$$G_1 = G_0 ; G_2 = G_0 ; G_3 = G_0 ; G_4 = G_0 ; G_5 = G_0$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b}\right) * \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) * \frac{h_n}{2 * G_n * b}}$$

$$a = \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + h_4 + \frac{h_5}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b_1}\right) * \left(\frac{h_2}{G_2 * b_2}\right) * \frac{h_3}{G_3 * b_3} * \frac{h_4}{G_4 * b_4} * \left(\frac{h_5}{2 * G_5 * b_5}\right)}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = 10019155 N * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{1 + \left(\frac{Ks * EI_{\text{eff}}}{GA_{\text{eff}} * L^2}\right)}$$

El valor de ks es 11,5 según la tabla 3, disposición de la carga.

$$(EI)_{\text{app}}(3 \text{ m}) = \frac{1,7E + 12}{1 + \left(\frac{11,5 * 1,7E + 12}{10019155 * 3000^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}}(3 \text{ m}) = 1,4E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}}(6 \text{ m}) = \frac{1,7E + 12}{1 + \left(\frac{11,5 * 1,7E + 12}{10019155 * 3000^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}}(6 \text{ m}) = 1,6E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Sección efectiva:

$$(S)_{\text{eff}} = \frac{3 * EI_{\text{eff}}}{E_1 * h_t}$$

$$(S)_{\text{eff}} = \frac{3 * 1,7E + 12}{7600 * 150}$$

$$(S)_{\text{eff}} = 3009000 \text{ mm}^3$$

Tensión de diseño a flexión panel

$$Fb, \text{dis} = \min(Fb, \text{dis}, c ; Fb, \text{dis}, t)$$

El cálculo de la tensión admisible Fb y los factores de reducción se encuentran en el Anexo B.

$$Fb, dis, c = Fb * KH * KD * KC * K\lambda V * KQ * KT$$

$$Fb, dis, t = Fb * KH * KC * KD * KHf * KQ * KT$$

$$Fb, dis, c = 6,4 * 1 * 1 * 1,15 * 1 * 0,9 * 1 = 6,6 \text{ MPa}$$

$$Fb, dis, t = 6,4 * 1 * 1,15 * 1 * 0,9 * 0,9 * 1 = 6,0 \text{ MPa}$$

$$Fb, dis = 6,0 \text{ MPa}$$

Momento Solicitante; M_b :

$$\text{Sobrecarga de uso} = 2,5 \text{ KPa} = 255 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta \text{ Peso} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Propio} = 470 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$Q = \text{Sobre carga de uso} + \Delta \text{ Peso} + \text{Peso Propio}$$

$$Q = 255 + 100 + 470 * \text{Espesor Panel}$$

$$Q = 255 + 100 + 470 * 0,15$$

$$Q = 426 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$Q_L = Q * B = 371 * 1,2 \qquad Q_L = 511 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$M_b = Q_L * \frac{l^2}{8}$$

Para $L = 3$ metros

$$M_b = 511 * \frac{3^2}{8}$$

$$M_b = 574 \text{ Kg} * \text{m} = 5629365 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_b \leq F_{b,dis} * (S)_{eff}$$

$$5629365 \leq 6,0 * 3009000$$

$$5629365 \leq 181000000 ; \text{ cumple}$$

Para L =6 metros

$$M_b = 511 * \frac{6^2}{8}$$

$$M_b = 2298 \text{ Kg} * \text{m} = 22517460 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_b \leq F_{b,dis} * (S)_{eff}$$

$$22517460 \leq 6,0 * 3009000$$

$$22517460 \leq 181000000 ; \text{ cumple}$$

- Verificación Corte

$$V \leq F_{v,dis} * \left(\frac{I_b}{Q}\right)_{eff}$$

Corte efectivo:

$$\left(\frac{I_b}{Q}\right)_{eff} = \frac{EI_{eff}}{\sum_{i=1}^{n/2} E_i h_i z_i}$$

$$= \frac{1,7E + 12}{(7600 * 30 * 30) + (380 * 302 * 30) + \left(7600 * \frac{30}{2} * 30\right) + (380 * 30 * 30) + (7600 * 30 * 30)}$$

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}} = 417917 \text{ mm}^2$$

Tensión de diseño a corte panel

La tensión admisible F_{cz} y los factores de reducción especificados en el Anexo B.

$$F_{cz, \text{dis}} = F_{cz} * K_H * K_D * K_r$$

$$F_{cz, \text{dis}} = 1,1 * 1 * 1 * 1$$

$$F_{cz, \text{dis}} = 1,1 \text{ MPa}$$

$$V = Q_L * \frac{1}{2}$$

Para $L = 3$ metros

$$V = 511 * \frac{3}{2}$$

$$V = 766 \text{ Kg} = 7506 \text{ N}$$

$$V \leq F_{v, \text{dis}} * \left(\frac{Ib}{Q}\right)_{\text{eff}}$$

$$7506 \leq 1,1 * 417917$$

$$7506 \leq 459708; \text{ cumple}$$

Para L =6 metros

$$V = 511 * \frac{6}{2}$$

$$V = 1532 \text{ Kg} = 15012 \text{ N}$$

$$V \leq F_{v, \text{dis}} * \left(\frac{I_b}{Q}\right)_{\text{eff}}$$

$$15012 \leq 1,1 * 417917$$

$$15012 \leq 459708; \text{ cumple}$$

- Verificación a deflexión:

$$\Delta_{\text{maxima}} < \Delta_{\text{norma}}$$

$$\text{Sobre carga} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{L}{360}$$

$$\text{Sobre carga} + \text{Peso Propio} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * Q_l * l^4}{384 * EI_{\text{app}}}$$

