

Informe de Resultados Proyecto FONDEF ID20I10312

PROYECTO: BASES TÉCNICAS PARA LA INCLUSIÓN DE LOSAS INDUSTRIALIZABLES DE BAJA HUELLA DE CARBONO EN LA NORMATIVA CHILENA

ENTIDAD BENEFICIARIA: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE – UNIVERSIDAD DEL BÍO BÍO

ENTIDADES ASOCIADAS: MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO – INMOBILIARIA ISIETE

DIRECTOR: PABLO GUINDOS BRETONES

Contenidos:

- 1.- Informe Fabricación y evaluación de constructibilidad de losas industrializadas
- 2.- Informe Propuesta de diseño analítico gravitacional de losas
- 3.- Informe Desempeño Flexión 1
- 4.- Informe Desempeño Flexión 2
- 5.- Informe Desempeño Lateral Losas
- 6.- Informe técnico Estudio Losa Híbrida – Sistema de Montaje
- 7.- Informe de sustentabilidad de 5 losas tipo en el informe del proyecto de losas industrializables
- 8.- Estudio de asimilación de resistencia al fuego de losa compuesta madera – hormigón

1.- INFORME FABRICACIÓN Y
EVALUACIÓN DE CONSTRUCTIBILIDAD DE
LOSAS INDUSTRIALIZADAS

Nombre del Hito	Fabricación y evaluación de constructabilidad de losas industrializadas
------------------------	---

1. OBJETIVOS DEL HITO

Mediante este hito se persigue llevar a cabo una evaluación de la factibilidad constructiva y del rendimiento de industrialización de losas de madera para edificaciones de mediana altura en Chile. Se pretende que, a través de un trabajo conjunto con plantas industrializadores locales, se puedan identificar los puntos críticos del proceso de manufactura de dichas losas, así como estrategias para abordarlos y minimizarlos con el principal objetivo de mejorar la productividad a la hora de la industrialización y producción en masa. De esta manera, se busca además optimizar la sinergia entre oficinas de diseño, plantas de manufactura y ejecutoras de obra, proponiendo un rendimiento optimizado para el desarrollo industrial de las losas de madera de baja huella de carbono en el país.

1.1. Objetivo general

Evaluar la constructibilidad de losas de madera de baja huella de carbono mediante procesos industrializados en plantas de manufactura chilenas.

1.2. Objetivos específicos

- Evaluar el proceso de industrialización de losas de madera para edificaciones de mediana altura en Chile.
- Identificar rutas críticas en el proceso de diseño/manufactura de losas de madera en Chile.
- Identificar restricciones de diseño en el proceso de manufactura que impiden procesos industrializados para losas de madera.
- Desarrollo y propuesta de soluciones de mitigación para las restricciones identificadas en relación a los procesos de industrialización.

2. VARIABLES CRÍTICAS ESTUDIADAS Y RANGOS ALCANZADOS

Para el análisis de constructabilidad de losas industrializadas se definieron una serie de variables a analizar de modo de obtener un rango completo de las diferentes configuraciones que se presentan en los procesos de manufactura habituales. De este modo es posible proveer feedback detallado acerca de los procesos de pre-diseño, diseño, manufactura y montaje, abarcando el ciclo de vida completo para losas industrializadas de madera. Por lo tanto, se pretende analizar las siguientes variables de losas y tipos de comportamiento:

- Losas de madera tipo NLT – comportamiento vertical.
- Losas de madera de entramado simple – comportamiento lateral.
- Losas de madera con vigas tipo I-Joist – comportamiento lateral.
- Losas de madera de alta resistencia – comportamiento lateral.
- Losas de madera tipo CLT – comportamiento lateral.

Con estas variables bajo estudio, el rango de análisis se extiende a diferentes configuraciones para cada losa en base a los requerimientos de diseño dispuestos por: las condiciones arquitectónicas y estructurales, limitaciones normativas, requerimientos no-estructurales, capacidades de fabricación, limitaciones económicas, y disponibilidad de material. Además, el estudio se extiende hacia estudiar diferentes permutaciones de una misma variable, permitiendo así conocer mediante análisis paramétricos si soluciones alternativas pueden facilitar los procesos de construcción mediante cambios menores en el proceso de diseño y detallamiento. Las secciones a continuación proveen detalles acerca de las distintas variables analizadas, así como de los principales hallazgos referentes a la industrialización de la constructibilidad de losas de madera.

3. DESCRIPCIÓN DE EXPERIMENTOS, TRATAMIENTOS Y PRUEBAS REALIZADAS

3.1. Losas de madera tipo NLT – comportamiento vertical

Para evaluar la constructibilidad a cada solución de losa se contactó con tres industrializadoras, Tecno Fast, E2E y Patagual, las cuales vieron un gran potencial en la losa compuesta, expresando su disposición a fabricarlas. Ahora bien, gracias a estas reuniones surgieron varias dudas que serán enunciadas a continuación, ¿La conexión entre piezas de madera se puede realizar de a dos?, ¿Por qué se limitó a 1.6 m el ancho del panel?, ¿Se requerirá alguna prensa durante el clavado de las piezas?, Respecto al ranurado del NLT, se observó que no era homogénea ¿Cuál es el motivo?, ¿Se puede hacer más homogénea?, también a modo de comentario se propuso que la instalación del tornillo debería ser idealmente en obra para que no se complique el transporte de los paneles, además de que se podrían poner todas las línea de clavo un poco más abajo, de manera de asegurarse que con la fresadora no pase a llevar otro clavo. Todas estas preguntas fueron respondidas durante la reunión, y sirvieron como retroalimentación para el proceso que se está llevando a cabo.

Además, un tema importante que mencionó es que se tuviera especial cuidado con la expectativa a generar con la terminación de la losa de NLT si se quiere dejar a la vista. Se plantea que puede ser complicado que quede perfecto, debido a la presencia de nudos y defectos en la madera. Otra información importante para el diseño que se obtuvo en las reuniones, fue que la industrializadora E2E trabaja con madera de calidad MGP10 mientras que Tecnofast y Patagual con madera de calidad G1 Y G2.

Considerando los requerimientos de las industrializadoras, el diseño estructural presentado en el Hito 1 y los requerimientos de la inmobiliaria iSiete, se llegó a los siguientes diseños para las losas, los cuales serán ensayados a flexión como se mencionó anteriormente:

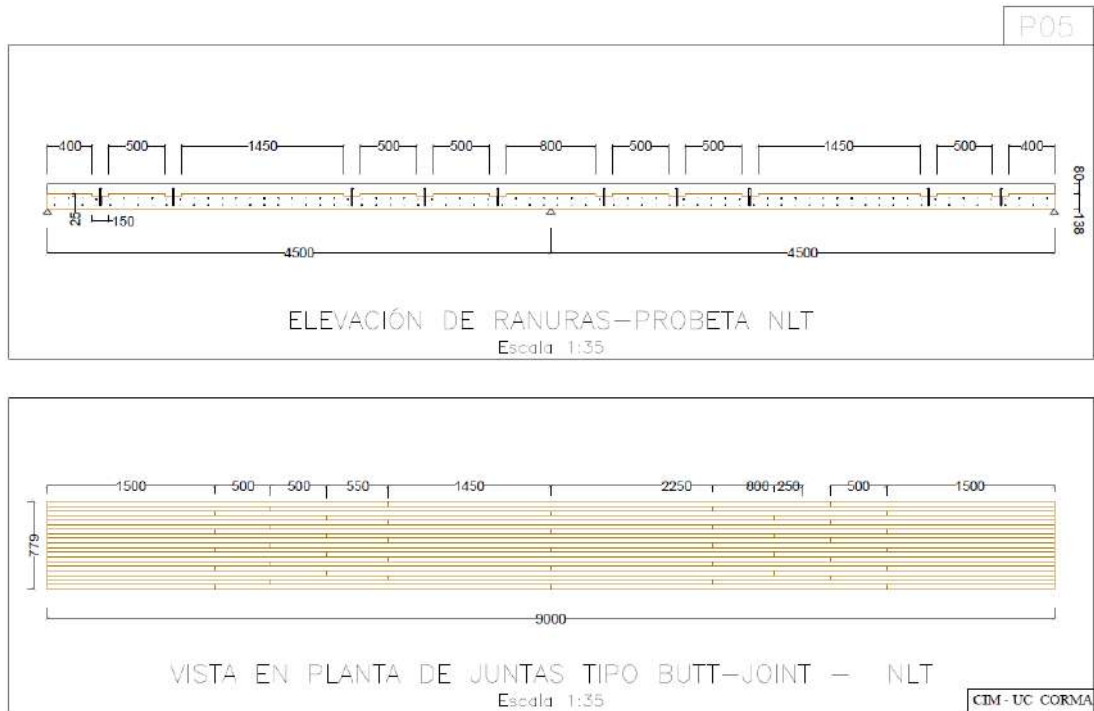


Figura 1. Probeta NLT vista en planta.

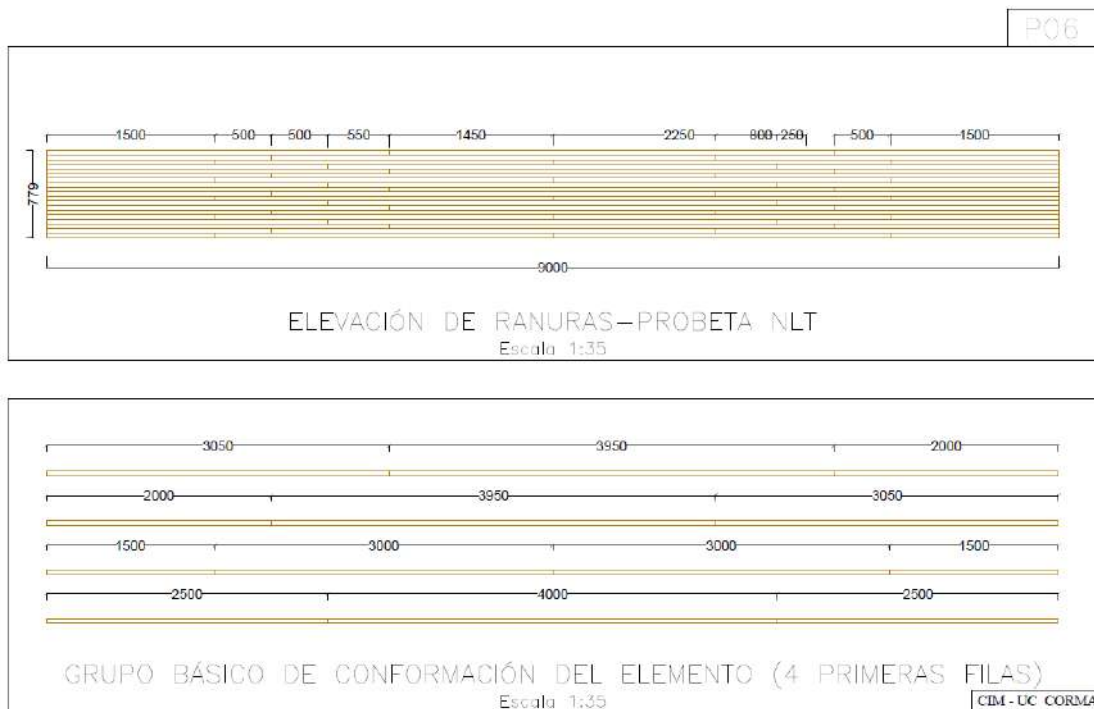


Figura 2. Probeta NLT vista de elevación y patrón de fabricación.



Figura 3. Proceso de fabricación probeta NLT en industrializadora.



Figura 4. Proceso de fabricación probeta NLT en industrializadora.



Figura 5. Proceso de fabricación probeta NLT Hormigonado sobrelosa.

3.2. Losas de madera tipo entramado ligero y pesado – comportamiento lateral

Con respecto a las losas industrializadas diseñadas para trabajar a corte en su propio plano, se mantuvieron reuniones con distintas industrializadoras del país, entre ellas E2E, Patagual, Tecnofast y Cortelima, con tal de buscar las soluciones constructivas más utilizadas, y en función de esto, diseñar y construir las probetas para luego ser ensayadas mecánicamente, con el objetivo de caracterizarlas estructuralmente. Luego de reunirnos con todas las industrializadoras antes mencionadas, se concluyó el proceso de elección de tipologías de probetas, presentado en la Tabla 3.1. Luego de esta elección, se inició el proceso de generación de planos y construcción de probetas, en conjunto con 3 de estas industrializadoras, E2E, Tecnofast y Cortelima, además de un equipo técnico independiente, para obtener la retroalimentación de los cuatro equipos en función de la factibilidad y dificultades generadas al momento de construir las losas en sus dependencias. La retroalimentación entregada es fundamental dentro del proyecto, dado que impone restricciones en los posibles diseños para que éstos sean luego replicables rápidamente dentro de todas las plantas disponibles, buscando un aumento en la eficiencia del proceso constructivo en la mayoría de las panelizadoras existentes hoy en el país.

En este sentido, se destinó la construcción de distintas probetas a distintos equipos, tal de recibir distintas retroalimentaciones en función de las capacidades de cada equipo. A continuación, se presentan las reparticiones de trabajos con sus respectivas retroalimentaciones.

Tabla 3.1. Matriz de ensayos de losas industrializadas.

Probeta	Espaciamiento conector (cm)	Espesor de tablero (mm)	Tipo tablero	Tipo de clavo	Estado
Marco desnudo entramado ligero clásico	-	-	-	-	Ensayado
Losa entramado ligero clásico 1	10/15	11	OSB	64 x 2.87 Liso	Ensayado
Losa entramado ligero clásico 1 (reutilizado)	Optimizado	11	OSB	64 x 2.87 Liso	Ensayado
Losa entramado ligero clásico 2	10/15	15	PLY	64 x 2.87 Liso	Ensayado
Losa entramado ligero clásico 2 (reutilizado)	10/15 + Yeso Cartón	15	PLY	64 x 2.87 y TRG8x75	Ensayado
Marco desnudo con vigas I-Joist	-	-	-	-	Construido
Losa con vigas I-Joist 1	6.5/10	11	OSB	50 x 2.5 Helicoidal	Construido
Losa con vigas I-Joist 1 (reutilizado)	Optimizado	11	OSB	50 x 2.5 Helicoidal	Construido
Losa con vigas I-Joist 2	6.5/10	15	PLY	50 x 2.5 Helicoidal	Construido
Losa con vigas I-Joist 2 (reutilizado)	6.5/10 + Yeso Cartón	15	PLY	50 x 2.5 y TRG8x75	Construido
Marco desnudo entramado ligero de alta resistencia	-	-	-	-	En construcción
Losa entramado ligero de alta resistencia 1	Patrón doble 6.5/7.5	11	OSB	65 x 2.8 Helicoidal	En construcción
Losa entramado ligero de alta resistencia 1 (reutilizado)	Patrón doble 6.5/7.5	11	OSB	65 x 2.8 Helicoidal	En diseño
Losa entramado ligero alta resistencia 2	Patrón doble 6.5/7.5	15	PLY	65 x 2.8 Helicoidal	En construcción
Losa CLT Plywood Surface Spline	15	5x33	CLT	Tornillo de 5.6 x 150	En construcción
Losa CLT Spline Strap	20	3x33	CLT	Tornillo de 6.4 x 89	En construcción

3.2.1. Probetas de losas de entramado ligero clásico

Las losas de entramado ligero clásico suelen utilizarse en estructuras de madera de baja altura, abarcando luces del orden de 3 metros, típicas de estructuras con destino habitacional. En este sentido, se diseñaron probetas de losas de dimensiones 3.6 x 2.4 m, con tal de buscar representatividad en lo que sería un edificio habitacional típico. Para diseñar dichas losas, se utilizaron recomendaciones de la normativa estadounidense *Special Design Provisions for Wind and Seismic* (SDPWS, 2021) para

tener órdenes de magnitud de resistencia en función de las materialidades consideradas.

La teoría de diafragmas de madera indica que la resistencia lateral viene dada por el arriostramiento de los marcos, es decir, por la conexión metálica que une tableros (OSB/Terciado) al marco de madera inferior. En este sentido, el tipo de madera utilizado en el entramado es poco relevante, y solo genera relevancia para el diseño gravitacional. En la actualidad, los tableros arriostrantes en Chile, ya sea OSB, terciado u otro, vienen clasificados por capacidad, por lo que no es un problema a considerar para los diseños. Teniendo esto en consideración se diseñaron y construyeron 3 probetas de entramado ligero clásico con distintas variantes:

- Una probeta desnuda (sin tableros arriostrantes): Se diseñó para cuantificar el verdadero aporte de capacidad y rigidez que ofrece un marco de madera desnudo, sin considerar el aporte de los arriostramientos superiores. Se consideró madera de Pino Radiata Grado C24 para todas las variantes.
- Una probeta arriostrada con tableros OSB. En función de las reuniones mantenidas con distintas industrializadoras, se decidió incorporar dentro del estudio una probeta de entramado ligero clásico arriostrada con tableros OSB de 11.1 mm de espesor, mediante clavos lisos de dimensión 64 x 2.87 mm, los que corresponden a clavos de fácil adquisición tanto en ferreterías como en industrializadoras nacionales.
- Una probeta arriostrada con tableros de terciado. De la misma manera que la probeta anterior, se decidió incluir una probeta arriostrada con tableros de terciado estructural de espesor 15 mm, considerando también clavos lisos de dimensión 64 x 2.87 m.

Donde cabe mencionar que los tres marcos fueron construidos de forma idéntica entre sí. Posterior al ensayo de las 3 probetas, los dos marcos menos dañados fueron reparados y reutilizados para considerar una probeta con un patrón de clavado optimizado con tableros OSB de 11.1 mm, y para considerar otra probeta con tableros de terciado de 15 mm, adicionando esta vez tableros de yeso - cartón para estudiar el comportamiento no estructural del yeso cartón en diafragmas de madera.

3.2.2. Planos, proceso constructivo y probetas de losas construidas

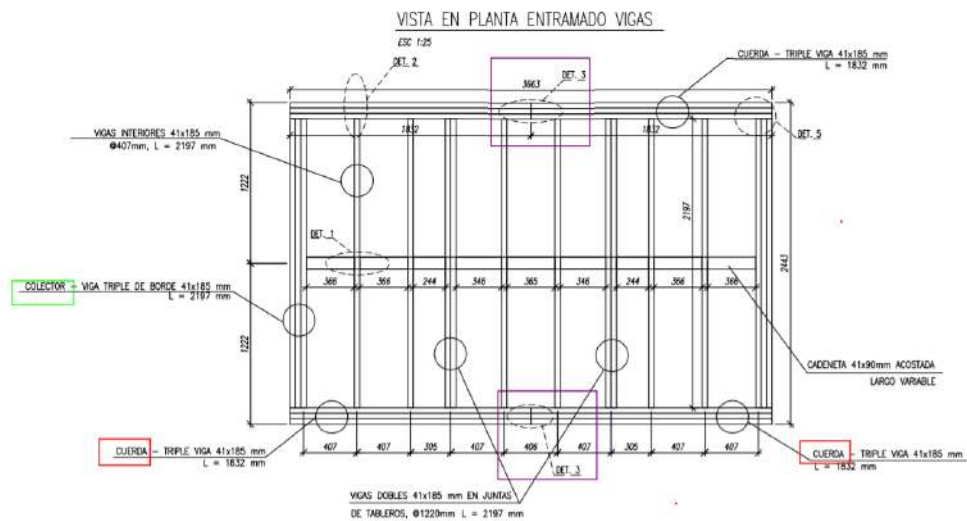


Figura 6. Plano en planta de marco desnudo de probeta de entramado ligero clásico.

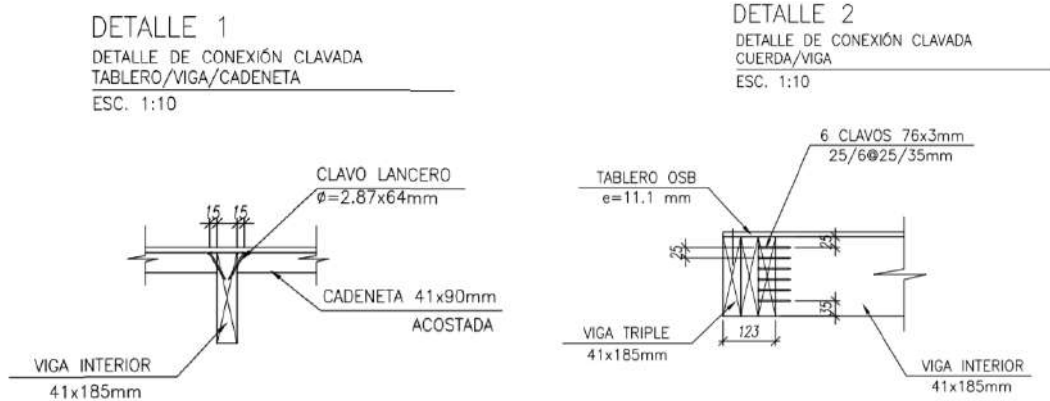


Figura 7. Detalles del plano de conexiones de vigas.