Para L =3 metros

$$\text{Sobre carga} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{3 * 1000}{360} = 8,33 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 3 * 3^4}{384 * 1,4E + 12} = 2,3 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 2,3 < \Delta_{\text{norma}} = 8,33 ; \text{ cumple}$$

$$\text{Sobre carga + Peso Propio} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{3 * 1000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 5,7 * 3^4}{384 * 1,4E + 12} = 4,4 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 4,4 < \Delta_{\text{norma}} = 10 ; \text{ cumple}$$

Para L =6 metros

$$\text{Sobre carga} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{6 * 1000}{360} = 16,7 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 3 * 6^4}{384 * 1,4E + 12} = 36,9 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 36,9 > \Delta_{\text{norma}} = 16,7 ; \text{ no cumple}$$

$$\text{Sobre carga + Peso Propio} : \Delta_{\text{norma}} = \frac{6 * 1000}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = \frac{5 * 5,7 * 6^4}{384 * 1,4E + 12} = 70,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maxima}} = 70,1 > \Delta_{\text{norma}} = 20 \quad ; \text{no cumple}$$

ANEXO F

DATOS EXPERIMENTALES Y CALIBRACIÓN MURO 1.1 IGOR GAVRIC

Curvas de histéresis y puntos de control para la validación del modelo.

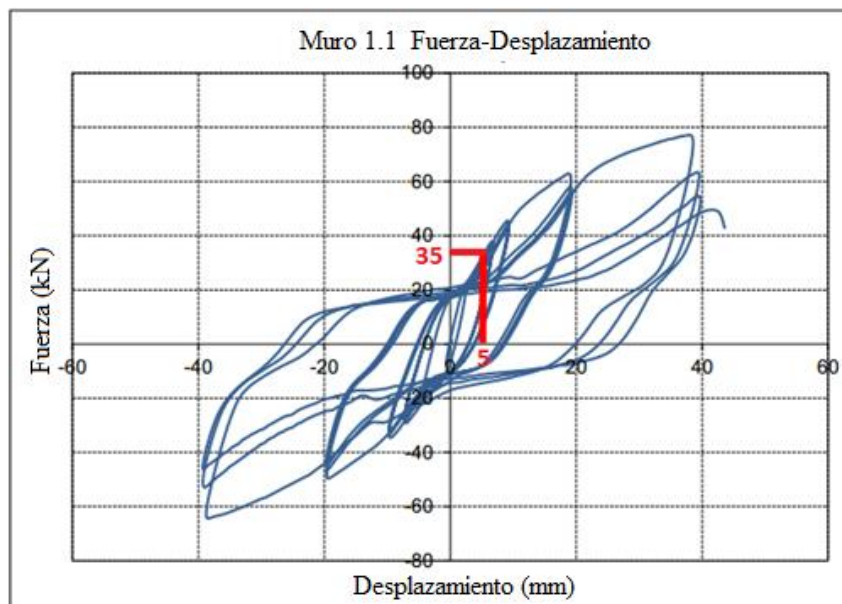


Figura F1. Carga vs Desplazamiento en el borde superior cargado.

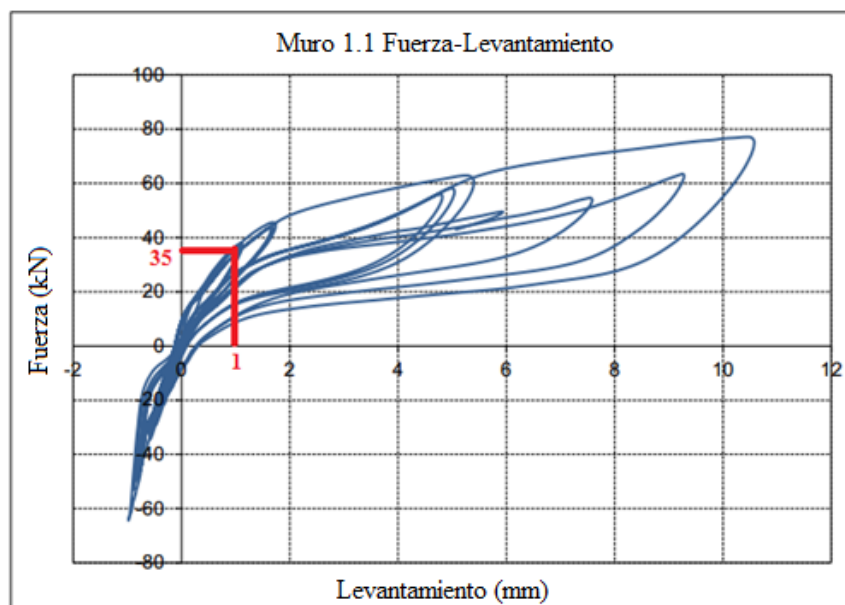


Figura F2. Carga vs Levantamiento en la base del muro.

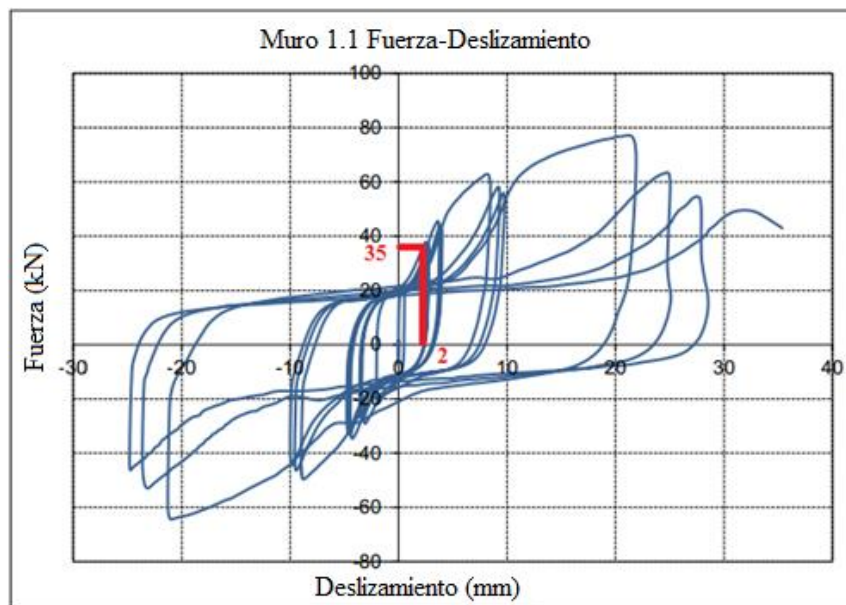


Figura F3. Carga vs Deslizamiento en la base del muro.

Según los gráficos de los ensayos de Igor Gavric la calibración está dada hasta lograr los siguientes desplazamientos.

Tabla F1. Valores desplazamiento para calibración

Carga	Superior	Inferior	Vertical inferior
35 KN	5 mm	2 mm	1 mm

Modelo no lineal

Tabla F2. Valores rigideces modelo no lineal

Tipo conector	Rigidez Tracción (KN/mm)	Rigidez Corte (KN/mm)
Hold down	4,82	0,99
Bracket angular	2,76	1,78

Modelo lineal

Tabla F3. Valores rigideces modelo lineal

Tipo conector	Rigidez Tracción-Compresión (KN/mm)	Rigidez Corte (KN/mm)
Hold down	50	2,42
Bracket angular	30	4,64