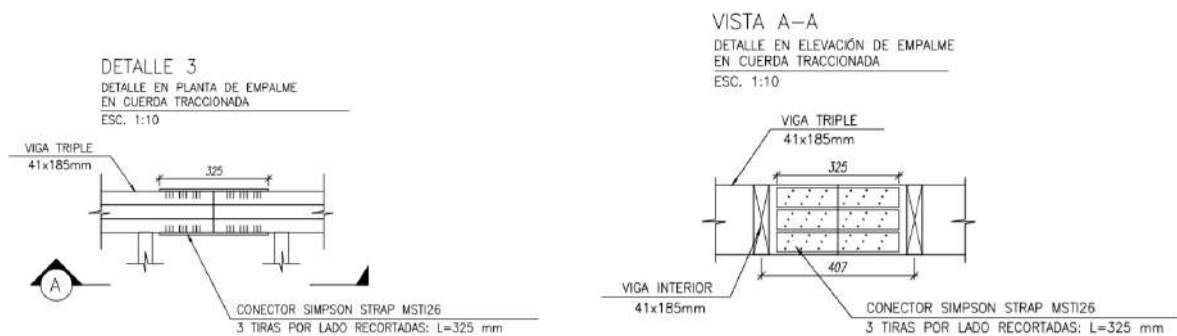


Figura 8. Detalles del plano de empalmes.

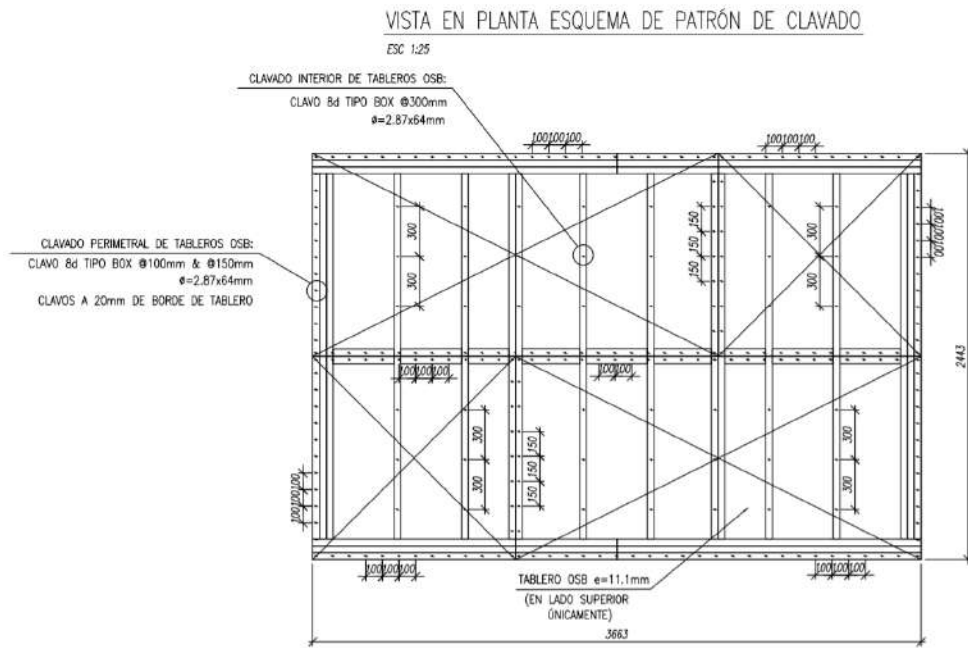


Figura 9. Vista en planta del plano de patrón de clavado de probeta arriostrada con tableros de OSB.



Figura 10. Proceso de medición y corte de piezas de madera previo a ensamblaje.



Figura 11. Vista en planta marco desnudo de probeta de entramado ligero clásico construido.



Figura 12. Proceso de arriostramiento de losas con tableros de terciado.



Figura 13. Vista en planta de probeta de losa de entramado ligero clásico arriostrada con tableros de terciado.



Figura 14. Instalación de planchas de yeso - cartón de 15 mm de espesor sobre probeta de entramado ligero con terciado.

3.2.3. Probetas de losas de entramado ligero con envigado tipo I-Joist

Las losas de entramado ligero con envigado I-Joist suelen utilizarse en estructuras de madera de baja a mediana altura, abarcando luces del orden de 4 metros, aptas para estructuras con destino habitacional u otro de mayor exigencia. En este sentido, se diseñaron probetas de losas de dimensiones 3.6 x 2.4 m, al igual que en el caso anterior, con tal de buscar representatividad en lo que sería un edificio habitacional típico, donde no se aumentaron las dimensiones por restricciones netamente de laboratorio.

Como ya se mencionó previamente, la teoría de diafragmas de madera indica que la resistencia lateral viene dada por el arriostramiento de los marcos, es decir, por la conexión metálica que une tableros (OSB/Terciado) al marco de madera inferior. En este sentido, el tipo de madera utilizado en el entramado es poco relevante, y solo genera relevancia para el diseño gravitacional. Sin embargo, al utilizar vigas tipo I-Joist se debe tener especial cuidado de cumplir los espaciamientos de clavado, dado que las alas de las vigas I-Joist son sensibles a estos efectos, siendo propensas a fallar por tracción perpendicular a la fibra o "*splitting*". Teniendo esto en cuenta se diseñaron y construyeron en conjunto con la industrializadora E2E 3 probetas de entramado ligero con envigado I-Joist con distintas variantes:

- Una probeta desnuda (sin tableros arriostrantes): Se diseñó para cuantificar el verdadero aporte de rigidez que ofrece un marco de madera desnudo, sin considerar el aporte de los arriostramientos superiores. Se consideró vigas I-Joist LPI18 de altura 241 mm y para las cuerdas/colectores se utilizaron vigas de borde LSL 89 x 241 mm de LP Chile.
- Una probeta arriostrada con tableros OSB. En función de las reuniones mantenidas con distintas industrializadoras, se mantuvo las variantes utilizadas para el entramado ligero clásico, esto es, una probeta arriostrada con tableros OSB de 11.1 mm de espesor, pero esta vez, mediante clavos de dimensión 50 x 2.5 mm, los que corresponden a clavos de menor dimensión, para evitar el fenómeno de *splitting* en las alas de las vigas I-Joist. Cabe mencionar que este tipo de clavo es utilizado principalmente por la industrializadora E2E, dada su facilidad de colocación mediante pistola de clavos.
- Una probeta arriostrada con tableros de terciado. De la misma manera que la probeta anterior, se construyó una probeta arriostrada con tableros de terciado estructural de espesor 15 mm, considerando también clavos de dimensión 50 x 2.5 mm, para evitar el fenómeno de *splitting* en las alas de las vigas I-Joist, nuevamente utilizando pistola de clavos para aumentar la eficiencia en el proceso constructivo.

Donde cabe mencionar que los tres marcos fueron construidos en la industrializadora E2E de forma idéntica entre sí. Posterior al ensayo de las 3 probetas, los dos marcos

menos dañados serán reparados y reutilizados para considerar una probeta con un patrón de clavado optimizado con tableros OSB de 11.1 mm, y para considerar otra probeta con tableros de terciado de 15 mm, adicionando esta vez tableros de yeso - cartón para estudiar el comportamiento no estructural del yeso cartón en diafragmas de madera.

3.2.4. Planos, proceso constructivo y probetas de losas construidas

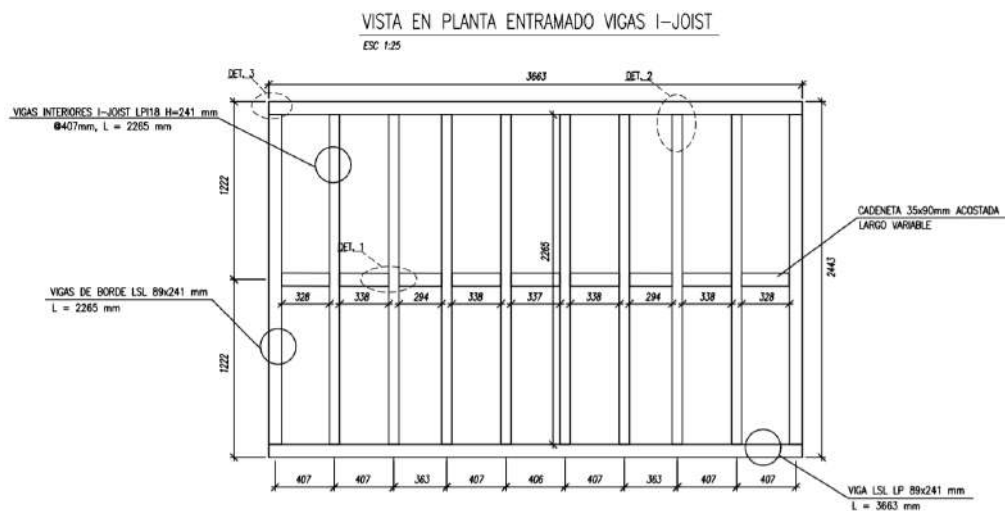


Figura 15. Plano en planta de marco desnudo de probeta de entramado ligero con envigado I-Joist.

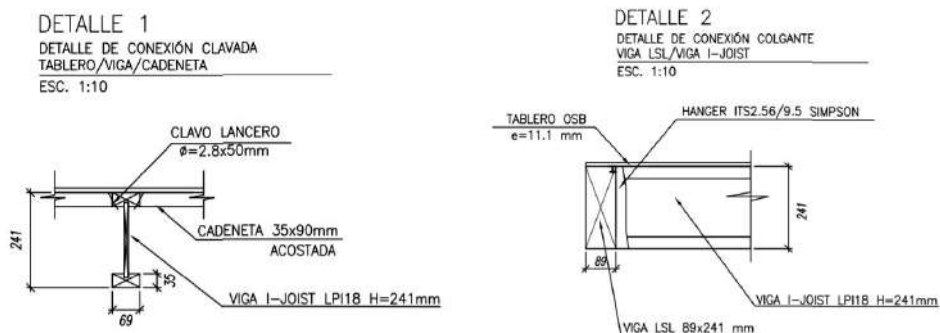


Figura 16. Detalles del plano de conexiones de vigas.

VISTA EN PLANTA ESQUEMA DE PATRÓN DE CLAVADO

ESC 1:25

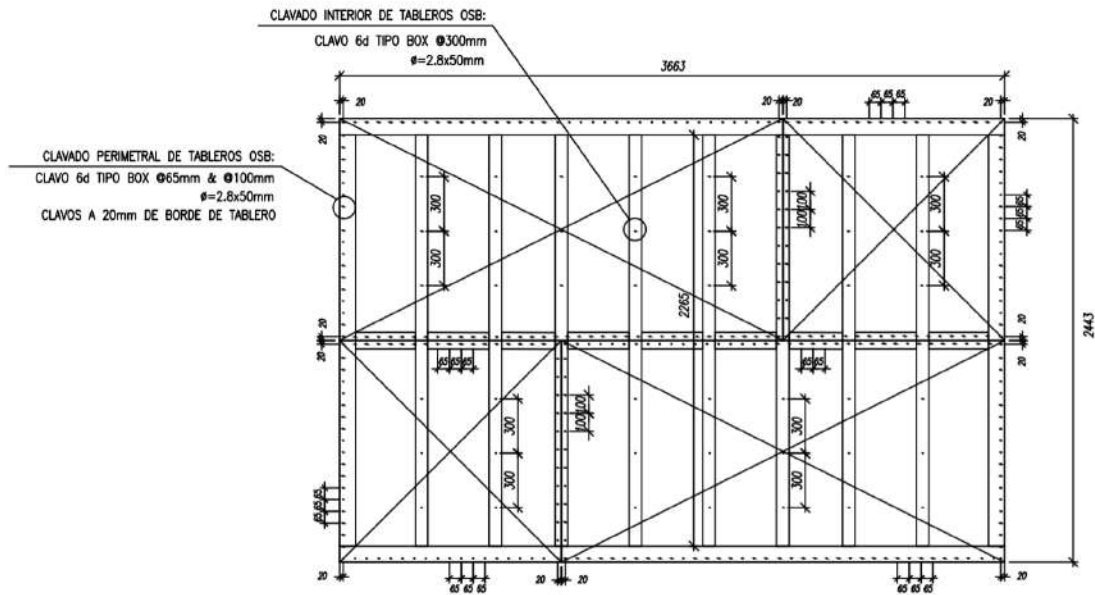


Figura 17. Vista en planta del plano de patrón de clavado de probeta arriostrada con tableros de OSB.

DETALLE 3

DETALLE DE CONEXIÓN ESQUINA CUERDA/COLECTOR
VISTA EN PLANTA Y ELEVACIÓN

ESC. 1:7.5

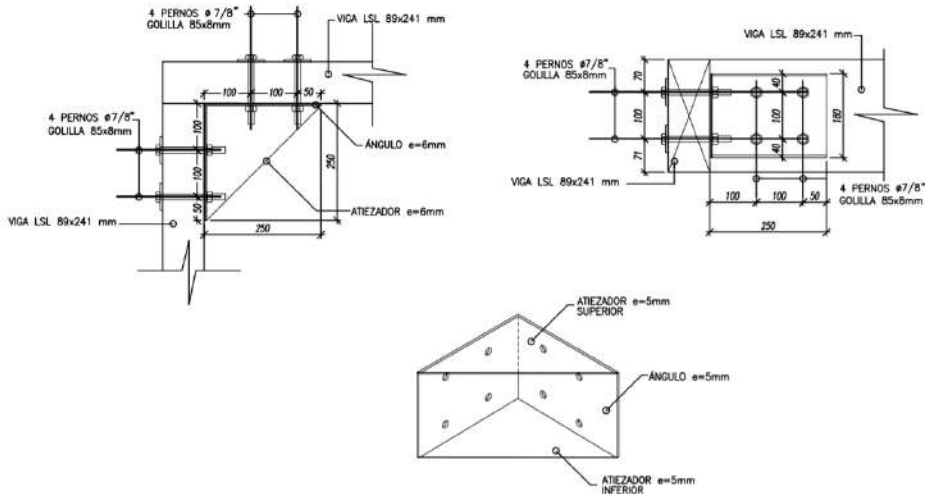


Figura 18. Plano de detalle de conexión de esquina apernada.



Figura 19. Proceso constructivo en planta de E2E.



Figura 20. Vistas de marco desnudo con ensamblaje de vigas I-Joist y cadenas.



Figura 21. Vista de conexión apornada de esquina.



Figura 22. Vista de tres probetas en laboratorio. Al centro de imagen se presenta losa con tableros de terciado. En la zona superior derecha se presenta losa con tableros de OSB. En la zona superior izquierda se presenta losa desnuda.

3.2.5. Probetas de losas de entramado ligero de alta resistencia

Las losas de entramado ligero de alta resistencia suelen utilizarse en estructuras de madera de mediana a gran altura, abarcando luces de distintos órdenes de magnitud, las que son alcanzadas mediante el uso de envigados especiales. Estas losas son aptas para estructuras con alta exigencia de capacidad y rigidez estructural. En este sentido, se diseñaron probetas de dimensiones 3.6 x 2.4 m, tal como las anteriores, pero esta vez, utilizando patrones de clavado de alta resistencia y rigidez, con el objetivo de comparar directamente las propiedades estructurales de una losa de entramado ligero común con las propiedades de la misma losa pero con un patrón de clavado de alta capacidad. De igual manera, se espera hacer un contraste entre los modos de falla comunes para losas de entramado ligero comunes con los modos de falla para losas de alta capacidad.

La teoría de diafragmas de madera indica que la resistencia lateral viene dada por el arriostramiento de los marcos. Es por esto que el tipo de madera utilizado en el entramado es poco relevante, y solo genera relevancia para el diseño gravitacional.

Por el contrario, el tipo y cantidad de clavos a utilizar en el proceso de arriostramiento del envigado, es una variable clave para generar un diafragma común o uno de alta capacidad. En consecuencia, las probetas de alta capacidad son diseñadas utilizando patrones de clavado doble, lo que implica una cantidad de clavos aproximadamente del doble de la que utilizaría una losa de entramado ligero común, con el mismo espaciamiento de clavado. A continuación, se resumen las tres probetas diseñadas en un principio:

- Una probeta desnuda: Se diseñó para cuantificar el verdadero aporte de rigidez que ofrece un marco de madera desnudo, sin considerar el aporte de los arriostramientos superiores. Se consideraron vigas de altura 41 x 185 mm y de 65 x 185 mm, todas de grado estructural G1.
- Una probeta arriostrada con tableros OSB. En función de las reuniones mantenidas con distintas industrializadoras, se diseñó una variante para el entramado ligero de alta capacidad arriostrada con tableros OSB de 11.1 mm de espesor, pero esta vez, mediante clavos helicoidales de dimensión 65 x 2.8 mm, considerando un patrón de clavado múltiple, lo que implicó un diseño cuidadoso en los espaciamientos entre clavos para evitar fallos locales en la madera. Cabe mencionar que este tipo de clavo es utilizado principalmente por la industrializadora Tecnofast, dada su facilidad de colocación mediante pistola de clavos.
- Una probeta arriostrada con tableros de terciado. De la misma manera que la probeta anterior, se construyó una probeta arriostrada con tableros de terciado estructural de espesor 15 mm, considerando también clavos helicoidales de dimensión 65 x 2.8 mm, nuevamente utilizando pistola de clavos para aumentar la eficiencia en el proceso constructivo.

Cabe mencionar en este punto que los tres marcos se encuentran en proceso de construcción en la industrializadora Tecnofast de forma idéntica entre sí, y se espera el ensayo en laboratorio de las losas con envigado I-Joist (ver 3.2.3) para el traslado de estas losas al laboratorio, y así evitar colapsar el laboratorio con probetas de diafragmas. Debido a las altas cargas a las que estas losas serán sometidas, se espera solo reutilizar una de las probetas para estudiar fenómenos particulares en losas de alta resistencia, tales como aperturas, cambio en patrón de clavado, u otro.

3.2.6. Planos y patrón de clavado de losas de alta resistencia

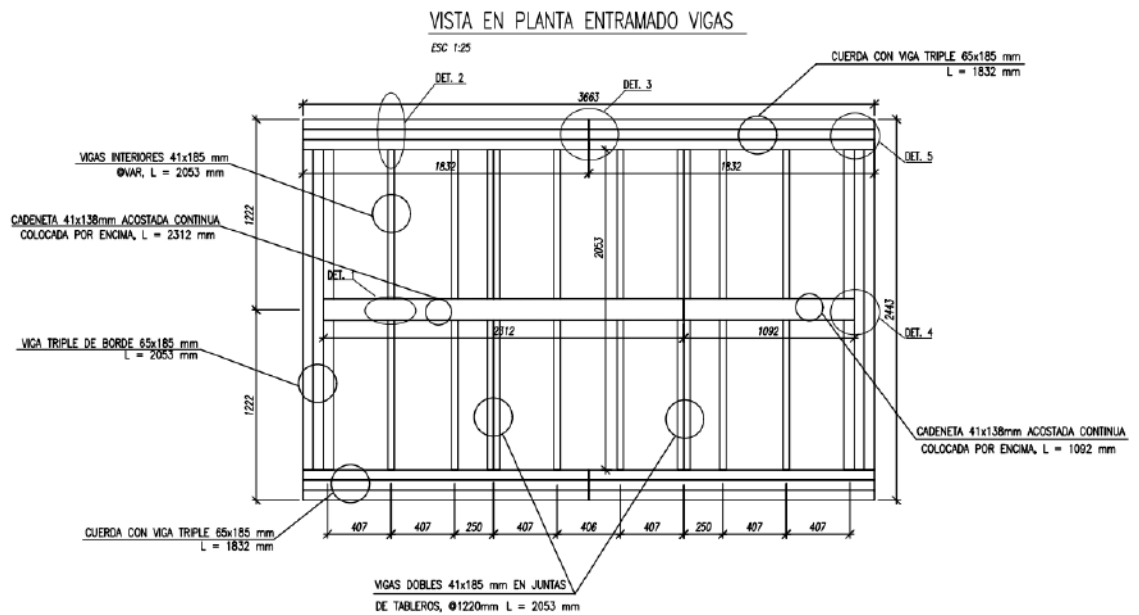


Figura 23. Plano en planta de marco desnudo de probeta de entramado ligero.