Tabla F1. Valores obtenidos por calibración

Carga	Superior	Inferior	Vertical inferior
35 KN	5,1 mm	2,3 mm	0,4 mm

ANEXO G

VERIFICACION COMPRESION MUROS

Dimensiones muro

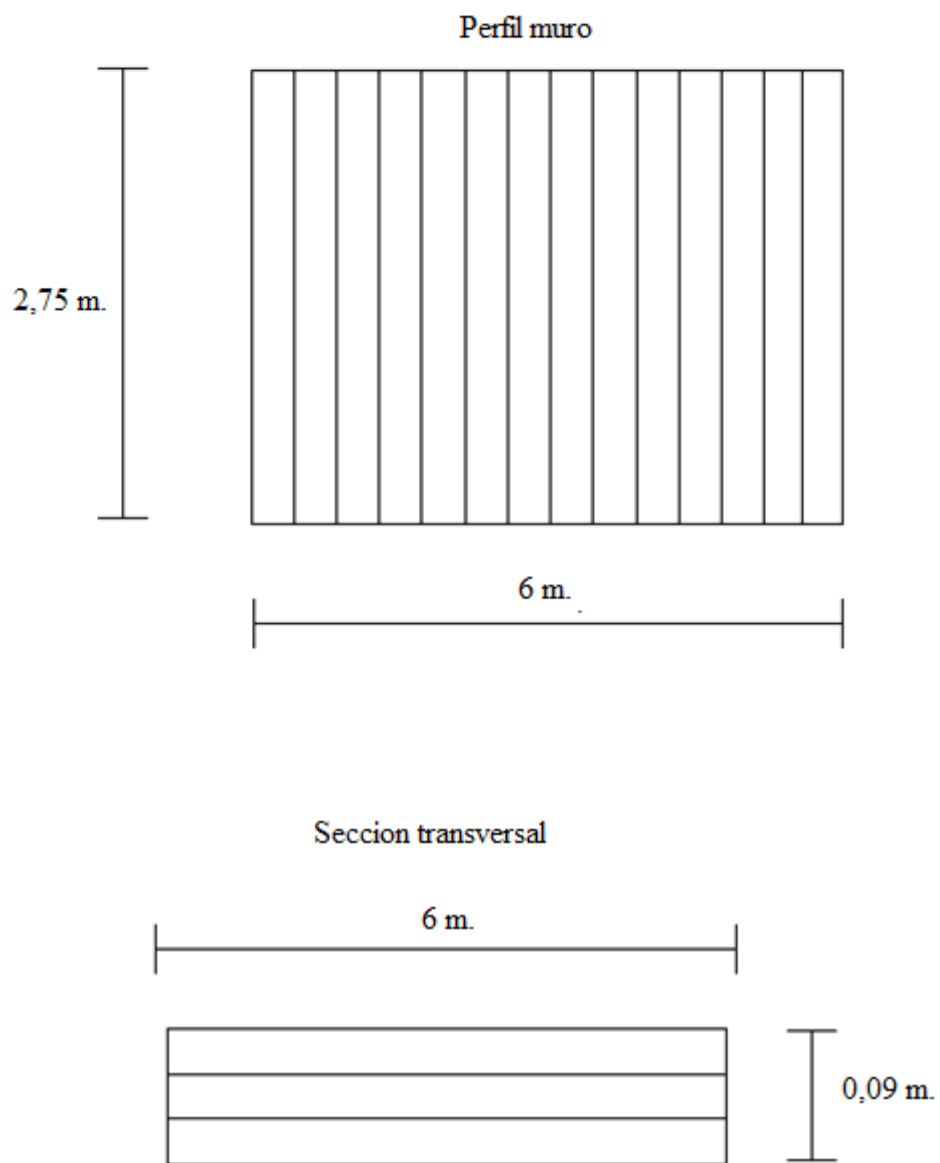


Figura G1. Perfil y sección transversal muro

Tensión de diseño a compresión

Calculo esbeltez

$$\lambda = \frac{le}{i} = \frac{le}{\left(\frac{I}{A}\right)^{0,5}} = \frac{le}{\left(\frac{b * \frac{h^3}{12}}{b * h}\right)^{0,5}}$$

$$\lambda_x = \frac{2750 * 0,85}{\left(\frac{90 * \frac{6000^3}{12}}{6000 * 90}\right)^{0,5}} = 1,3$$

$$\lambda_y = \frac{2750 * 0,85}{\left(\frac{6000 * \frac{90^3}{12}}{6000 * 90}\right)^{0,5}} = 90$$

$\lambda > 10$; por lo tanto

$$F_{c, dis} = F_c * k\lambda$$

El cálculo de la tensión admisible F_c y los factores de reducción se encuentran en el Anexo B.

$$F_{c, dis} = 7,5 * 0,28$$

$$F_{c, dis} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Área Paralela

Ancho muro: 6000 mm

Espesor capas: 30 mm

Numero capas paralelas: 2

$$A_{\text{paralela}} = \text{Ancho} * \text{espesor}$$

$$A_{\text{paralela}} = 6000 * 30 * 2$$

$$A_{\text{paralela}} = 360000 \text{ mm}^2$$

Factor de estabilidad de columna:EI_{app}-mínimo:

$$E_0 = 6100 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = 0,05 * 6100 = 305 \text{ MPa}$$

$$G_0 = 0,065 * 6100 = 397 \text{ MPa}$$

$$G_{90} = 0,006 * 6100 = 37 \text{ MPa}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n E_i * \frac{b * h^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i * z_i^2 = B_A + B_B$$

$$E_1 = E_0 ; \quad z_1 = 30 \text{ mm} ; \quad b_1 = 6000 \text{ mm} ; \quad h_1 = 30 \text{ mm} ; \quad A_1 = b_1 * h_1$$

$$E_2 = E_{90} ; \quad z_2 = 0 \text{ mm} ; \quad b_2 = 6000 \text{ mm} ; \quad h_2 = 30 \text{ mm} ; \quad A_2 = b_2 * h_2$$

$$E_3 = E_0 ; \quad z_3 = 30 \text{ mm} ; \quad b_3 = 6000 \text{ mm} ; \quad h_3 = 30 \text{ mm} ; \quad A_3 = b_3 * h_3$$

$$B_A = \frac{E_1 b * h^3}{12} + \frac{E_2 b * h^3}{12} + \frac{E_3 b * h^3}{12}$$

$$B_B = E_1 * A_1 * z_1^2 + E_2 * A_2 * z_2^2 + E_3 * A_3 * z_3^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum B_A + B_B$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 2,5E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$G_1 = G_0 ; G_2 = G_{90} ; G_3 = G_0$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b}\right) * \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) * \frac{h_n}{2 * G_n * b}}$$

$$a = \frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2 * G_1 * b_1}\right) * \left(\frac{h_2}{G_2 * b_2}\right) * \left(\frac{h_3}{2 * G_3 * b_3}\right)}$$

$$(GA)_{\text{eff}} = 24125070 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{1 + \left(\frac{K_S * EI_{\text{eff}}}{GA_{\text{eff}} * L^2}\right)}$$

El valor de ks es 11,5 según la tabla 3, disposición de la carga.

$$(EI)_{\text{app}} = \frac{2,5E + 12}{1 + \left(\frac{11,5 * 2,5E + 12}{24125070 * 3000^2}\right)}$$

$$(EI)_{\text{app}} = 1,89E + 12 \text{ N} * \text{mm}^2$$

$$(EI)_{\text{app-min}} = 0,5184 * EI_{\text{app}}$$

$$(EI)_{\text{app-min}} = 9,8E + 11 \text{ N} * \text{mm}^2$$

Carga crítica de pandeo.

La longitud efectiva de los muros queda estipulada según tabla G1.

Tabla G1. Longitudes efectivas

Configuración de pandeo						
Valores para l_p / l	0,70	0,85	1,50	1,0	2,50	2,50
Condiciones de apoyo						
	Impedimento de giros y desplazamientos Libertad de giro, impedimento de desplazamiento Impedimento de giro, libertad de desplazamiento Libertad de giros y desplazamientos					

$$L_e = 0,85 * L$$

$$L_e = 0,85 * 2750 = 2338 \text{ mm}$$

$$P_{CE} = \pi^2 * \frac{EI_{app-min}}{l_e^2}$$

$$P_{CE} = \pi^2 * \frac{9,8E + 11}{2338^2}$$

$$P_{CE} = 1769512 \text{ N}$$

Carga de diseño

$$Pc' = Fc, dis * A_{paralela}$$

$$Pc' = 2,1 * 360000 = 756000 N$$

Factor estabilidad de columna:

$$Cp = \frac{1 + \frac{P_{cE}}{P'_c}}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \frac{P_{cE}}{P'_c}}{2c} \right]^2 - \frac{P_{cE}}{P'_c} \frac{1}{c}}$$

$$Cp = \frac{1 + \frac{1769512}{756000}}{2 * 0,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \frac{1769512}{756000}}{2 * 0,9} \right]^2 - \frac{1769512}{756000} \frac{1}{0,9}} = 0,94$$

Carga Solicitante

Densidad: 470 Kg/m³

Tabla G2. Calculo carga axial muro

Nivel	Altura (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso (kg)
2	2,85	3	0,09	362
3	2,85	3	0,09	362
4	3,20	3	0,09	406
Peso total=				1130

Verificación a compresión

$$Pc \leq Fc, dis * A_{paralela} * cp$$

$$Fc, dis * A_{paralela} * cp = 756000 * 0,94 = 708660 N$$

$$Fc, dis * A_{paralela} * cp = 72312 kg$$

$$P = 1130 kg$$

$$1130 kg \leq 72312 kg ; \text{ Cumple}$$

ANEXO H
RESULTADOS CALIBRACIÓN MUROS

MURO ESTE

Tabla H1. Resultado calibración piso 1 muro este.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	12	kN/mm
	Corte	0,33	1,2	kN/mm
	compresión	6726710	12	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	8	kN/mm
	Corte	1,35	2,22	kN/mm
	compresión	6726710	8	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	-
	coeficiente dinámico	0,25	-	-

Tabla H2. Comparación desplazamientos calibración piso 1 muro este.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	31	31	kN
Desplazamiento X base	1,3	1,1	kN/mm
Desplazamiento Y base	1	0,6	kN/mm

Tabla H3. Resultado calibración piso 2 muro este.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	9	kN/mm
	Corte	0,33	1	kN/mm
	Compresión	30000	9	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	5	kN/mm
	Corte	1,35	2	kN/mm
	Compresión	30000	5	kN/mm
Friccion isolator	Compresión	100000	-	kN/mm
	Corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,3	-	-
	coeficiente dinámico	0,2	-	-

Tabla H4. Comparación desplazamientos calibración piso 2 muro este.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	29	29	kN
Desplazamiento X base	1,5	1	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,1	0,8	kN/mm

Tabla H5. Resultado calibración piso 3 muro este.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	15	kN/mm
	Corte	0,33	0,77	kN/mm
	Compresión	30000	15	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	5	kN/mm
	Corte	1,35	1,78	kN/mm
	Compresión	30000	5	kN/mm
Friccion isolator	Compresión	100000	-	kN/mm
	Corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,3	-	-
	coeficiente dinámico	0,2	-	-

Tabla H6. Comparación desplazamientos calibración piso 3 muro este.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	33	33	kN
Desplazamiento X base	1,7	1,5	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,5	0,9	kN/mm

Tabla H7. Resultado calibración piso 4 muro este.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	16	kN/mm
	Corte	0,33	0,54	kN/mm
	Compresión	30000	16	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	6	kN/mm
	Corte	1,35	1,56	kN/mm
	Compresión	30000	6	kN/mm
Friccion isolator	Compresión	100000	-	kN/mm
	Corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,3	-	-
	coeficiente dinámico	0,2	-	-

Tabla H8. Comparación desplazamientos calibración piso 4 muro este.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5,1	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	23	23	kN
Desplazamiento X base	1,2	1,2	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,1	0,6	kN/mm