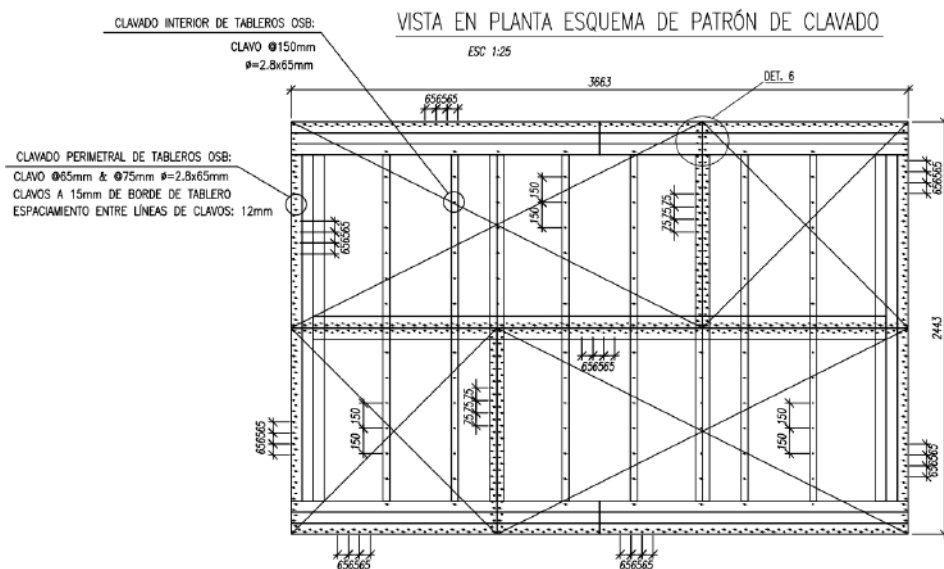


Figura 24. Vista en planta del plano de patrón de clavado múltiple de probeta arriostrada con tableros de OSB de alta capacidad.

DETALLE 6
DETALLE DE PATRÓN DE CLAVADO DOBLE
ESC. 1:7.5

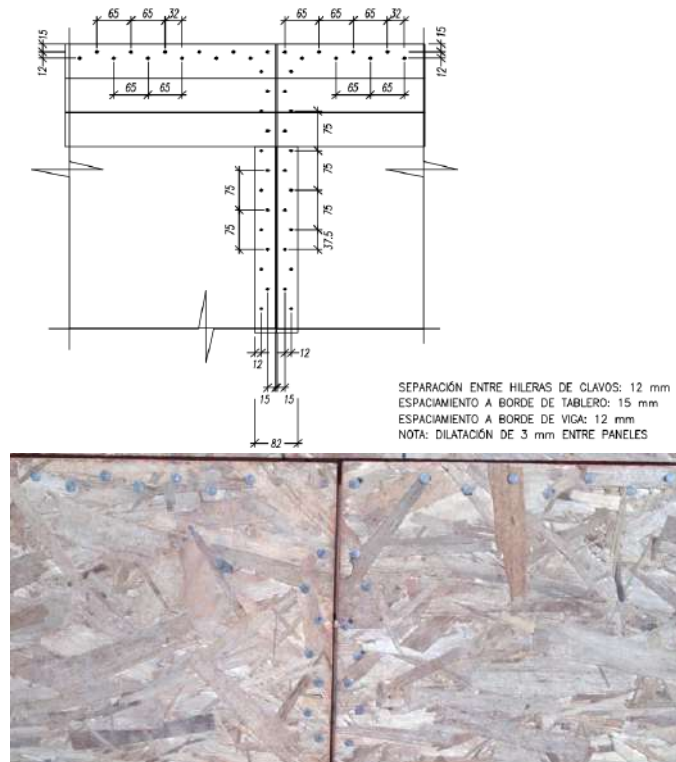


Figura 25. Patrón de clavado múltiple en bordes de losas de alta capacidad. En la imagen superior se puede apreciar el plano, y en la inferior la materialización del patrón de clavado.

3.2.7. Probetas de CLT

Las probetas de madera contralaminada CLT tienen un proceso de diseño diferente al de las probetas de entramado ligero. Al consistir en elementos de madera masiva, el comportamiento mecánico de las losas de CLT es más cercano al conjunto de los paneles de CLT actuando como elementos elásticos, y la capacidad del diafragma viene determinada por la capacidad última de las conexiones, que tienden a fallar de forma dúctil, según los modos de fluencia para conectores de Johanssen. En este escenario, se decidió diseñar dos losas de CLT de las mismas proporciones que las losas de entramado ligero (3.6 x 2.4m) pero con distinta distribución y tipo de conexiones. El objetivo principal de estas probetas es el de corroborar de forma experimental la hipótesis de diseño de la nueva metodología de la SDPWS 2021, donde la capacidad de los diafragmas de CLT viene dada únicamente por la capacidad de los conectores sometidos a corte.

El proceso constructivo de las losas de CLT es llevado a cabo por Niuform, quienes tienen experiencia en la construcción de paneles de CLT, por lo que cualquier restricción en el proceso constructivo va más orientada hacia el tipo de conexión metálica que hacia la materialización del panel de madera. Por razones de espacio en el laboratorio donde se encuentran las losas por ensayar, las losas de CLT aún no se empiezan a construir, a pesar de que el diseño de éstas se encuentre finalizado. A continuación, se presenta una breve descripción de ambas losas de CLT:

- Probeta de CLT con conexiones tipo Surface Spline: Esta probeta consiste en tres paneles de CLT de 2400 x 1200 x 165 mm de 5 capas (SLT5) de madera Pino Radiata C24, los que serán conectados mediante una conexión de tipo Surface Spline con una placa de terciado de 25 mm de espesor, y tornillos SDWS22600 de dimensiones 5.6 x 150 mm, espaciados a 150 mm entre sí. Mayores detalles se pueden visualizar en las Figuras 23 y 24.
- Probeta de CLT con conexiones tipo Spline Strap: Esta probeta consiste en cuatro paneles de CLT de 1800 x 1200 x 99 mm de 3 capas (SLT3) de madera Pino Radiata C24, los que serán conectados mediante una conexión de tipo Spline Strap SST, y tornillos SDS25312, de dimensiones 6.4 x 89 mm, espaciados a 200 mm entre sí. Mayores detalles se pueden visualizar en las Figuras 25 y 26.

VISTA EN PLANTA/ELEVACIÓN DIAFRAGMA CLT

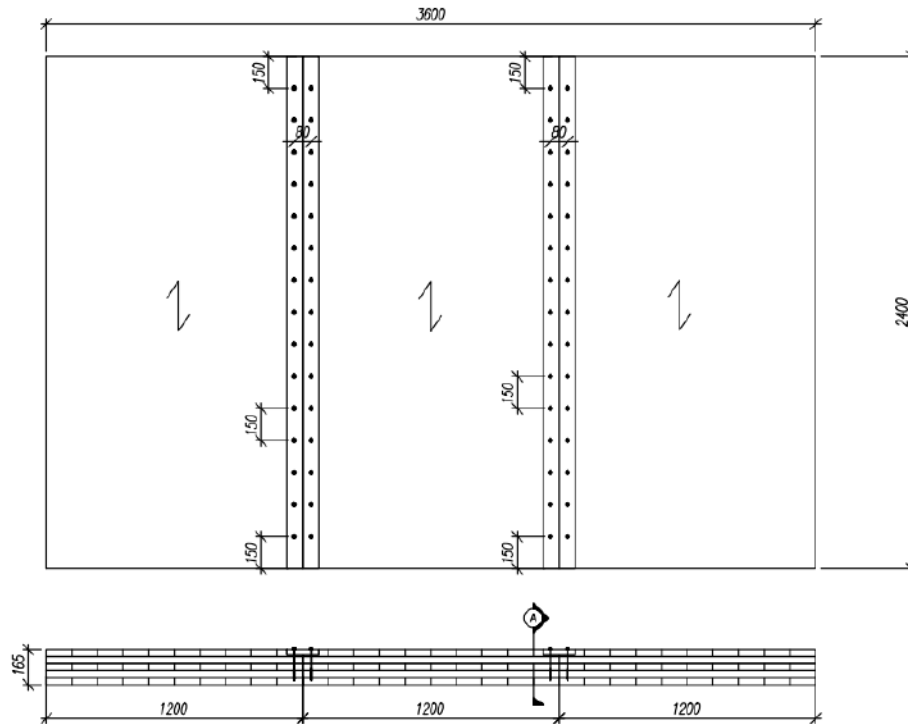


Figura 26. Vista en planta Diafragma de CLT tipo Surface Spline.

DETALLE A

Dimensiones en Elevación

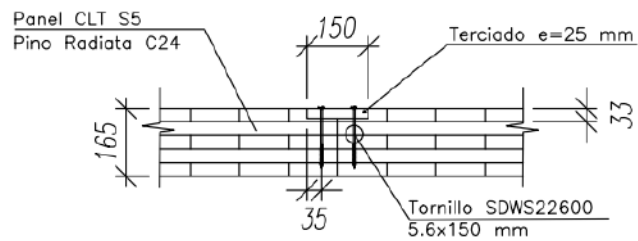


Figura 27. Detalle de Conexión tipo Surface Spline.

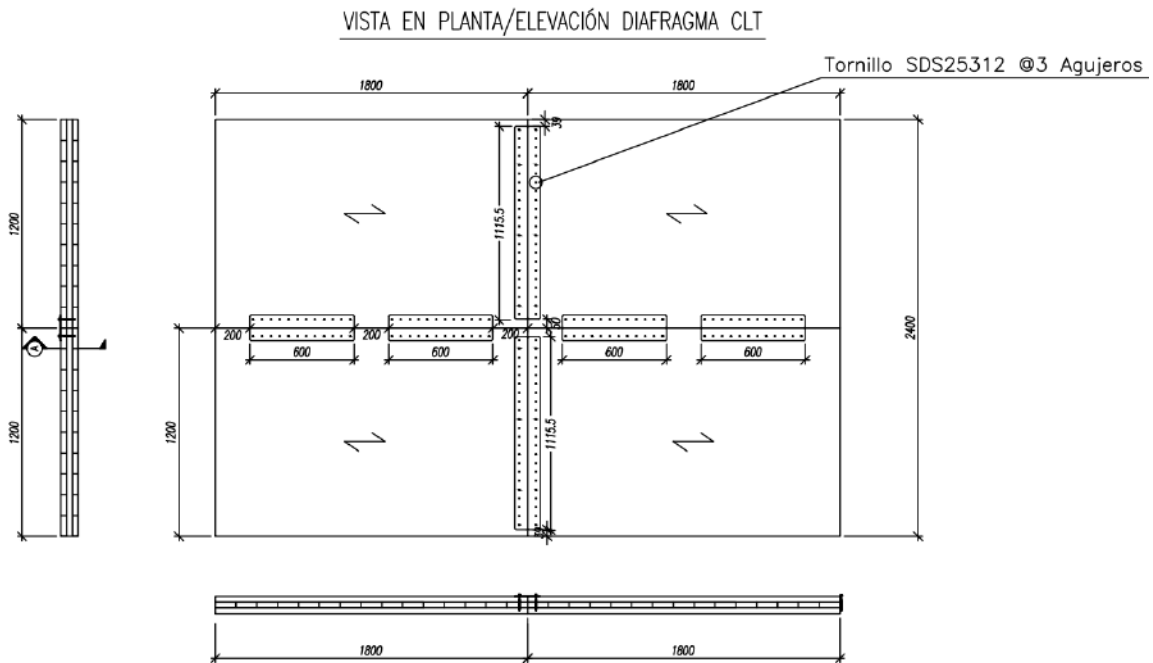


Figura 28. Vista en planta Diafragma de CLT tipo Spline Strap.

DETALLE A

Dimensiones en Elevación

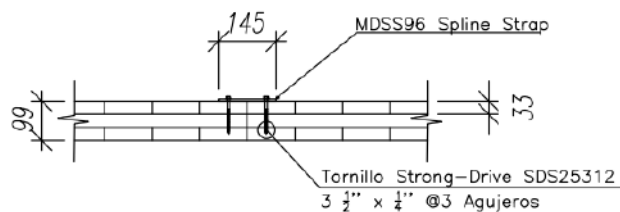


Figura 29. Detalle de conexión tipo Spline Strap.

Losa CLT – Hormigón

Las probetas de losas híbridas madera contralaminada CLT y hormigón armado prefabricado serán ensayadas considerando dos tipos de conectores: un conector mecánico y un adhesivo epóxico. A su vez, cada tipo de conexión será ensayado frente a distintas cargas: ensayo de corte, ensayo a flexión y ensayo frente a vibraciones, además de un ensayo a tracción específico para el adhesivo epóxico. Cabe mencionar que las probetas serán diseñadas y construidas en conjunto a Cortelima y CMPC, a través de su nuevo equipo conjunto Niuform.

A continuación, se detalla una breve descripción de cada conector a utilizar, junto a referencias de los ensayos a realizar y sus configuraciones.

Conector mecánico

Conformado por un tornillo estructural modelo “Tornillo con cabeza avellanada para madera de construcción Strong-Drive SDCP TIMBER-CP Screw”, de la marca Simpson Strong-Tie, este conector cuenta con un soporte que permite la inserción del tornillo en el hormigón prefabricado. De esta forma, al momento de hormigonar se dispone de un dispositivo impreso 3D en material PLA más una placa de acero la cual se adhiere al moldeaje para posteriormente colocar el tornillo.



Figura 30. Tornillo con cabeza avellanada Strong-Drive SDCP TIMBER-CP Screw.

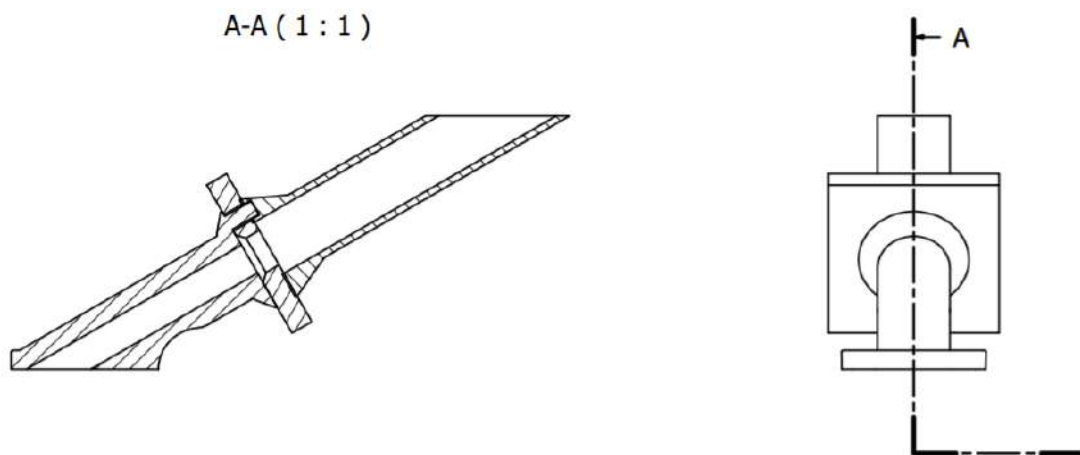


Figura 31. Vista en corte del soporte 3D.



Figura 32. Vista lateral, en ángulo y superior del soporte 3D.

Como se observa en la imagen, el soporte está compuesto por 3 piezas: la base, una placa de acero y la parte superior. Tanto la base como la parte superior no aportan directamente en la acción compuesta entre la madera y el hormigón, a diferencia de la placa que ayuda a aumentar el área de contacto entre el hormigón y el cabezal del tornillo, transfiriendo esfuerzos entre ambas materialidades.

Adhesivo Epóxico

El segundo conector a utilizar corresponde a un adhesivo epóxico, cuya elección final estará determinado por la resistencia a tracción que entreguen distintos adhesivos encontrados en el mercado. Principalmente, se ensayarán adhesivos estructurales que son distribuidos por las marcas Sika y Topex.

Ensayo de corte

La probeta a ensayar frente a esfuerzos de corte es de carácter asimétrica, limitado principalmente por la disposición de los conectores mecánicos. Esta posee dimensiones de 159 mm x 360 mm x 600 mm (alto x ancho x largo), utilizando para el caso de conexión mecánico 4 tornillos orientados en un ángulo de 30° respecto a la horizontal. Se observa que la loseta de hormigón se encuentra desplazada 5 cm respecto a la de CLT, cuyo fin es facilitar la aplicación de la carga y propiciar el tipo de falla buscado.

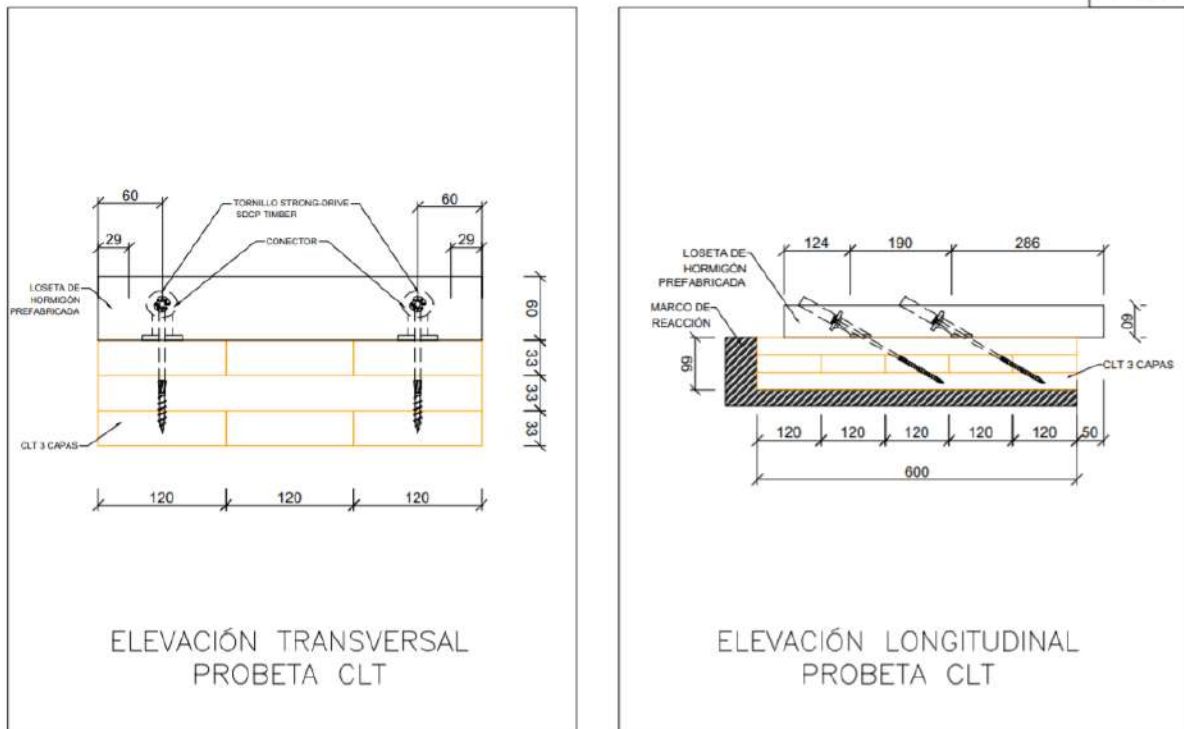


Figura 33. Planos ensayo de corte losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando una conexión mecánica.

Para la probeta de CLT cuya conexión contempla el adhesivo epóxico, se espera pulir la superficie de hormigón prefabricado para así generar una mayor adherencia con el adhesivo. De esta forma, el adhesivo será esparcido por toda la superficie de contacto entre el hormigón y la madera, tanto en su largo como en su ancho.

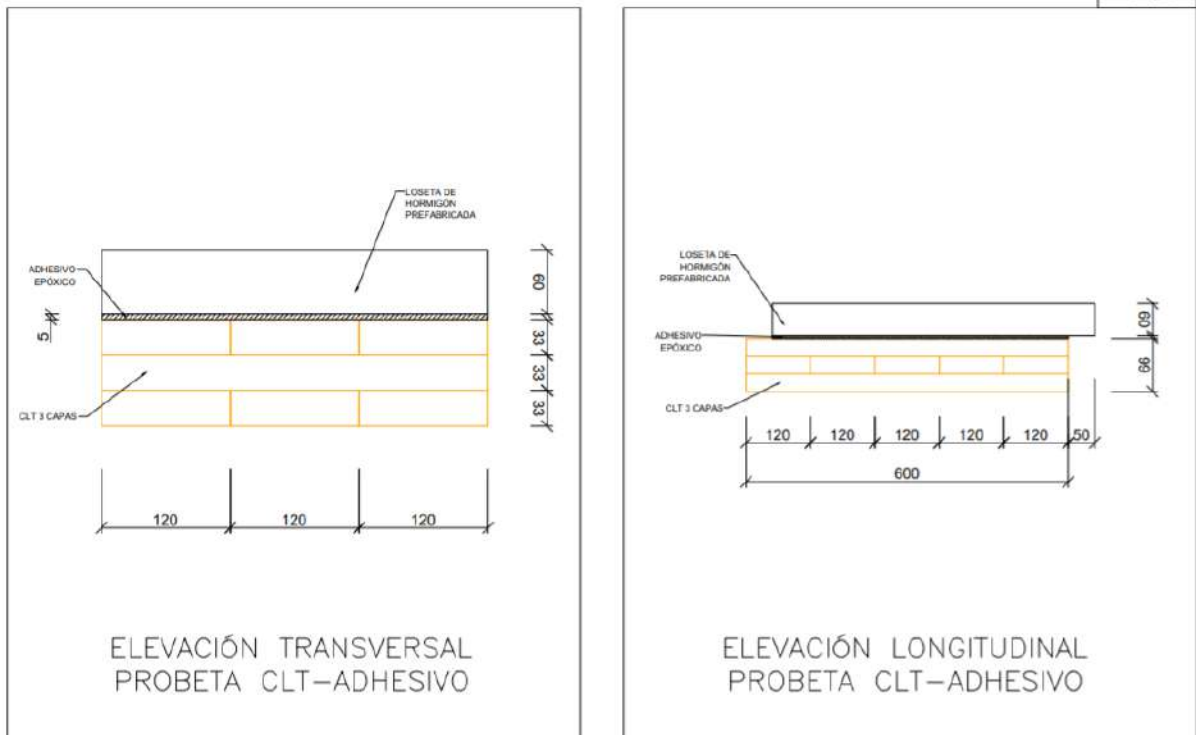


Figura 34. Planos ensayo de corte losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando adhesivo epóxico.

Actualmente, ambas probetas de corte mencionadas anteriormente están en proceso de fabricación. Para lograr un proceso más rápido de elaboración de las losas es necesario mejorar el sistema de unión entre la base y la parte superior del conector, debido a que fue necesario colocar un adhesivo para garantizar su hermetismo e impedir el traspaso de mezcla dentro del soporte.

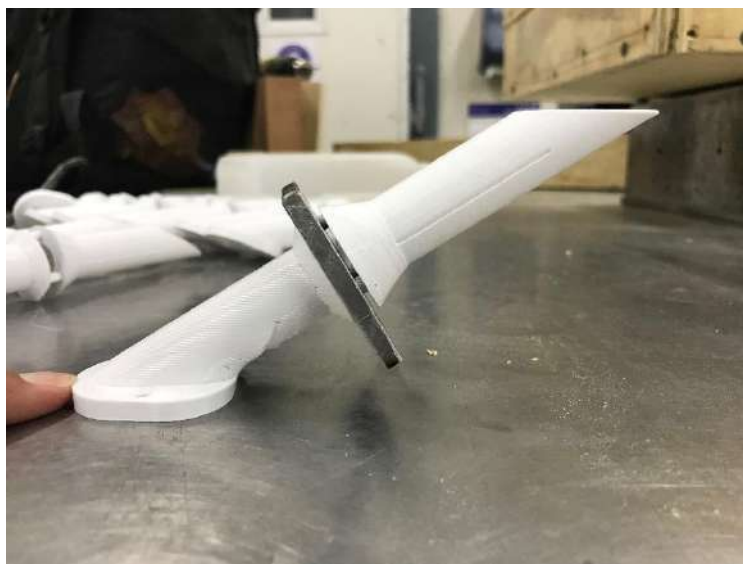




Figura 35. Soporte 3D en vista lateral y frontal.



Figura 36. Disposición de los soportes 3D en moldaje para ensayo de corte previo al hormigonado.

Ensayo a flexión

Para este ensayo se considera la fabricación de una losa de dimensiones 164 mm x 800 mm x 4000 mm (alto x ancho x largo). Las consideraciones para colocar tanto los conectores mecánicos como el adhesivo epóxico son iguales a las mencionadas anteriormente. Sin embargo, los tornillos son orientados de distinta forma dependiendo de la posición en la que se encuentren a lo largo de la losa. Es decir, para poder resistir mejor los esfuerzos resultantes por el ensayo a flexión, se disponen trasando una línea “espejo” a la mitad del largo de la losa, como se muestra en la figura a continuación.

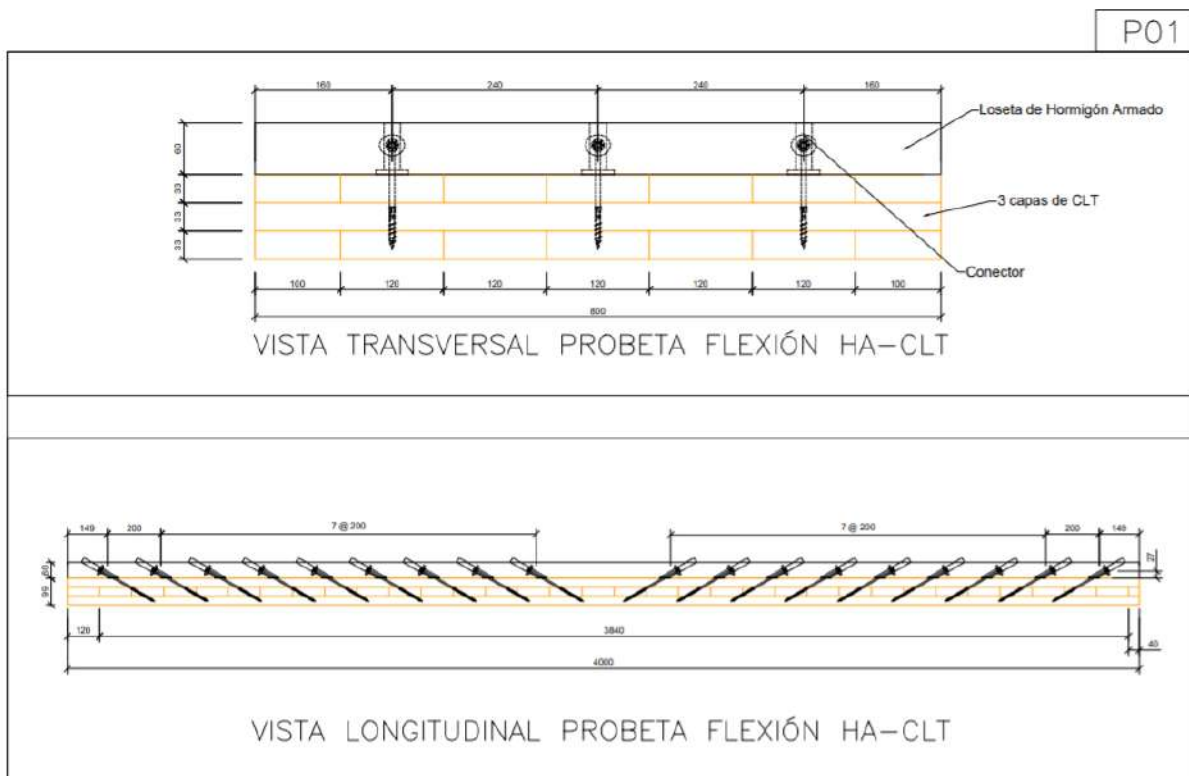


Figura 37. Planos ensayo a flexión losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando una conexión mecánica.

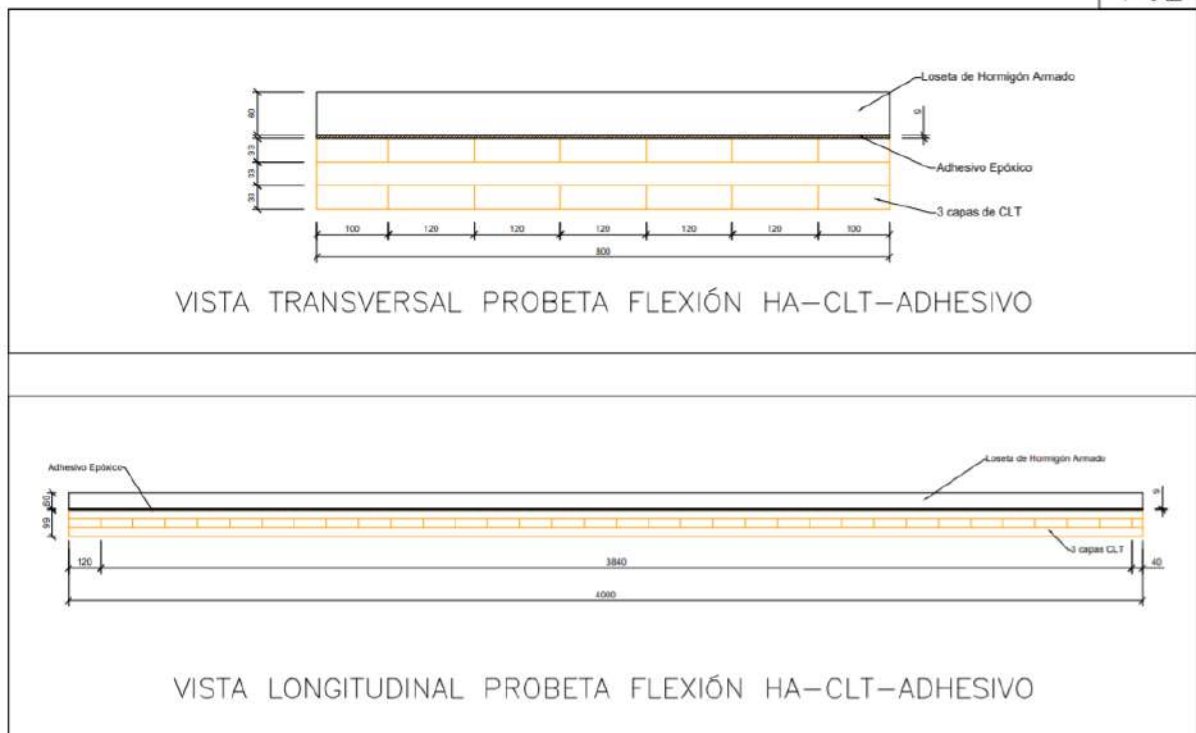


Figura 38. Planos ensayo a flexión losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando adhesivo epóxico.

3.2.8. Diseño de Conexiones

En paralelo al diseño y construcción de los diafragmas de entramado ligero a escala real, se ha realizado una exhaustiva matriz de ensayos de conexiones, que si bien no generan un impacto en el estudio de la constructibilidad de las losas, si tienen tremenda relevancia en el análisis de factibilidad de la implementación de un método de diseño basado en los resultados experimentales de las losas previamente descritas. Tanto los resultados experimentales de los diafragmas a escala real como los ensayos de conexiones serán utilizados como un input para realizar modelos numéricos, que permitirán definir de forma más exacta los alcances y limitaciones de un método de diseño simplificado para ser incorporado en las futuras normativas.

Se desarrolló una matriz de conexiones que representa la totalidad de conexiones utilizadas en las probetas de entramado ligero, combinando las múltiples posibilidades entre clavos, tableros arriostrantes, vigas inferiores, presencia de yeso cartón y tornillos, como se puede visualizar en la Tabla 3.2

Tabla 3.2. Matriz de ensayos de conexiones.

Probeta Asociada	ID Conexión	Tipo Conector	Entramado Tablero
Ensayo Entramado Ligero Clásico	1	64 x 2.87 Liso	PR C24 OSB 11.1
Ensayo Entramado Ligero Clásico	2	64 x 2.87 Liso	PR C24 PLY 15
Ensayos con Entramado I-Joist	3	50 x 2.5 Helicoidal	ALA I-JOIST OSB 11.1
Ensayos con Entramado I-Joist	4	50 x 2.5 Helicoidal	ALA I-JOIST PLY 15
Ensayos con Entramado I-Joist	5	50 x 2.5 Helicoidal	LSL OSB 11.1
Ensayos con Entramado I-Joist	6	50 x 2.5 Helicoidal	LSL PLY 15
Ensayos de Alta Resistencia	7	65 x 2.8 Helicoidal	PR G1 OSB 11.1
Ensayos de Alta Resistencia	8	65 x 2.8 Helicoidal	PR G1 PLY 15
Ensayos con Yeso-Cartón	9	Tornillo RG 75x8	PR C24 PLY15 YC15
Ensayos con Yeso-Cartón	10	Tornillo RG 75x8	ALA I-JOIST PLY15 YC15
Ensayos con Yeso-Cartón	11	Tornillo RG 75x8	LSL PLY15 YC15

A continuación, se presenta un esquema representativo de la matriz de conexiones detalladas en la Tabla 3.2, junto a una imagen representativa del tipo de conexión.

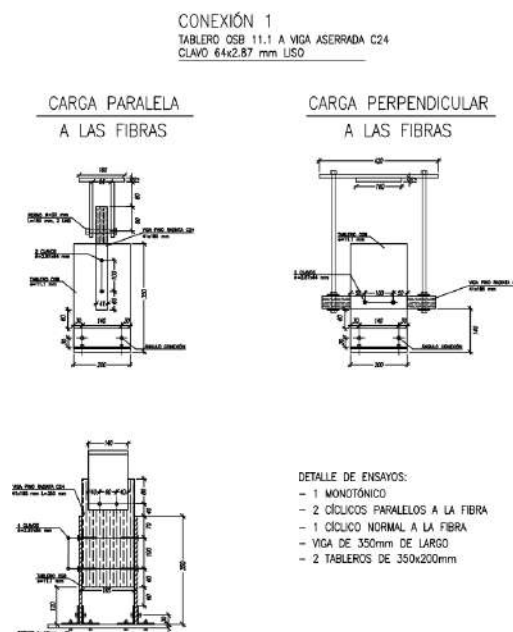


Figura 39. Esquema conexión tipo 1.



Figura 40. Conexión representativa OSB - Viga - OSB.

4. PRINCIPALES RESULTADOS LOGRADOS Y CONCLUSIONES

4.1. Restricciones de manufactura y tiempos empleados en probetas de entramado ligero clásico

Todo el proceso de diseño en conjunto con el proceso constructivo presentado entre las Figuras 3.3 a 3.11 se desarrolló de la forma más organizada posible, tomando nota sobre las posibles dificultades generadas, los potenciales errores generados, etc. A continuación, se presenta una enumeración de las dificultades presentadas durante el proceso constructivo de las probetas de losas de entramado ligero clásico presentadas anteriormente.

- Hubo dificultades al momento de construir las vigas triples (ver Figura 7. Detalle 2) correspondientes a las vigas transversales de las probetas (de dimensión 3.6 m). Esta dificultad se generó producto de que la conexión de vigas triples requiere de un proceso de clavado donde primero se unen dos vigas, y luego se sobrepone una tercera con clavos de mayor dimensión. Este proceso ralentiza la construcción, y podría ser solucionado mediante la incorporación de maderas de escuadrías mayores a futuro.
- El proceso de conexión de las cadenas de madera (ver Figura 7. Detalle 1) mediante clavos lanceros generó dificultades propias del uso de conexiones lanceras. Para casos como éstos, se está utilizando en la actualidad tornillos lanceros para resolver esta problemática y aumentar la eficiencia en la construcción.

- El uso de ángulos de acero con atiesadores en las esquinas (típicos en estructuras de madera para evitar deformaciones excesivas) requirió de tiempos costosos para la correcta posición de éstos en relación a las cuerdas de madera. Fue un problema repetitivo al intentar colocar dichos ángulos sin que éstos sobresalieran de la probeta, generando posteriores dificultades para la correcta conexión de los tableros arriostrantes. Se recomienda marcar cada una de las perforaciones por separado previamente para mayor eficiencia
- Hubo problemas en las conexiones yeso cartón de la segunda probeta reparada. El problema consiste en que tanto los tableros de OSB como de terciado tienen dimensiones 1.22 x 2.44 m, mientras que los tableros de yeso cartón típicamente tienen dimensiones 1.2 x 2.4 m, generando así brechas no deseadas entre los tableros de yeso cartón, como se puede ver en la Figura 14. Se recomienda a futuro generar recortes en los tableros de OSB y terciado, para trabajar todos los tableros en dimensiones comunes.
- Las zonas de mayor exigencia estructural en las probetas presentadas anteriormente, suelen estar en los bordes de los tableros arriostrantes. En particular, las zonas donde dos tableros arriostrantes colindan sobre una misma viga, generan problemáticas constructivas. Se puede verificar en la Figura 12 que, en las zonas donde se unen dos tableros, existe un reducido espacio para ubicar ambos tableros clavados. En esta línea, se utilizaron vigas dobles en estas zonas para facilitar la ubicación de los clavos, respetando los espaciamientos mínimos exigidos por la normativa vigente NCh1198. Las empresas dedicadas a producir madera estructural en Chile suelen diferir milimétricamente en sus escuadrías de madera, así, por ejemplo algunas empresas ofrecen maderas con un ancho de 2" correspondiente a 38 mm, mientras que otras ofrecen maderas con 2", correspondientes a 41 mm, generando problemas de ésta índole en los procesos constructivos.
- Cabe destacar que, debido a que estas probetas fueron construidas por un equipo técnico independiente, se utilizaron herramientas clásicas no eléctricas, por lo que no surgieron dificultades producto de esto. Por último, el equipo técnico demoró aproximadamente 4 horas en construir la probeta de entramado ligero desnuda (Figura 11), y del orden de 6 horas en construir las probetas de entramado ligero arriostradas con tableros (Figura 14).

4.2. Restricciones de manufactura y tiempos empleados en probetas de entramado ligero con envigado I-Joist

Todo el proceso constructivo presentado entre las Figuras 12 a 19 se desarrolló en dependencias de E2E, los que, al finalizar la construcción de las probetas de losas,

entregaron un reporte de tiempos empleados y dificultades en la manufactura, los que son presentados a continuación.

- La conexión de los ángulos de acero no es perfectamente simétrica (ver Figura 18), por lo que se tienen que marcar cada una de las perforaciones por separado, para evitar errores en el calce de los ángulos al conectar.
- Los carpinteros de E2E indican que sería ideal tener una holgura mayor en las perforaciones de los ángulos de acero para poder instalar los pernos, ya que las perforaciones indicadas en los planos produjeron complicaciones a la hora de insertar los pernos.
- Para el diseño de las probetas con vigas I-Joist, se utilizaron los mismos pernos considerados para las probetas con entramado ligero clásico, lo que complicó el trabajo de los pernos en las conexiones de esquina, dado que el largo de los pernos fue pensado en un principio para conectar las cuerdas y colectores de las probetas de entramado ligero clásico, cuyo espesor era de 123 mm. Las cuerdas y colectores de las probetas con vigas I-Joist tenían un espesor de sólo 89 mm, por lo que se vieron obligados a utilizar tuercas adicionales para apretar de forma correcta los pernos (ver Figura 21 izquierda).
- Es importante entregar las dimensiones correctas de las vigas I-Joist, dado que en la actualidad, las empresas dedicadas a esto, están dejando de trabajar con vigas I-Joist con alas de espesor 63 mm, para trabajar con alas de espesor 69 mm. Esta diferencia de espesor repercute en el *hanger* metálico a utilizar (ver Figura 20 izquierda), dado que el conector metálico debe quedar perfectamente ajustado al ala de la viga I-Joist, tal de evitar vibraciones no deseadas en el sistema constructivo.
- Por último, cabe destacar que la industrializadora E2E calculó un tiempo de construcción de 2.5 horas para la probeta desnuda, y 4 horas aproximadamente para las probetas con tableros arriostrantes, mejorando notablemente los tiempos de ejecución respecto al equipo técnico independiente encargado de construir las probetas de entramado ligero clásico.

4.3. Restricciones de manufactura en probetas de entramado ligero de alta resistencia

El proceso constructivo de las losas de alta resistencia no se alcanzó a terminar a la fecha de entrega de este informe, por razones externas en dependencias de

Tecnofast. Aún así, desde ya se presentan algunas dificultades a la hora de la construcción de las probetas de alta resistencia (presentadas entre la Figura 23 a 25).

- La conexión de los ángulos de acero tuvo dificultades en su materialización, debido al uso de vigas exteriores de 65 x 185 mm en lugar de 41 x 185 mm, se debió utilizar barras con hilo en lugar de pernos para conectar los ángulos de acero. Esta es una dificultad proveniente de la inexistencia de maderas de distintas escuadrías para la implementación de cuerdas que ofrezcan mayor capacidad en los diafragmas.
- La implementación de un patrón de clavado múltiple en diafragmas para la realidad chilena es complicada, debido a que el intentar utilizar patrones de clavado doble/triple, cumpliendo los espaciamientos mínimos a tableros arriostrantes sugeridos por la NCh1198, y cumpliendo simultáneamente los espaciamientos mínimos a los maderos de envigado, que usualmente son de entre 38 y 65 mm de espesor, hacen que diseñar los patrones de clavado múltiple sea una complicación para la realidad chilena, tal y como sucedió para la materialización de las probetas de alta capacidad.
- La materialización de las cuerdas de las probetas de alta capacidad requirió unir 3 vigas simples, lo que ha sido un problema para todas las cadenas de producción de las panelizadoras que han participado en el presente proyecto. Esto abre la posibilidad para las empresas de desarrollar infraestructura capaz de generar cuerdas triples industrializadas, con el fin de aumentar la eficiencia del proceso constructivo.
- Por último, la realidad de las panelizadoras chilenas, junto a sus pistolas de clavos, no son capaces de trabajar con clavos tipo 10d, en la escala estadounidense, lo que implica que en Chile solo se puedan utilizar clavos (de forma industrializada) de diámetro del orden de 3 mm, lo que es perjudicial a la hora de conseguir altas resistencias de los diafragmas. Para el caso particular de las probetas diseñadas, se utilizaron clavos de 2.8 mm de diámetro, por la razón antes mencionada.