MURO INTERIOR

Tabla H9. Resultado calibración piso 1 muro interior.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	35	kN/mm
	Corte	0,33	1,03	kN/mm
	compresión	6726710	35	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	15	kN/mm
	Corte	1,35	2,05	kN/mm
	compresión	6726710	15	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H10. Comparación desplazamientos calibración piso 1 muro interior.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	21	21	kN
Desplazamiento X base	1,3	1,4	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,7	0,8	kN/mm

Tabla H11. Resultado calibración piso 2 muro interior.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	22	kN/mm
	Corte	0,33	0,85	kN/mm
	compresión	30000	22	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	4	kN/mm
	Corte	1,35	1,87	kN/mm
	compresión	30000	4	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H12. Comparación desplazamientos calibración piso 2 muro interior

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	17	17	kN
Desplazamiento X base	1,2	1,3	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,8	0,97	kN/mm

Tabla H13. Resultado calibración piso 3 muro interior.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	25	kN/mm
	Corte	0,33	0,67	kN/mm
	compresión	30000	25	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	8	kN/mm
	Corte	1,35	1,69	kN/mm
	compresión	30000	8	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H14 Comparación desplazamientos calibración piso 3 muro interior

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	4,5	4,5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	16	16	kN
Desplazamiento X base	1,1	1,3	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,7	0,7	kN/mm

Tabla H15. Resultado calibración piso 4 muro interior.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	22	kN/mm
	Corte	0,33	0,49	kN/mm
	compresión	300000	22	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	5	kN/mm
	Corte	1,35	1,51	kN/mm
	compresión	30000	5	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H16. Comparación desplazamientos calibración piso 4 muro interior

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	4,9	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	17	17	kN
Desplazamiento X base	1,2	1,7	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,7	0,9	kN/mm

MURO OESTE

Tabla H17. Resultado calibración piso 1 muro oeste.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	13	kN/mm
	Corte	0,33	1,2	kN/mm
	compresión	6726710	13	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	8	kN/mm
	Corte	1,35	2,22	kN/mm
	compresión	6726710	8	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H18. Comparación desplazamientos calibración piso 1 muro oeste.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	31	31	kN
Desplazamiento X base	1,17	1	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,6	1,1	kN/mm

Tabla H19. Resultado calibración piso 2 muro oeste.

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	13	kN/mm
	Corte	0,33	1	kN/mm
	compresión	30000	13	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	6	kN/mm
	Corte	1,35	2	kN/mm
	compresión	30000	6	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H20. Comparación desplazamientos calibración piso 2 muro oeste.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5	5	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	30	30	kN
Desplazamiento X base	1,4	1,15	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,7	1,2	kN/mm

Tabla H21. Resultado calibración piso 3 muro oeste

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	9	kN/mm
	Corte	0,33	0,77	kN/mm
	compresión	30000	9	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	4	kN/mm
	Corte	1,35	1,78	kN/mm
	compresión	30000	4	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H22. Comparación desplazamientos calibración piso 3 muro oeste.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5,1	5,2	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	28	28	kN
Desplazamiento X base	1,6	1,2	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,8	1,45	kN/mm

Tabla H23. Resultado calibración piso 4 muro oeste

		no lineal	lineal	Unidad
Hold down	Tensión	4,18	25	kN/mm
	Corte	0,33	0,54	kN/mm
	compresión	30000	25	kN/mm
Brackets	Tensión	2,09	13	kN/mm
	Corte	1,35	1,54	kN/mm
	compresión	30000	13	kN/mm
Friccion isolator	compresión	100000	-	kN/mm
	corte	10	-	kN/mm
	coeficiente estático	0,4	-	Unidad
	coeficiente dinámico	0,25	-	kN/mm

Tabla H24. Comparación desplazamientos calibración piso 4 muro oeste.

	no lineal	lineal	Unidad
Desplazamiento de control	5,1	5,4	kN/mm
Carga para desplazamiento de control	32	32	kN
Desplazamiento X base	1,1	1,4	kN/mm
Desplazamiento Y base	1,6	1,2	kN/mm

ANEXO I**CALCULO CORTE BASAL Y FUERZAS POR NIVEL 3 ELEVACIONES:
MURO OESTE, MURO ESTE, MURO INTERNO****CORTE BASAL**

$$Q_b = C * I * P$$

Coefficiente sísmico (C)

Se utilizó el coeficiente sísmico máximo para un valor de $R=2$, suelo tipo D, y zona sísmica 3.

$$C \text{ máx.} = 0,9 * S * A_o / g \quad ; \quad S = 1,2 \quad ; \quad A_o = 0,4 g$$

$$C \text{ máx.} = 0,9 * 1,2 * 0,4 = 0,432$$

Coefficiente de importancia (I)

El uso del edificio (salas y oficinas, tipo III) para la nch433 mod2011 el factor $I=1,2$

Peso del edificio (P)