4.4. Restricciones de manufactura en probetas de CLT

Las probetas de CLT aún no iniciaban su proceso de fabricación a la fecha de entrega del presente informe, sin embargo, no se esperan restricciones en la manufactura de los paneles de CLT, dado que su proceso constructivo ya se encuentra bastante industrializado en panelizadoras tales como Cortelima/Niuform. En este sentido, las posibles restricciones en la manufactura de las probetas vendrían por las conexiones, dado que en la actualidad, la baja demanda de CLT en Chile viene de la mano con escasez de oferta de conectores para el mismo. Un ejemplo claro se presentó en la

elaboración de las probetas de CLT en este proyecto, donde la adquisición de las placas de acero Spline Strap para la segunda probeta de CLT requirió de la importación de esta desde Estados Unidos.

2.- INFORME PROPUESTA DE DISEÑO ANALÍTICO GRAVITACIONAL DE LOSAS

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Problemática

Las losas madera-hormigón se componen de una losa de concreto en la parte superior, conectadas a madera en su parte inferior a través de conectores de corte. En sus comienzos, este tipo de estructuras se usaban para mejorar pisos de madera existentes, añadiendo clavos y una capa de concreto. Su uso se potenció fuertemente luego de las dos guerras mundiales, debido a la escasez de acero de refuerzo (Yeoh, Fragiacom, & Deam, 2011). Actualmente, pueden ser usadas en renovación de estructuras existentes de madera, construcción de nuevos puentes o edificios de múltiples pisos (Ceccotti, 2002).

Las principales ventajas del uso de losas madera-hormigón, es que el espesor de la losa de concreto se puede reducir hasta un 50% comparado con una losa de hormigón tradicional (R. Gutkowski, Brown, Shigidi & Natterer, 2008), reduciendo su huella de carbono y disminuyendo el peso propio de la estructura. Lo anterior, es crucial en regiones sísmicas como Chile, ya que losas más livianas pueden reducir la resistencia lateral requerida en un sistema estructural (Yeoh, 2010). Además, permite disminuir el uso de alzaprimas y moldajes, ya que la madera puede actuar como moldaje permanente del concreto, lo que permite lograr un alto grado de prefabricación.

El uso de losas madera-hormigón bajo condiciones simple apoyada ha sido muy estudiado por diversos autores, a través de investigaciones experimentales (Jiang & Crocetti, 2019; Ceccoti, Fragiacom & Giordano, 2007; Mudie, Sebastian, Norma, & Bond, 2019; Yeoh, Fragiacom, & Deam, 2011; Fragiacom, 2012), o investigaciones numéricas/analíticas (Fragiacomo & Ceccoti, 2006a; Khorsadnia, Valipour & Crews, 2014; Dias, Van de Kuilen, Lopes & Cruz, 2007; Zona, Barbato & Fragiacom, 2012). El principal objetivo de las investigaciones mencionadas fue medir el comportamiento a corto plazo, a largo plazo, propiedades mecánicas de la conexión y predecir tensiones, deflexiones y esfuerzos internos con métodos numéricos o analíticos.

Las investigaciones existentes han permitido concluir que la principal limitación del uso de losas madera hormigón, y usualmente el indicador que controla el diseño, es la deflexión (Khorsandnia, Valipour, Shrestha, Gerber, & Crews, 2013; Yeoh, Fragiacom, Buchanan, & Gerber, 2009). En orden de mitigar este efecto, grandes secciones de madera son utilizadas, lo que conlleva a espesores de losa mucho más gruesos que una losa de concreto tradicional, y a un costo más alto.

A pesar de que las condiciones de simple apoyo usualmente no representan las condiciones reales en las que una losa madera-hormigón será construida, la investigación del comportamiento de este tipo de losas bajo condiciones de apoyo distintas a simple apoyada es escasa (Dias, Schänzlin & Dietsch, 2018). Ya que, en edificios de muros de hormigón, una losa madera-hormigón estaría conectada a los muros con acero de refuerzo, el comportamiento obtenido a través de un análisis considerando condiciones de simple apoyo será muy impreciso respecto al comportamiento real que tendrá la estructura.

Por las razones mencionadas anteriormente, es que se debe investigar y establecer un

método analítico para el diseño de losas madera-hormigón bajo condiciones de apoyo generales, que considere el comportamiento en el corto y largo plazo. Además, como uno de los objetivos del proyecto es que crear las bases técnicas para el desarrollo de una norma a nivel nacional de losas madera-hormigón, es que uno de los requisitos de las soluciones a ensayar, será que se ocupe madera nacional para los ensayos y validación de los modelos.

1.2 Métodos de diseño

El Método Gamma es el método más utilizado a la hora de diseñar estructuras compuestas dado que entrega una predicción precisa a la deflexión (considerando la cantidad de variables que tiene al ser una estructura compuesta). El método se basa principalmente en la teoría lineal elástica para una viga simplemente apoyada de un largo L, donde la conexión entre ambos materiales (hormigón y madera) se realiza mediante conectores mecánicos, considerando un módulo de deslizamiento K y un espaciamiento s entre ellos.

Es importante considerar que no existe adherencia perfecta entre la madera y el hormigón, por lo que no se puede utilizar el supuesto de que las secciones planas permanecen planas en toda la sección, pero sí se asume que se cumplen para la madera y hormigón por separado.

Según lo anterior, este método permite definir una rigidez efectiva EI_{eff} , que considera la flexibilidad de la conexión a través del factor γ . Definir este valor tiene el objetivo de considerar la rigidez de los conectores de corte en la interfaz, en donde el factor γ varía entre 0 y 1, dependiendo si la acción se considera no compuesta o compuesta completa.

Las ecuaciones de este método se describen a continuación, en donde E_i, A_i, I_i corresponden al módulo elástico, el área y el segundo momento del área del componente (madera o hormigón), considerando los subíndices $i = 1, 2$ hacen referencia a los elementos superior e inferior del compuesto. El resto de los parámetros se puede obtener de la Figura 1.1.

$$EI_{eff} = \Sigma (E_i I_i + \gamma_i A_i E_i a_i^2)$$

$$\gamma_1 = 1 + \pi^2 \frac{E_1 A_1 s}{k L^2}$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2$$

$$a_2 = \gamma_1 \frac{E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2)}$$

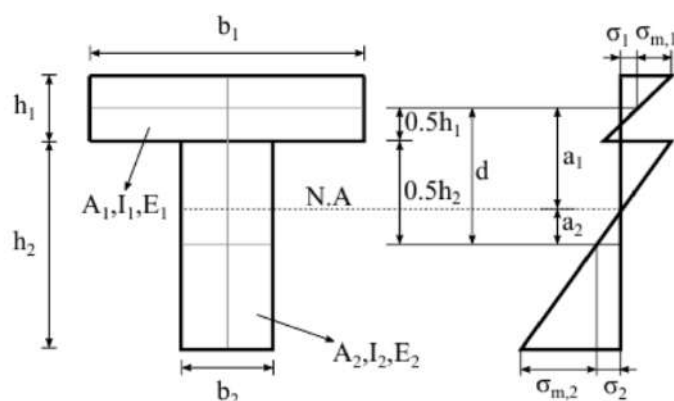


Figura 1.1. Sección transversal (izquierda) y distribución de tensiones (derecha) de una losa o viga madera-hormigón.

Dentro de las recomendaciones del Eurocódigo 5 para considerar distintas condiciones de borde, se encuentra el uso de longitud $0.8L$ para vigas continuas y $2L$ para vigas en voladizo. Sin embargo, estos supuestos pueden llevar a errores de hasta un 27% (Girhammar, 2009) por lo que este método no se recomienda para condiciones de apoyo distintas a simplemente apoyada.

El Método de Girhammar, se trata de un método general simplificado que se basa en la teoría de vigas con interacción parcial suponiendo condiciones elásticas lineales (Girhammar & Pan, 2007) y se propuso como una simplificación del análisis estático exacto de las vigas compuestas, obteniendo un método adecuado para diseño. Se habla de método general, ya que permite considerar cualquier condición de borde y carga, a diferencia del método gamma que fue desarrollado para cargas distribuidas uniformemente y condiciones de simple apoyo.

El método supone que los conectores están equidistantes, y los efectos de fricción y el levantamiento entre la madera y hormigón se desprecian. Considera comportamiento elástico en los materiales, y supone que la curvatura de los diferentes componentes de la viga es la misma. Para considerar las condiciones de apoyo de la viga, el método introduce el coeficiente de longitud efectiva (μ) en su formulación, el cual corresponde al mismo coeficiente de longitud efectiva utilizado en problemas de pandeo de columnas en compresión. Por lo tanto, el valor de este coeficiente puede ser encontrado en la mayoría de los libros de diseño estructural.

Además, este método introduce la rigidez efectiva de la viga que considera la longitud efectiva de pandeo y el efecto del *slip* entre la madera y el hormigón. La rigidez a flexión efectiva depende de las propiedades geométricas de los subcomponentes, el módulo de deslizamiento de la conexión y las condiciones de borde, como se puede ver en las siguientes ecuaciones.

$$\alpha = \sqrt{\frac{Kd^2}{EI_0(1 - \frac{EI_0}{EI_{inf}})}}$$

$$EI_{eff} = \left(1 + \frac{\frac{EI_{inf}}{EI_0} - 1}{1 + \left(\frac{\mu}{\pi}\alpha L\right)^2}\right)^2 EI_{inf}$$

$$EI_0 = E_1I_1 + E_2I_2$$

$$EA_0 = E_1A_1 + E_2A_2$$

$$EA_p = E_1A_1E_2A_2$$

$$EI_{inf} = EI_0 + \frac{EA_p d^2}{EA_0}$$

Para obtener la deflexión de una viga compuesta para diferentes condiciones de borde, la rigidez efectiva calculada con el método Girhammar debe reemplazar a la rigidez compuesta en las ecuaciones de deflexión de una viga sometida a cierto estado de carga. El procedimiento mencionado puede observarse en la Figura 1.2 Cabe mencionar que tanto el método Gamma como el de Girhammar dan exactamente el mismo resultado cuando se considera una viga simplemente apoyada, no así para otras condiciones de apoyo. Debido a que en Chile se construye principalmente con muros de hormigón, la condición de apoyo de las losas será distinto a simplemente apoyada. Considerando lo anterior, un análisis utilizando el método Gamma no sería correcto, y por tanto se propone utilizar el Método Girhammar para calcular el comportamiento estructural de este sistema.

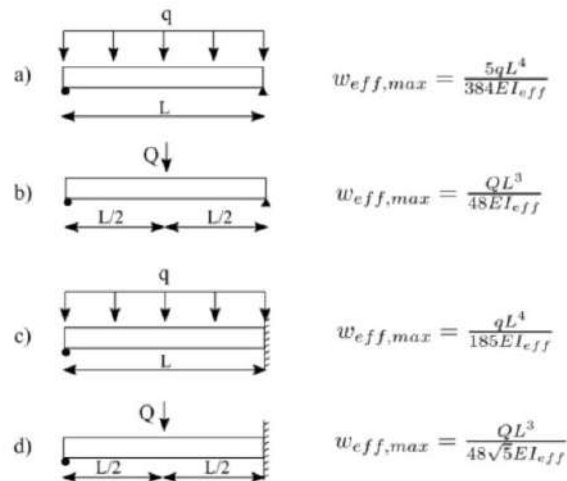


Figura 1.2: Fórmulas aproximadas para obtener la deflexión de vigas compuestas bajo distintas condiciones de borde.

1.3 Conectores de corte

Las conexiones entre la madera y el hormigón han sido ampliamente estudiadas, ya que sus características y comportamiento son responsables de las principales propiedades mecánicas de las losas madera hormigón, como la rigidez del compuesto, la ductilidad, las deformaciones a corto y largo plazo y la capacidad de carga. Es por esta razón, que es uno de los factores más importantes del conjunto estudiado. Debido a la gran variedad de conectores disponibles, es difícil definir una conexión ideal. Sin embargo, la conexión ideal debe ser lo suficientemente fuerte para transmitir la fuerza dcorte producida entre el hormigón y la madera, lo suficientemente rígida para transmitir la fuerza sin implicar grandes deslizamientos, y lo suficientemente dúctil para evitar el fallo en los conectores y distribuir las cargas entre la madera y el hormigón a lo largo del elemento (Dias et al.2018)

Hasta ahora se han investigado diferentes tipos de sistemas de conexión. Pueden clasificarse por sus componentes como conectores metálicos, pernos y tornillos, agujeros, agujeros con pernos, conexiones adhesivas, placas de acero y otros, o por sus propiedades mecánicas, como lo realizado por Yeoh, Fragiaco, Franceschi y Heng Boon (2011), cuya clasificación se muestra en la Figura 1.3. Además, se pueden distinguir como discretas o continuas, verticales o inclinadas, adhesivas o uniones mecánicas, y otras.

Dado estos antecedentes, y luego de escuchar los requerimientos y recomendaciones de la inmobiliaria iSiete, se escogieron dos tipos de conectores: *Long notch with dowel*, el cual presenta una alta rigidez (ver Figura 1.3), además de tener un costo bajo considerando la fabricación de la losa; mientras que el otro conector elegido es “Dowel type connectors”, el cual se trata de un conector comercial tipo tornillo. En este caso, por disponibilidad del mercado nacional, este conector es de marca Rothoblaas. Es importante mencionar que ambos conectores son ampliamente utilizados en losas madera-hormigón en países como Canadá, Estados Unidos, Alemania, entre otros.

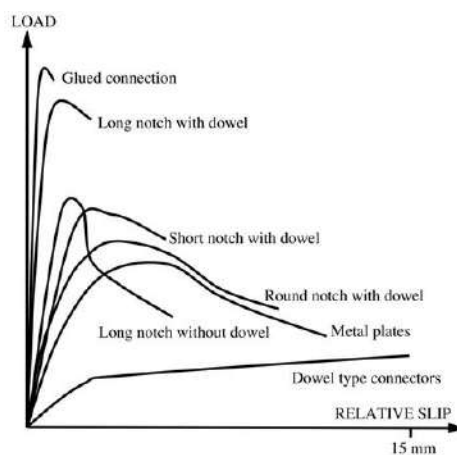


Figura 1.3: Comparación entre distintas categorías de conexiones de corte.
Fuente: Yeoh, 2011.

2. Objetivos

El objetivo de este trabajo experimental y numérico es proponer un método de diseño para el comportamiento gravitacional de losas madera-hormigón, considerando el comportamiento en el corto y largo plazo de la estructura. Además, se tiene como objetivo predecir el comportamiento dinámico de la losa, a través de mediciones experimentales y su validación con modelos analíticos y numéricos.

3. Metodología

Debido a la cantidad de propuestas que involucra este hito, es que se dividió en tres partes principales: losa NLT-hormigón, losa CLT-hormigón y comportamiento en el largo plazo. Cada parte involucra una componente analítica, donde se comparará el comportamiento experimental de la losa con los modelos de diseño gravitacionales.

3.1 Losa NLT-hormigón

3.1.1 Prediseño

En cuanto al prediseño de la losa, luego de un proceso iterativo que consideró costos y desempeño estructural en conjunto con la inmobiliaria iSiete, se optó por utilizar madera nacional (*Pino Radiata*) en la parte inferior, unida lateralmente mediante clavos. A esta técnica constructiva se le llama NLT, por sus siglas en inglés (*Nail Laminated Timber*). En la Figura 3.1 se muestra un esquema del NLT para mejor entendimiento. Debido a los requisitos de la inmobiliaria para el desarrollo de esta losa, y a las propiedades de los materiales a utilizar, se decidió utilizar vigas de 2x6 (41 x 138mm), cubierto por una capa de 80mm de hormigón armado, como se muestra en la Figura 3.2.



Figura 3.1: Imagen NLT. Fuente: StructureCraft (2021).

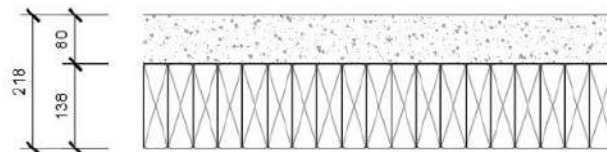


Figura 3.2: Pre-diseño losa NLT-Hormigón.

3.1.2 Ensayos de corte

Con el prediseño definido, se procedió a ensayar las conexiones para conocer de forma precisa sus propiedades, principalmente el módulo de deslizamiento. Este módulo se obtiene mediante ensayos experimentales, principalmente el ensayo de corte doble, en el cual se mide la carga aplicada y el desplazamiento relativo entre la madera y el hormigón para calcular el módulo de deslizamiento. A continuación, se muestran imágenes y resultados de los ensayos de corte sobre las conexiones Rothoblaas y Notched.

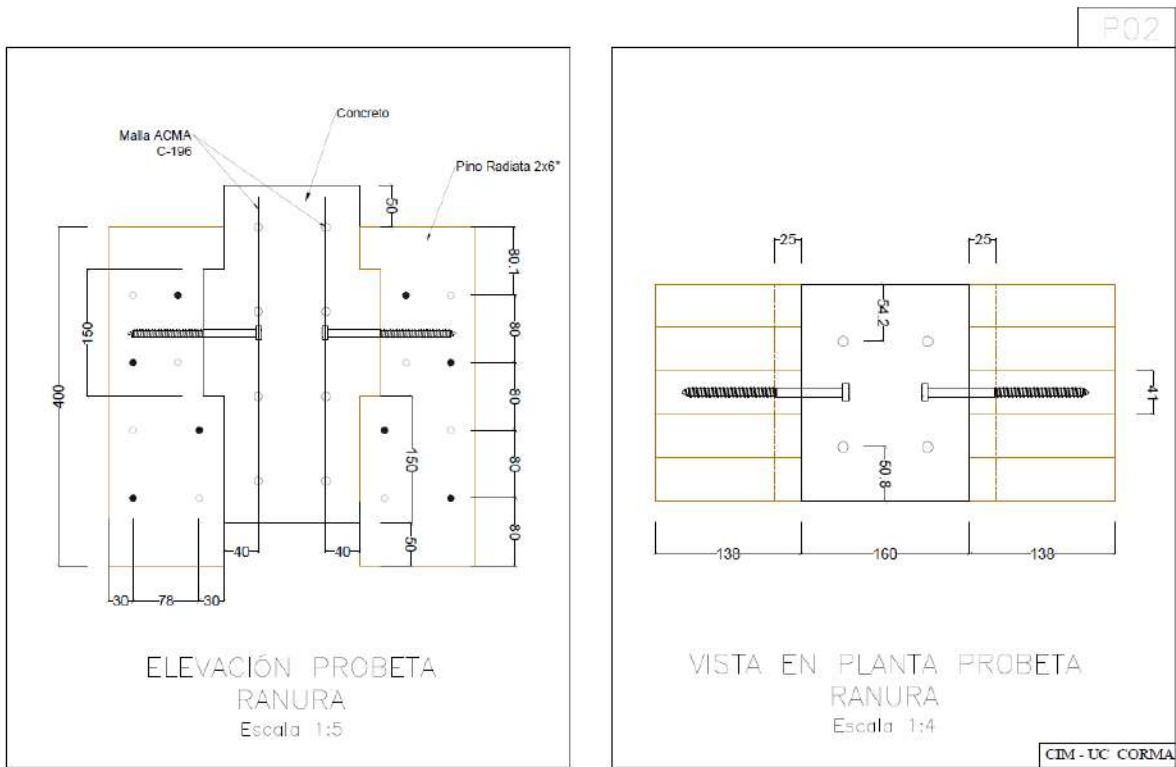


Figura 3.3. Planos de probetas, vista elevación (izquierda), vista en planta (derecha) conexión notched.

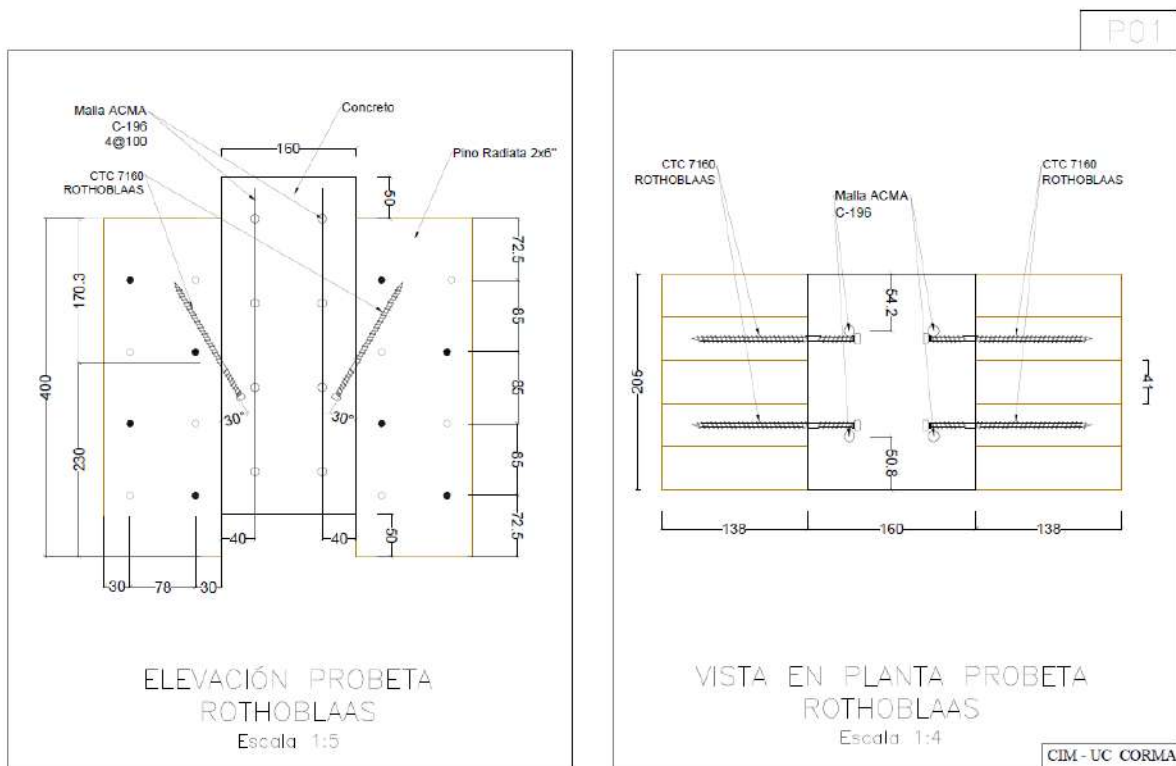


Figura 3.4. Planos de probetas, vista elevación (izquierda), vista en planta (derecha) conexión Rothoblaas



Figura 3.5. Probeta conexión notched.



Figura 3.6. Falla probeta conexión notched.

Las siguientes tres figuras, muestran la curva carga versus desplazamiento relativo de los ensayos de la conexión notched. La curva azul muestra el promedio de lo registrado por los transductores de desplazamiento, mientras que la curva naranja muestra el módulo deslizamiento calculado con los resultados del ensayo.

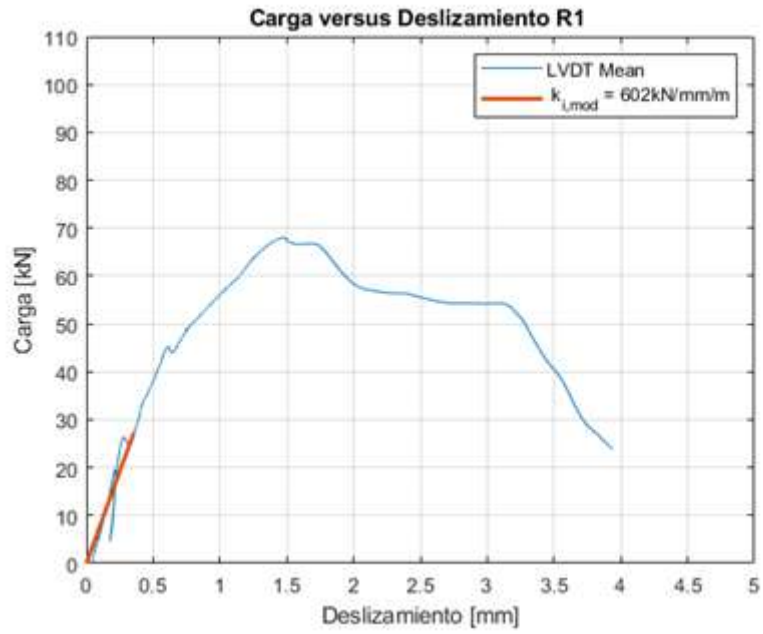


Figura 3.7. Carga v/s deslizamiento para probeta N1.

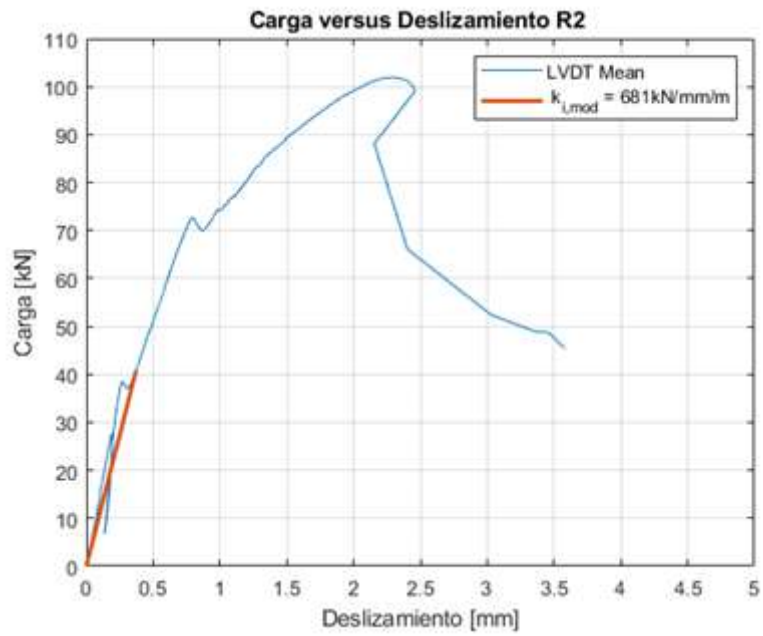


Figura 3.8. Carga v/s deslizamiento para probeta N2.



Figura 3.9. Carga v/s deslizamiento para probeta N3.

En la Figura 3.6 se observa que el modo de falla en los 3 ensayos fue por esfuerzo de corte en el hormigón. Si bien era un resultado posible, no se esperaba que ocurriera en las tres probetas. Luego de un análisis y ensayos de la resistencia del hormigón, se encontró que el hormigón utilizado no cumplió con los estándares mínimos de resistencia especificados, principalmente por las condiciones en que se fabricó. Debido a la cuarentena declarada por el Ministerio de Salud en la región metropolitana, no se pudo tener acceso a laboratorios de la Pontificia Universidad Católica de Chile, por lo que la mezcla de hormigón se preparó en un lugar sin los implementos necesarios ni ambiente controlado, lo que generó un hormigón con una resistencia menor a la esperada. Por esta razón, estos ensayos se repetirán para la conexión notched, a pesar de que los datos obtenidos sirven de referencia para obtener un umbral mínimo del módulo de deslizamiento del conector.



Figura 3.10. Probeta conexión Rothblaas.



Figura 3.11. Probeta conexión Rothoblaas.

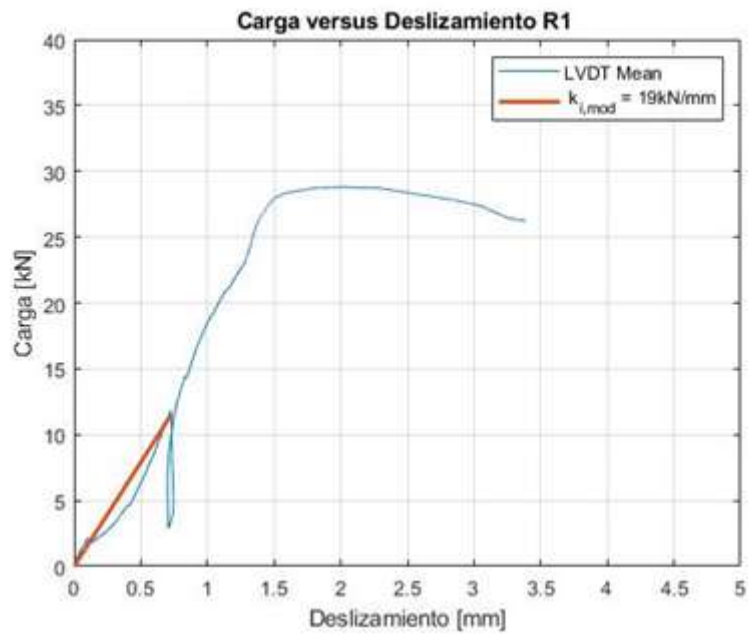


Figura 3.12. Carga v/s deslizamiento para probeta R1.

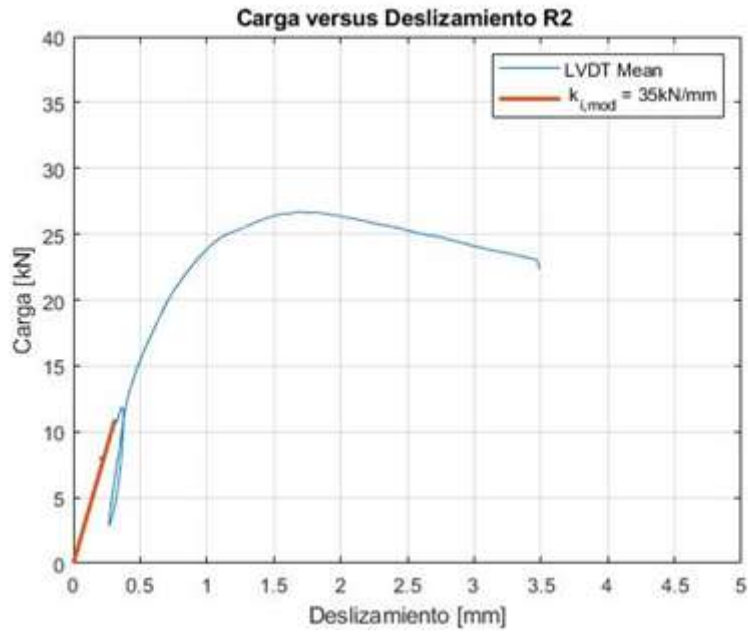


Figura 3.13. Carga v/s deslizamiento para probeta R2.

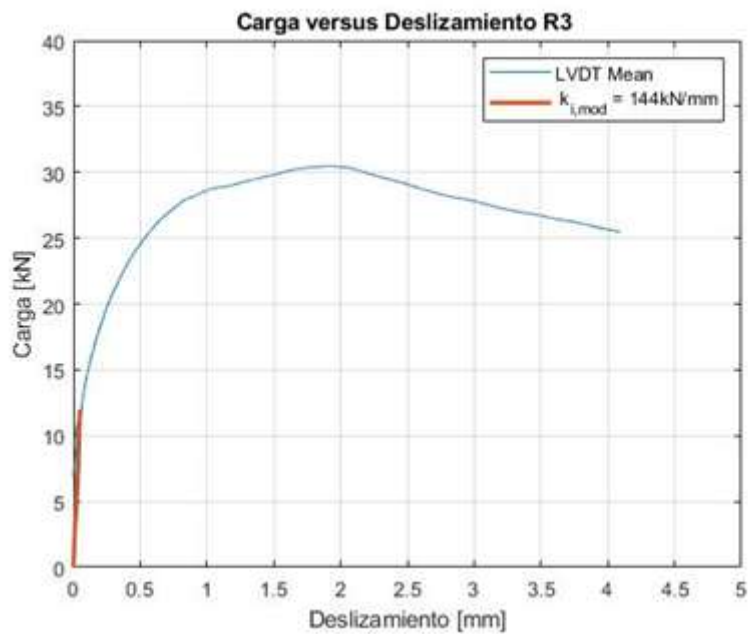


Figura 3.14. Carga v/s deslizamiento para probeta R3.

Además se realizaron 3 ensayos del conector Rothoblaas, que se pueden apreciar en las Figuras 3.10 y 3.11, en el cual se utilizó un hormigón G20 preparado en laboratorio. Sobre los resultados del ensayo (Figuras 3.12 a 3.14), se logró alcanzar una rigidez mayor a la dada por catálogo, la cual corresponde a 16 kN/mm , lo cual permite continuar con el diseño de la losa NLT-hormigón. Cabe mencionar, que se consideró la probeta R3 como un resultado anómalo, debido a que en este ensayo el núcleo de hormigón rotó, lo que generó mediciones incorrectas y por tanto no se considerará para el cálculo de la losa.

3.1.3 Ensayos de flexión

Actualmente, las losas de NLT se encuentran en proceso de fabricación en las industrializadoras E2E y Tecno Fast, con el objetivo de obtener un producto lo más realista posible. Se espera que a mediados de octubre se tengan las losas listas para el proceso de hormigonado, y posteriores ensayos a flexión. Los planos de los ensayos y probetas se muestran en el siguiente hito. Además, en la Tabla 3.1 se puede ver un resumen con la matriz de ensayos realizada para este Hito.

Tabla 3.1. Matriz de Ensayos.

Probeta	Ensayo	Cantidad de probetas	Estado
Conexión notched	Corte directo	3	Ensayado
Conexión Rothoblaas	Corte directo	3	Ensayado
Losa flexión con conexión notched	Flexión, vibraciones	2	Fabricado
Losa flexión con conexión Rothoblaas	Flexión, vibraciones	2	En fabricación

Si bien las probetas para los ensayos de flexión se están fabricando en este momento, se tiene la predicción de los modelos analíticos para cargas de servicio, considerando una longitud de 4.5 metros entre apoyos, y que el apoyo del centro es continuo (es decir, la viga tiene dos vanos de 4.5 metros).

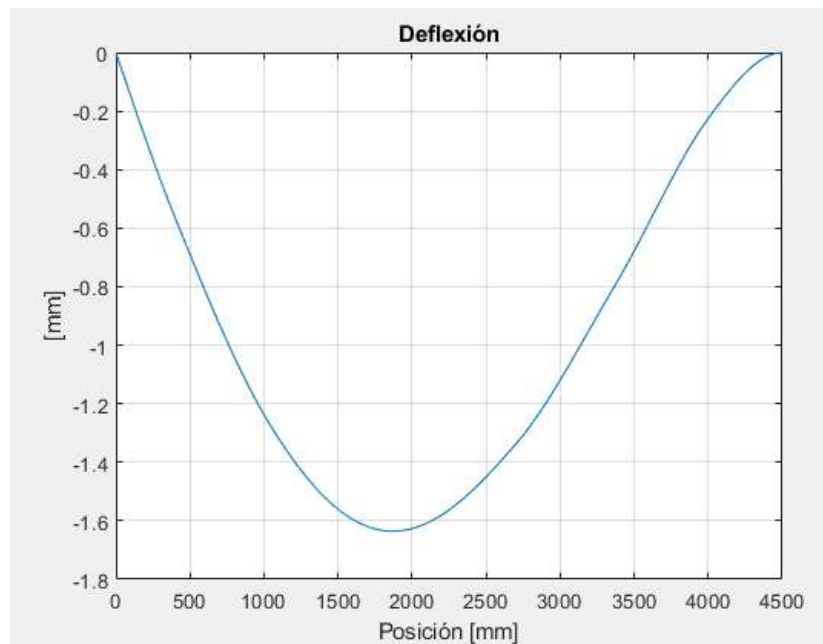


Figura 3.15. Deflexión para probeta ensayo de flexión.

3.2 Losa CLT-Hormigón

Otra solución considerada en la propuesta fue el diseño de una losa CLT-Hormigón. El CLT (por sus siglas en inglés *Cross Laminated Timber*), se trata de un material definido como madera masiva, que consiste en colocar capas de vigas de madera de forma horizontal, encoladas, donde cada capa es perpendicular a la anterior, como se muestra en la Figura 3.16.



Figura 3.16. Diagrama CLT. Fuente: structurecraft.com

Para el desarrollo de una solución que aporte a la industria de la construcción en Chile, se consideró que era necesario incluir a una empresa especialista en CLT en Chile, como forma de obtener retroalimentación y conocer de mejor manera las necesidades de la industria. Con esta premisa, se comenzó a trabajar en conjunto a la empresa Cortelima, donde se obtuvo la siguiente información:

1. Con un CLT de espesor 99mm, alcanzan luces (distancia entre apoyos) de 3000 mm máximo.
2. Siempre agregan pastelones de hormigón sobre el CLT, para mejorar sus propiedades acústicas. Sin embargo, este hormigón actúa como peso muerto, y no colabora con la madera.
3. No están dispuestos a agregar una faena húmeda a las construcciones, por lo que hormigonar en terreno no es una posibilidad.

Considerando la información proporcionada por la empresa, se comenzó a investigar el estado del arte de losas madera-hormigón, pero donde el hormigón sea fabricado fuera de obra. Se encontró que este requerimiento no era algo nuevo, sino que había sido investigado en el año 2010 por Lukaszewska, y ahora es una técnica ampliamente utilizada en Europa. En la Figura 3.17 se observa el proceso de construcción de una losa madera-hormigón con hormigón prefabricado.



Figura 3.17. Losa prefabricada de hormigón. Fuente: Lukaszewska, 2010.

En base a esta investigación, se concluyó que una de las grandes dificultades de trabajar con una losa prefabricada de hormigón, es la conexión. Por lo tanto, se comenzó a trabajar en un diseño de un conector innovador que se pueda utilizar con CLT. Luego de una etapa de diseño, se llegó a un diseño muy similar al conector comercial que se presenta en la Figura 3.18, el cual solo se comercializa en Alemania. En la Figura 3.19, se muestra cómo es la disposición del conector en la losa, y un detalle de su geometría.

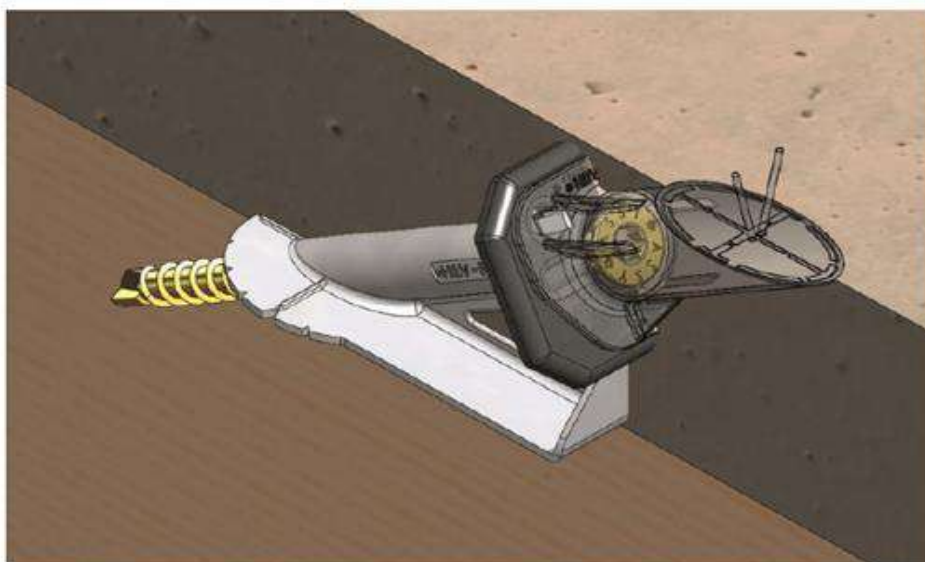


Figura 3.18. Conector HBV-FT. Fuente: Würth, 2020.