Adoptando el valor de densidad de $3,97 \text{ kN/m}^3$ para los paneles, considerando el peso de las cargas permanentes y un 50% de la sobrecarga de uso, según nch433 mod2011, los valores son:

$$\text{Peso muros} = 177 \text{ kN}$$

$$\text{Peso losas} = 147 \text{ kN}$$

$$\text{Peso sobrecarga losas} = 308 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total} = 632 \text{ kN}$$

$$Q_b = 0,432 * 1,2 * 632$$

$$Q_b = 327 \text{ kN}$$

FUERZA SISMICA HORIZONTAL

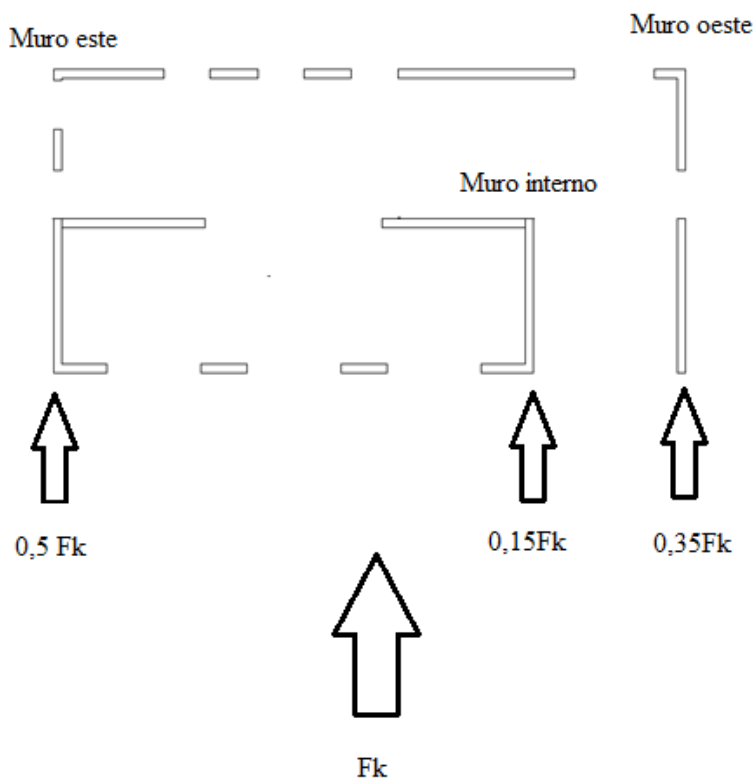
$$F_k = \frac{(A_k * P_k)}{\sum A_j * P_j} * Q_b$$

$$A_k = \left(1 - \frac{Z_{k-1}}{h}\right)^{0,5} - \left(1 - \frac{Z_k}{h}\right)^{0,5}$$

h=11,65

Tabla I1 .Calculo fuerza sísmica horizontal por nivel

Nivel	Zk	Zk-1	Ak	Pk	Ak*Pk	Fk(KN)
1	2,75	0	0,1	180,47	22,73	56
2	5,6	2,75	0,2	180,47	27,69	68
3	8,45	5,6	0,2	180,47	35,47	87
4	11,65	8,45	0,5	90,24	47,29	116



FiguraI1.Distribución fuerza sísmica

Tabla I2. Distribución de fuerzas horizontales sísmica por muro

piso	Fk(KN)	Muro este	Muro oeste	Muro interno
1	56	28	20	8
2	68	34	24	10
3	87	44	31	13
4	116	58	41	17