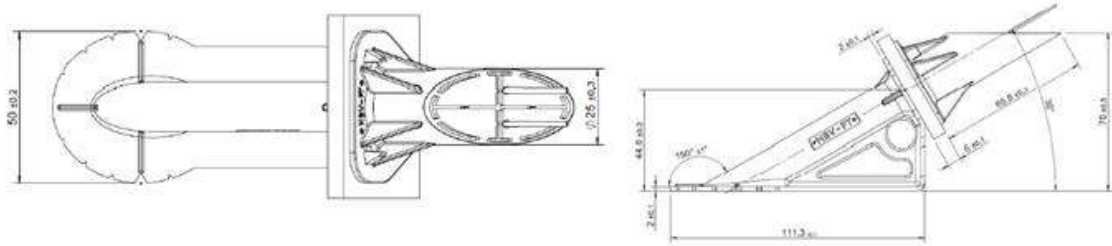


Figure 1.1b Top (left) and side (right) view of a FT-connector

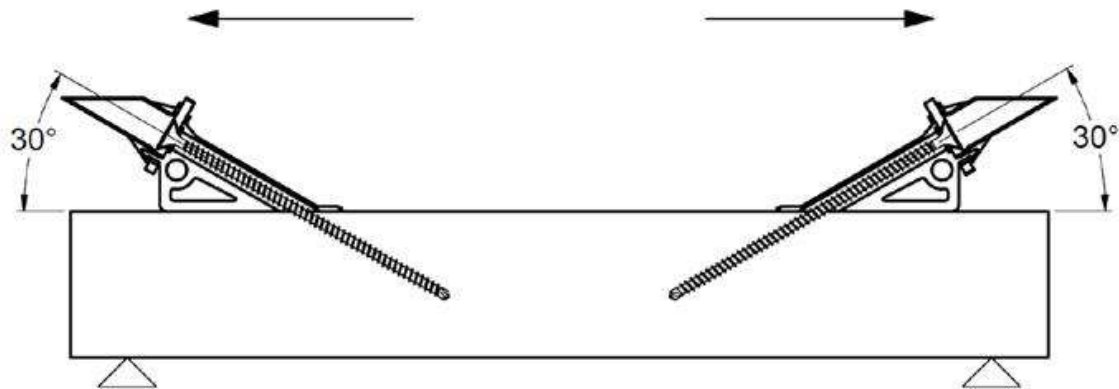


Figure 1.1c Arrangement of Timtec plus VG screws and FT-connectors

Figura 3.19. Detalle conector HBV-FT. Fuente: Würth, 2020.

El segundo conector que se probará aún se encuentra en proceso de diseño. Luego la matriz de ensayos quedará de la siguiente forma:

Tabla 3.2. Matriz de Ensayos.

Probeta	Ensayo	Cantidad de probetas	Estado
Conector 1	Corte directo, asimétrico	6	Fabricado
Conector 2	Corte directo, asimétrico	6	Fabricado
Losa flexión con conector 1	Flexión, vibraciones	2	No fabricado
Losa flexión con conector 2	Flexión, vibraciones	2	No fabricado

En cuanto a la modelación de la losa CLT-hormigón, estas se pueden realizar considerando un módulo de deslizamiento estándar de un conector tradicional, con la finalidad de conocer el desempeño flexural que tendrá esta losa cuando trabaje de forma colaborativa. Para ello, se programó un modelo analítico basado en el método gamma, y se elaboró un modelo de elementos finitos utilizando el programa Ansys. Una imagen del modelo se puede observar en la Figura 3.20.

Ambos modelos entregaron resultados muy similares, concluyendo que al agregar 45mm de hormigón sobre los 99mm de CLT, la luz máxima admisible para cargas habitacionales sería de 4000mm. Es decir, un 33.3% más de lo que alcanza Cortelima al utilizar el CLT de 99mm con los pastelones de hormigón actuando como sobrecarga.

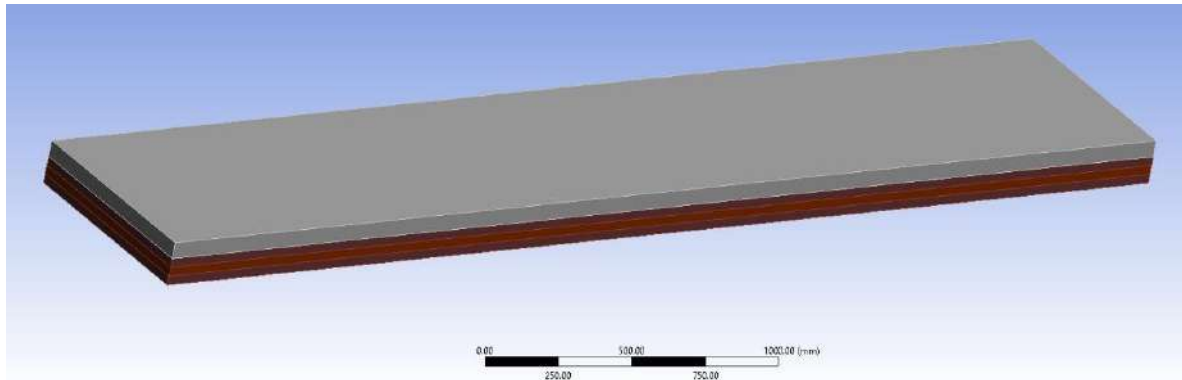


Figura 3.20. Modelo Ansys losa CLT-hormigón.

3.3 Comportamiento en el largo plazo

3.3.1 Concreto

Un desafío en la materialización de elementos estructurales híbridos madera-hormigón es asegurar una colaboración apropiada entre ambas materialidades. Para ello, es necesario asegurar que el hormigón mantenga una adherencia con la madera que permita una colaboración en la distribución de esfuerzos. El fenómeno de la retracción del hormigón, que genera cambios volumétricos en el material y dificulta mantener la adherencia en elementos estructurales híbridos, es uno de los principales responsables de la pérdida de adherencia y genera agrietamientos, provocando una disminución en las propiedades mecánicas, lo que puede generar deformaciones no deseadas al largo plazo en las estructuras por el fenómeno del creep de ambos materiales. Por lo tanto, en esta etapa del proyecto, se busca tener un diseño de mezcla de hormigón con un control de retracción que no genere perjuicios en la interface madera-hormigón en términos de la adherencia, y en consecuencia, no se genere una disminución en las propiedades mecánicas que provoquen deformaciones excesivas en el largo plazo.

Mezclas consideradas

1.1 M01: Cemento Melón extra (Control)

Mezcla replicada a partir de dosificación entregada por hormigonera Melón, correspondiente a un GB250902012 +3 cm. (Cono medido 8.5)

1.2 M02: Con aditivo reductor de retracción (Dosis 1)

Mezcla control, con incorporación de dosis recomendada 5.2-19.5 ml por 1 kg de cemento. Para 7.2 kg se usaron 70 ml. (Cono 8)

1.3 M03: Con aditivo reductor de retracción (Dosis 2)

Dosis recomendada 5.2-19.5 ml por 1 kg de cemento. Para 7.2 kg se usaron 140.4 ml. (Cono 8.5)

1.4 M04: Con microfibras prodalam

Dosis utilizada (mínima recomendada proveedor) de 15 kg/m³. Para 27.3 L se usaron 408gr. Se agregaron 15 mL adicionales de plastificante para calibrar el cono (cono 8.5 cm).

Proceso de mezclado:

- Humedecer betonera
- Mezclar los agregados (Arena + Gravilla) con 1/3 w durante 1 minuto, dejar reposar durante 3 minutos para que el agua sea absorbida por los agregados.
- Con la betonera detenida, agregar el cemento y luego mezclar por 3 minutos, adicionando 1/3 w.
- Luego agregar el 1/3 w restante mezclado con el aditivo reductor de agua por 3 minutos.

Nota: Cuando se incorporen otros aditivos, se dividirá la última agua en 1/3+1/3

Cantidades de materiales a mezclar (para un volumen de 27.2 Lt)

A continuación, se presentan las cantidades de materiales para la mezcla control. Incluye la incorporación de aditivo reductor de agua y retardante en un 0.4% del peso del cemento (dosis recomendada por fabricante 0.4 - 0.7 % del peso de cemento).

Tabla 3.3 Dosis mezcla de control.

	kg total (20% pérdida)
MEZCLA CONTROL	
W/C	0,71
Cemento	7,2
Agua libre	5,1
Rango 12.5-19 mm	10,9
Rango 9.5-12.5 mm	6,7
Rango 4.75-9-5 mm	5,4
Rango 2.36-4.75 mm	7,6
Rango 0.6-2.36 mm	9,4
Rango < 0.6 mm	11,1
Aditivo gr	29,0
kg total	64,0
corrección agua (usar en mezcla con áridos usados en lab)	5,8
Volumen total (Lt)	27,2

Nota: El agua libre considera áridos en condición SSS. Si áridos no están en condición SSS, considerar agua total corregida por absorción, que considera áridos con absorción 0.80% para gravilla y 1.20% para arena.

Procedimiento medición Cono

ASTM C143, comenzar la prueba humedeciendo el interior del cono de desprendimiento y el lugar de la base, el molde debe colocarse sobre una superficie plana y rígida, sujetar con los dos pies y verter la mezcla alrededor del perímetro del cono, después de llenar el primer tercio del cono hay que distribuir uniformemente la mezcla luego verter la mezcla hasta el segundo tercio del cono y distribuir nuevamente, ahora llenar el cono hasta que quede un exceso por sobre el cono distribuir y alisar la superficie del cono (quitando el exceso) , luego remover mezcla que se encuentre alrededor de la base del cono. A continuación, retirar el cono en dirección vertical y medir desde la parte superior de la mezcla hasta la parte superior del molde. Posterior a esto realizar el análisis correspondiente a esta norma.

Procedimiento de fabricación de probetas cilíndricas y ensayo de compresión

Fabricación de probetas de acuerdo a norma NCh1017. Llenado de moldes y compactación se realiza con alguno de los sistemas que se indica a continuación:

a) Apisonado

- Colocar el hormigón en tres capas de espesor similar.
- Apisonar cada capa con varilla-pisón distribuyendo los golpes en toda la sección del molde, a razón de ocho golpes por cada 100 cm² de superficie (probetas de 10x20 tienen superficie de 79 cm²).
- La capa inferior se debe apisonar en toda su altura sin golpear el fondo del molde, mientras que las capas superiores se deben apisonar de modo que la varilla-pisón penetre en la capa subyacente en aproximadamente 2 cm.

b) Vibrado interno:

- Colocar el hormigón en dos capas similares. Vibrar con una inserción en la zona central de la superficie.
- Introducir el vibrador verticalmente en la capa inferior hasta aproximadamente 2 cm del fondo del molde. Realizar la operación sin tocar fondo o cara interior del molde.
- Retirar el vibrador tan lentamente como sea posible, rellenando con hormigón fresco en la última capa, de modo de mantener el molde constantemente lleno.
- Vibrar solamente hasta que una delgada capa de lechada cubra la superficie del hormigón.

c) Vibrado externo

- Fijar molde a mesa vibradora, manualmente o con algún dispositivo mecánico.

- Colocar el hormigón en una sola capa, manteniendo un exceso de hormigón en todo momento por sobre el borde del molde.
- Vibrar por tiempo necesario, hasta que una delgada capa de lechada cubra la superficie. Mantener presionando la superficie de hormigón constantemente.

Enrasar el hormigón superficial con la varilla-pisón, con un movimiento aserrado iniciado desde el centro de la sección de la probeta y evitando separar el mortero del árido grueso. Finalmente alisar la superficie. Marcar probetas con algún sistema que no cambie forma ni masa de la muestra y permita identificarla fácilmente.

Procedimiento de fabricación de probetas y medición de retracción

Preparar la mezcla de acuerdo con la norma ASTM C305 para mortero o ASTM C192 para hormigón, usar aceite lubricante en los moldes (opcional como W-40), luego verter la mitad de la mezcla en los moldes, seguido de esto compactar la mezcla de manera que quede una capa lisa, usar varilla-pisón, introduciendo de 40 a 44 veces, introducir espátula por los bordes, luego golpear suavemente unas 15 veces por los bordes. Verter la otra mitad y repetir, luego enrasar y asegurar que quede superficie lo más lisa posible. Dejar reposar para que se endurezca 24hrs en una cámara de humedad (100%), retirar la mezcla de los moldes y retirar el soporte, sumergir en agua 30 minutos.

Para realizar las mediciones realizar el siguiente procedimiento:

- Calibrar el aparato y ajustar el dial para que esté en "0".
- Medir la barra comparadora de referencia cada vez antes de medir el espécimen y registrar valor medido por el aparato, luego colocar la probeta y registrar el valor medido por el aparato. En ambos casos, tanto como para la barra comparadora como para el espécimen, girar para estabilizar la medición.
- Ubicar el espécimen en humedad durante el tiempo deseado (agua saturada con cal), luego colocar la varilla de referencia de nuevo antes de aplicar la muestra para asegurarse de que las lecturas no cambian y finalmente colocar el espécimen y registrar la lectura. Registrar a 1, 4, 7, 28 días y 8, 16, 32 y 64 semanas. Tomar estas medidas en una habitación que de preferencia tenga una humedad relativa de 50% +/- 4% .
- Almacenar las probetas en habitación seca, con una separación de al menos 25 mm entre sus caras.

Entonces tendremos que la deformación por retracción está dada por:

Donde:

$L(\%)$ = Cambio de longitud a cualquier edad

L_x = Diferencia en mm entre las lecturas de la probeta y de la barra patrón a la edad x .

L_i = Diferencia inicial en mm entre las lecturas de la probeta y de la barra patrón.

G = Longitud efectiva de la medida de referencia (250 mm)

3.3.2 Ensayo de corte

Para la realización del ensayo de corte se utilizará una prensa hidráulica a la cual se le añadirá un soporte diseñado específicamente para la configuración de las probetas. Este soporte permitirá realizar un ensayo de tipo asimétrico sin generar grandes excentricidades al momento de aplicar la carga.

A continuación, se presentan dos imágenes que incluyen las vistas transversales y longitudinales de las probetas a ensayar, tanto para el conector mecánico como para el adhesivo epóxico. La carga será efectuada de forma paralela al eje neutro de la loseta de hormigón, permitiendo colocar las probetas en la prensa hidráulica de tal forma que estas queden apoyadas sobre su lado corto.

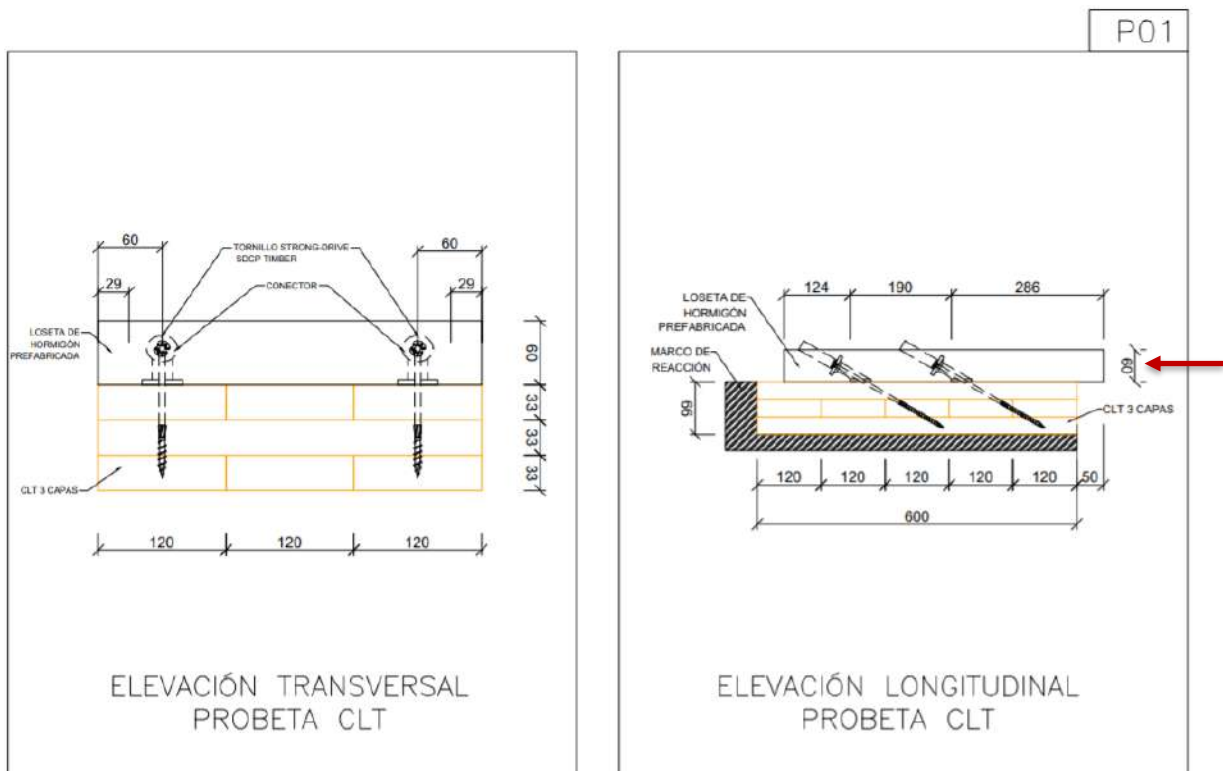


Figura 3.21. Planos ensayo de corte losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando una conexión mecánica.

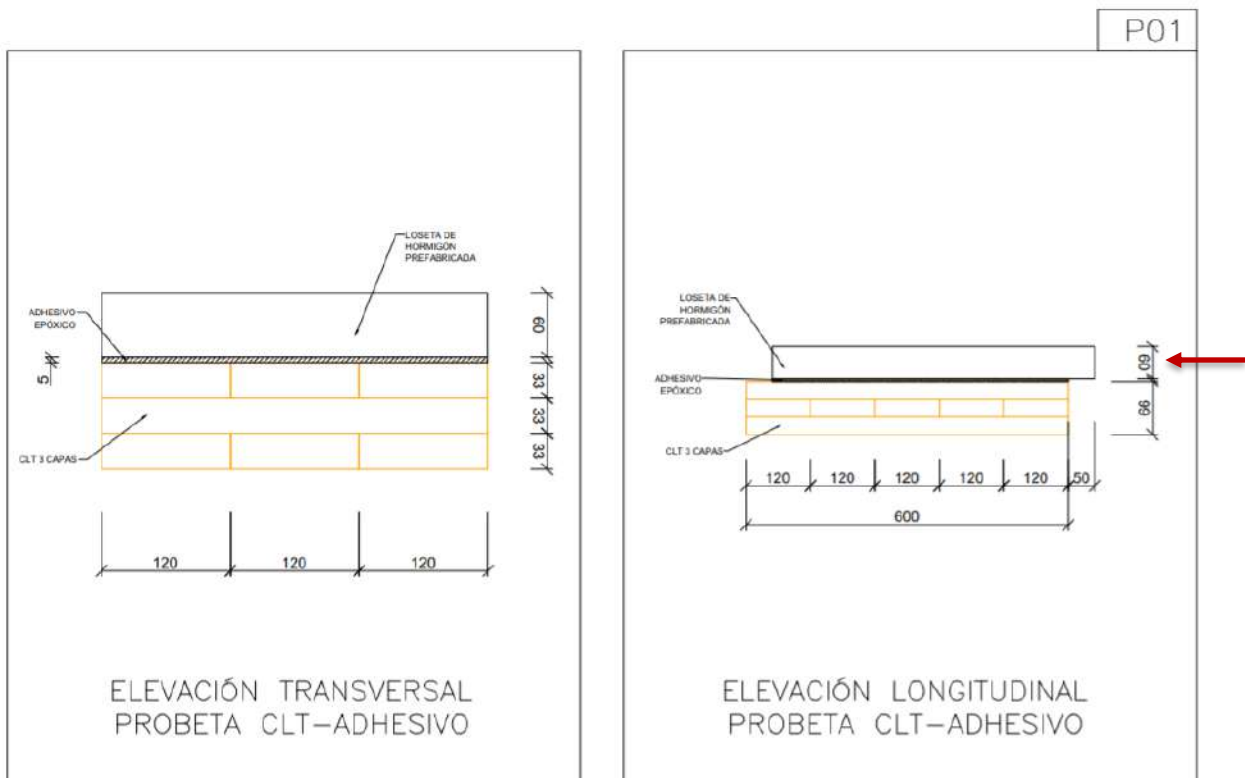


Figura 3.22. Planos ensayo de corte losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando adhesivo epóxico.

A través de este ensayo se busca medir la resistencia frente a esfuerzos de corte que ambos conectores presentan al momento de someterse a una carga de cizalle. De esta forma, se puede evaluar cuál de las dos opciones cumple mejor el objetivo a nivel de desempeño de la losa.

Las propiedades de los conectores utilizados en ambas probetas son abordadas con mayor profundidad en el informe de hitos 1.

3.3.3 Ensayo a flexión

Para este ensayo se considerarán dimensiones cercanas a una losa convencional, siendo las probetas de 164 mm x 800 mm x 4000 mm (alto x ancho x largo). El objetivo de la experiencia se asocia a medir las deflexiones presentes en la losa al cargarla a cada cuarto de su longitud total (1, 2 y 3 metros, respectivamente). Debido a que el largo de la losa es mayor que el ancho de esta, se analizará como una losa unidireccional; es decir, las deflexiones importantes serán observadas únicamente en el sentido longitudinal. Por ende, se requiere de un marco de reacción que de abasto con el largo de la probeta, realizándose estos ensayos en la Universidad de Bío Bío.