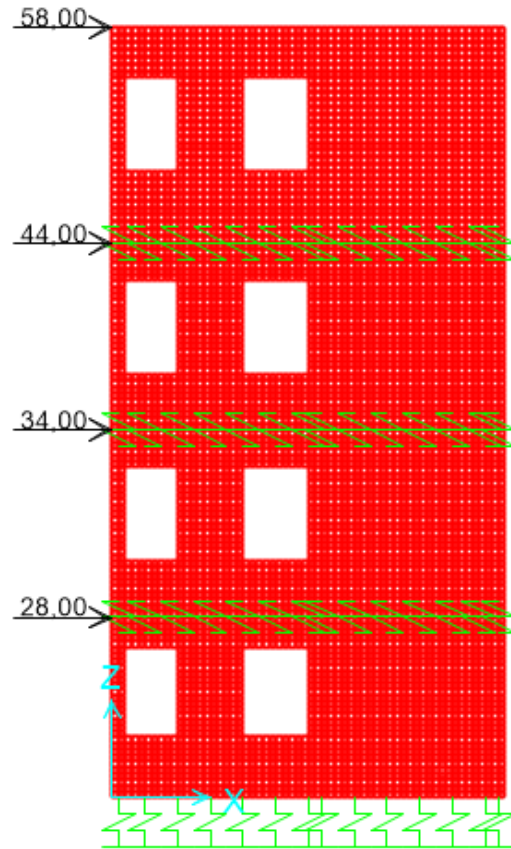


Figura I2. Fuerza sísmica sobre muro este

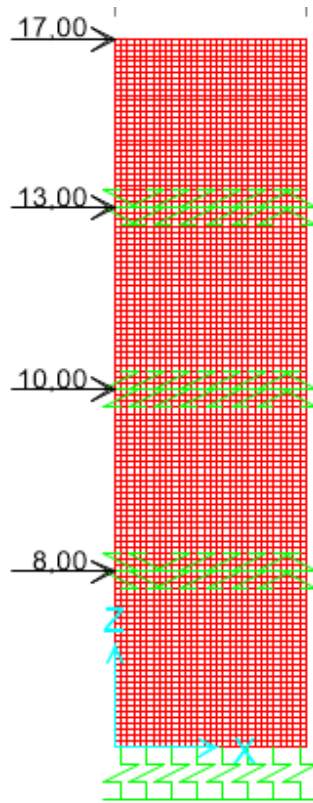


Figura I3. Fuerza sísmica sobre muro interno

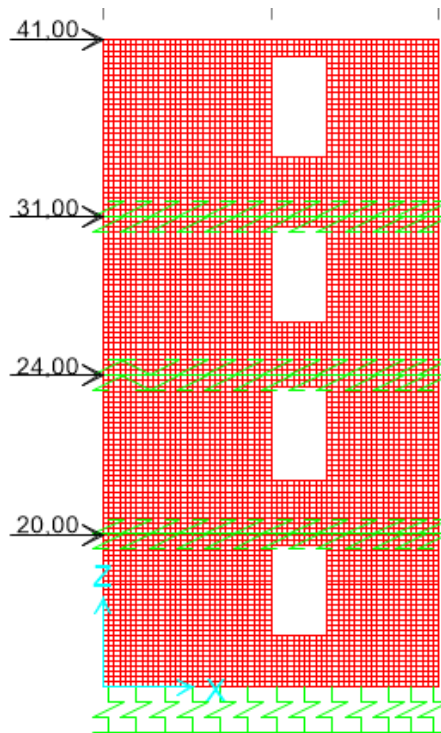


Figura I4. Fuerza sísmica sobre muro oeste

Tabla I3. Resultados desplazamiento y drifts para distintos modelo muro Este

		Modelo resortes-ortotrópico		Modelo apoyo fijo-ortotrópico		Modelo apoyo fijo-isotrópico	
Piso	H (m)	Desplazamiento (mm)	Drift	Desplazamiento (mm)	Drift	Desplazamiento (mm)	Drift
Base		6		0		0	
1	2,75	27	0,0076	8	0,0029	2	0,0007
2	2,85	53	0,0091	16	0,0028	4	0,0009
3	2,85	78	0,0089	23	0,0025	7	0,0011
4	3,2	109	0,00096	31	0,0025	12	0,0013

Tabla I4. Resultados desplazamiento y drifts para distintos modelo muro interno

		Modelo resortes-ortotrópico		Modelo apoyo fijo-ortotrópico		Modelo apoyo fijo-isotrópico	
Piso	H (m)	Desplazamiento (mm)	Drift	Desplazamiento (mm)	Drift	Desplazamiento (mm)	Drift
Base		3		0		0	
1	2,75	15	0,0044	4	0,0015	1	0,0005
2	2,85	35	0,0070	9	0,0018	4	0,0011
3	2,85	58	0,0081	15	0,0021	8	0,0014
4	2,65	78	0,0074	20	0,0019	12	0,0014

Tabla I5. Resultados desplazamiento y drifts para distintos modelo muro Oeste

		Modelo resortes-ortotrópico		Modelo apoyo fijo-ortotrópico		Modelo apoyo fijo-isotrópico	
Piso	H (m)	Desplazamiento (mm)	Drift	Desplazamiento (mm)	Drift	Desplazamiento (mm)	Drift
Base		4		0		0	
1	2,75	18	0,0051	5	0,0018	1	0,0004
2	2,85	36	0,0063	10	0,0018	3	0,0005
3	2,85	55	0,0067	15	0,0018	4	0,0006
4	3,2	75	0,0063	21	0,0023	7	0,0010

ANEXO J

CÁLCULO MÓDULOS DE ELASTICIDAD PANALES CLT APLICANDO FACTORES MÉTODO K

Calculo del módulo de la elasticidad panel obtenido según método k.

Los factores aplicados fueron k_3 y k_4 al módulo de elasticidad de la madera que corresponde a un valor de 8400 MPa, valor obtenido de la iteración según rigidez aparente experimental utilizando un valor promedio, es decir el valor 8400 MPa lleva al valor promedio experimental de $4,0E+11$ N*mm² para panel de 3 capas de CLT.

Valores cálculo factores

$$E_0=8400 \text{ MPa}$$

$$E_{90}=E_0/30=280 \text{ MPa}$$

$$m=3$$

$$K_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$$

$$K_3 = 1 - \left(1 - \frac{280}{8400}\right) * \frac{30}{90}$$

$$K_3 = 0,68$$

$$K_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$$

$$K_4 = \frac{280}{8400} + \left(1 - \frac{280}{8400}\right) * \frac{30}{90}$$

$$K_4 = 0,36$$

Por lo tanto los módulos de elasticidad del panel quedan establecidos por:

$$E_0=8400 * K_3= 8400 * 0,68=5700 \text{ MPa}$$

$$E_{90}=8400 * K_4= 8400 * 0,36=3000 \text{ MPa}$$