Considerando la longitud principal, la cual no es menor en magnitud, es importante medir el nivel de deflexiones que tendrá la losa frente a cargas aplicadas ya que permite visualizar el comportamiento en servicio que estas tendrán dependiendo del tipo de unión presente. El valor obtenido será comparado con los valores permitidos de la normativa, y así concluir si la solución presentada es viable o no.

A continuación, se presentan los planos asociados tanto a la conexión mecánica como al adhesivo.

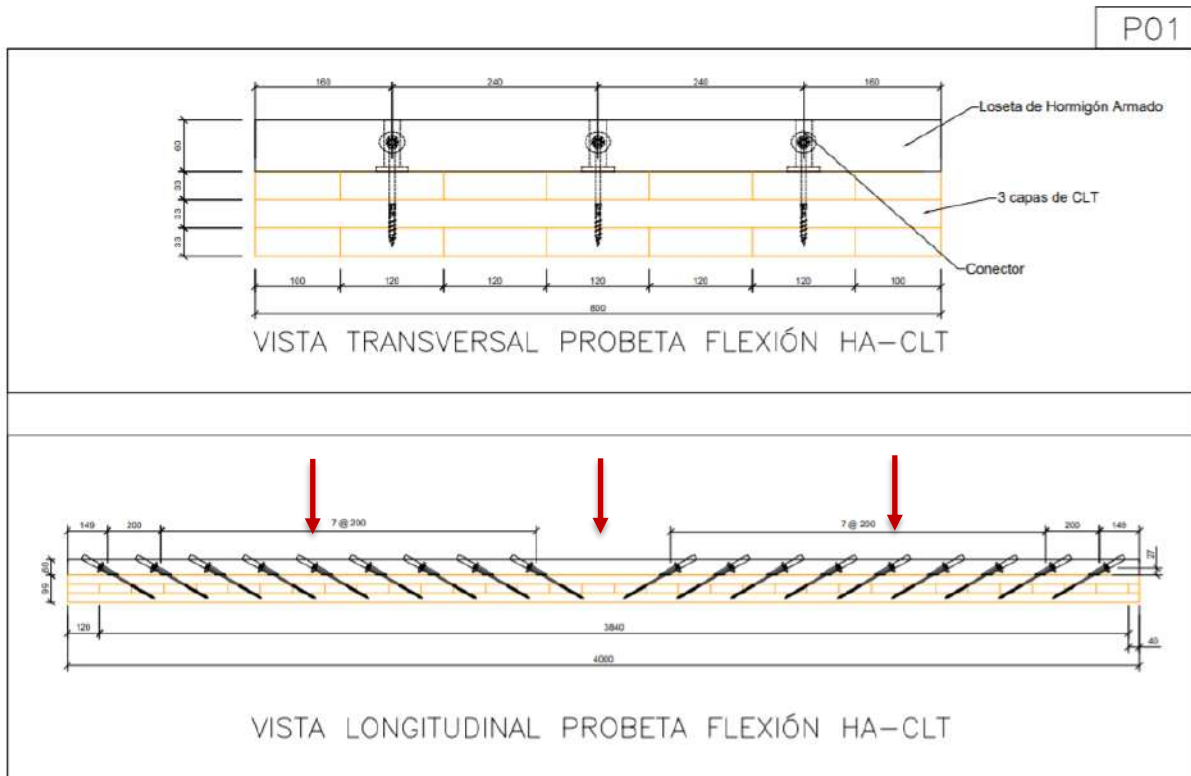


Figura 3.23. Planos ensayo a flexión losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando una conexión mecánica.

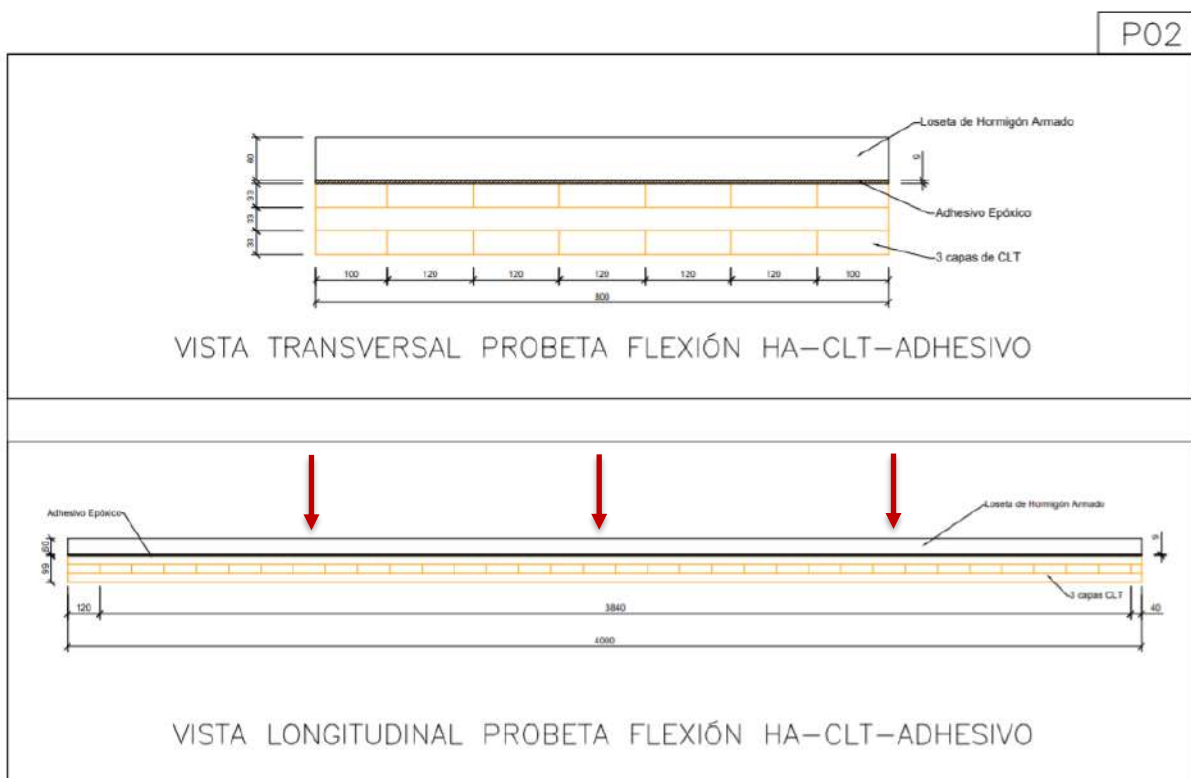


Figura 3.24. Planos ensayo a flexión losa híbrida CLT-Hormigón prefabricado considerando adhesivo epóxico.

3.3.4 Ensayo a frente a vibraciones

Finalmente, a probetas con la misma configuración que las sometidas a flexión se les realizará un ensayo de vibración, cuyo objetivo es medir el nivel de serviciabilidad de la losa. De esta forma, se asegura un correcto funcionamiento y desempeño de esta, reduciendo la desconfianza e incomodidad que los usuarios puedan presentar frente a grandes deformaciones.

4. Resultados a la fecha

a) Retracción

Los resultados a la fecha para los niveles de retracción se muestran en la siguiente gráfica:

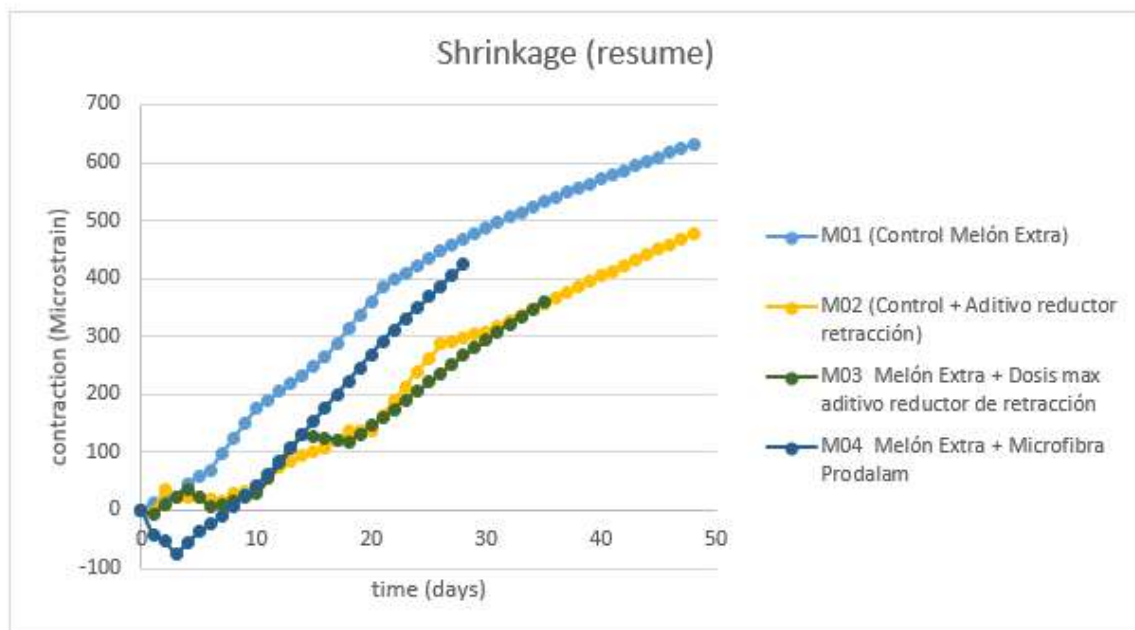


Figura 3.25. Curvas de retracción para las distintas mezclas.

La mezcla control, a la cual no se le aplica ninguna medida para el control de la retracción, representa un comportamiento de una mezcla típica para un hormigón de la resistencia objetivo (25 MPa). Para efectos de esta investigación, se observan resultados concluyentes y que permiten tomar decisiones a edades de 7 y 28 días. El problema se acentúa en la interfase, debido a que la madera, al ser un material higroscópico, puede absorber el agua presente en el hormigón y acelerar la retracción por secado.

Los primeros 7 días son claves en la curva de resistencia del hormigón, por lo que, controlar la retracción a esta edad puede prevenir el agrietamiento frente a cambios volumétricos del hormigón dado que posee bajas resistencias tempranas. Posteriormente, el hormigón adquiere una mayor resistencia que le permite resistir los cambios tensionales debido a los cambios de volumen, que son los responsables del agrietamiento a edades tempranas. Luego de los 28 días ya se observa la tendencia al largo plazo.

En el gráfico es posible observar los efectos de las adiciones incorporadas a la mezcla control, donde se destaca que un aumento en la dosis del aditivo reductor de retracción no genera un beneficio adicional en la disminución de la retracción.

Además, ocurre un efecto interesante en la incorporación de microfibra, que genera un efecto expansor los primeros días de medición, lo que favorece el comportamiento a edades tempranas y permite que no existan grandes cambios volumétricos en las edades en las que el hormigón comienza a adquirir resistencia, por lo cual se reduce considerablemente el riesgo de agrietamiento a edades tempranas y le otorga mayor resistencia al agrietamiento frente a cambios tensionales al largo plazo.

b) Resistencia

No se observan cambios importantes en las propiedades mecánicas con la incorporación de las adiciones probadas hasta el momento. En promedio las probetas resisten del orden de 30 MPa a los 28 días, lo cual es esperable para las condiciones de base, y es posible observar un leve aumento en el caso de las probetas de hormigón con microfibras.

Imágenes



Figura 3.26. Probetas de compresión con fibras.



Figura 3.27. Probetas prismáticas de retracción.



Figura 3.28. Medición de retracción de probeta prismática.

4. Conclusiones

En este momento no es posible realizar una conclusión sobre el resultado del proyecto. Sin embargo, con los avances hasta ahora y la revisión del estado de arte, se puede mencionar que:

1. La problemática que se está abordando es un problema vigente, donde se han publicado al menos 12 artículos el año 2021 donde investigan el comportamiento (frente a fuego, de la conexión, fricción entre la madera y el hormigón, entre otros) de losas madera-hormigón.
2. El NLT se desempeñó de forma óptima durante los ensayos de corte, probando que puede ser utilizado tanto para conexiones tipo *notched* como tipo tornillo.
3. La campaña experimental para encontrar una mezcla de hormigón que permita reducir la retracción finalizó de forma satisfactoria, entregando una mezcla que se usará para los ensayos a largo plazo de flexión de las losas compuestas.
4. Existe mucho interés por parte de empresas (iSiete, Cortelima) por el desarrollo de losas mixtas madera-hormigón. Esto revalida la importancia de la problemática y el potencial de la solución que se está investigando

3.- INFORME DESEMPEÑO FLEXIÓN 1

INFORME TÉCNICO – Desempeño a Flexión 1

Este informe toma como base lo mostrado en los Informes 1 y 2 del proyecto, por lo que no se realiza nuevamente una introducción al tema.

CAMPAÑA EXPERIMENTAL

ENSAYOS DE CORTE

Como se informó en el informe del Hito número 2, los ensayos realizados anteriormente se repetirían debido a que el hormigón utilizado no tenía la resistencia necesaria para entregar resultados correctos. Por lo tanto, se diseñaron y fabricaron las probetas nuevamente, para obtener resultados coherentes con lo que se tendrá en la práctica.

La primera conexión ensayada corresponde a un *notch* de 150 mm de longitud en el NLT, que se reforzó con un tornillo para evitar el levantamiento del hormigón. Se utilizaron notch de 25 mm de profundidad (probetas N25). Las probetas consistían en cinco piezas de madera 2x6 de 400 mm de longitud clavadas lateralmente entre sí, para ambos tipos de conexión. La disposición de los clavos se definió de acuerdo con la Guía canadiense de madera laminada con clavos (Fast + Epp Structural Engineers, Perkins + Will, RDH Building Science Inc., Seagate Structures Ltd., Holmes Fire & GHIL Consultants Ltd., 2017). El hormigón se reforzó con una malla de acero para evitar grietas de retracción, como se muestra en la Figura 1. Se instaló un tirafondo de 9 mm de diámetro y 160 mm dentro del notch, en la pieza de madera central de cada lado de los especímenes N20 y N25. Esto se hizo para evitar el levantamiento de la madera y el hormigón.

La segunda conexión corresponde a un conector CTC de 160 mm (Rothoblaas, 2021), que se clasifica como conexión tipo tornillo. Las probetas S30 tienen conectores CTC instalados de dos en dos a cada lado de la probeta, con un ángulo de 30°, como se indica en Figura 2. Los tornillos se instalaron dejando una tabla en la parte superior de la probeta. Los tornillos se instalaron dejando una tabla entre ellos, es decir, 61,5 mm entre sus ejes. Al igual que en las probetas con conexión tipo *notch*, se colocó una malla de acero en el hormigón para evitar grietas de retracción, mientras que la disposición de los clavos varió ligeramente, debido a la trayectoria de penetración del tornillo.

Tabla 1 Propiedades de las probetas a corte.

Probeta	Tipo de conexión	Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)	Número de probetas
N25	Notch de 25mm	29.89	4
S30	Tornillo CTC	24.56	3

Todas las pruebas se realizaron de acuerdo con la norma EN 26891 (European Committee for Standardization, 2000), aplicando la carga al hormigón y midiendo el desplazamiento relativo entre el hormigón y la madera con dos transductores de desplazamiento de tensión lineal (LVDT), situados

en lados opuestos de la probeta, como se muestra en la Figura 3. En la Tabla 1 se presenta un resumen de los ensayos realizados.

Para los ensayos se utilizó una Prensa Hidráulica con capacidad de 300 kN. Se siguió un protocolo de fuerza controlada basado en la norma EN26891 (European Committee for Standardization, 2000); las cargas de falla se estimaron según lo sugerido por Dias et al. (2018) para la probeta entallada, y siguiendo las especificaciones técnicas para los conectores CTC (Rothoblaas, 2021). Para los ensayos de compresión de cilindros de hormigón se utilizó la misma Prensa Hidráulica, pero controlando el desplazamiento con una velocidad de 1 mm/min.

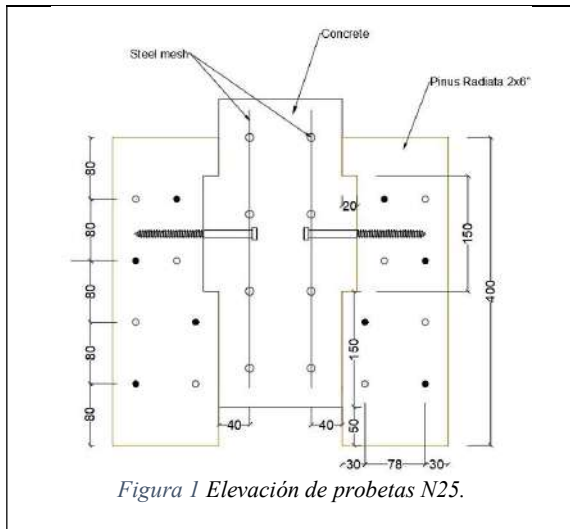


Figura 1 Elevación de probetas N25.

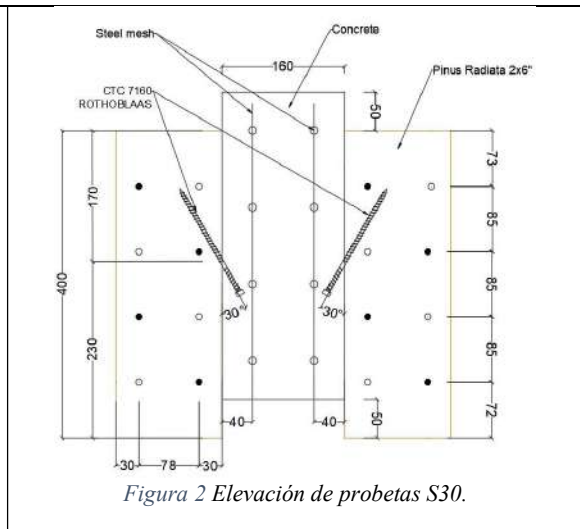


Figura 2 Elevación de probetas S30.

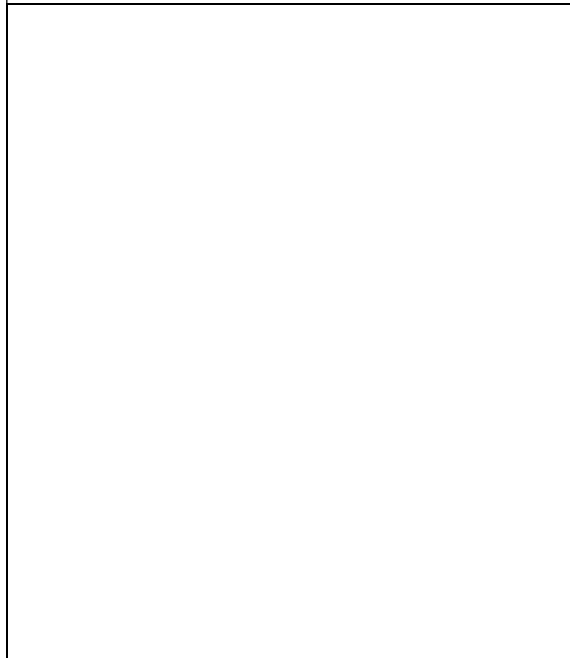


Figura 3 Posición de los transductores durante el ensayo.

ENSAYOS DE FLEXIÓN

Se fabricaron cuatro losas NLT-hormigón (NLTC) de 9 m de longitud y se ensayaron hasta el fallo. Para las losas B-N1 y B-N2 se utilizaron notch de 25 mm de profundidad como conectores a cortante. La separación entre los notch se definió de acuerdo con el diagrama de corte a lo largo de las losas. La Figura 4 muestra la configuración de las losas, la posición de los clavos, los *notch* y las dimensiones de la sección. Para las losas B-S1 y B-S2, se utilizaron conectores de tornillo CTC (Rothoblaas, 2021), espaciados a 300 mm a lo largo de la losa, y orientados de acuerdo con el diagrama de corte a lo largo de la losa, relacionado con las condiciones de apoyo y la distribución de la carga, como se muestra en la Figura 5. Todas las losas tenían 779 mm de ancho y 9000 mm de longitud, una capa de hormigón armado de 80 mm de altura y un panel NLT de 139 mm de altura. Además de una malla central electrosoldada de acero de 6 mm de diámetro, se instalaron barras de acero de 3 m de longitud y 8 mm de diámetro en el centro de la losa para el momento negativo, como se muestra en la Figura 4.

Debido a la dificultad de encontrar en Chile vigas de madera de alta calidad de longitud superior a 3200 mm, la introducción de juntas tipo *butt joints* en el panel NLT es necesaria para conseguir grandes longitudes. Así, se realizó un diseño considerando las recomendaciones de la Guía de Diseño Canadiense NLT (2017) para lograr la luz larga de 4500 mm definida para los ensayos. La posición de las juntas a tope se muestra en la Figura 6. Las condiciones de apoyo de los ensayos se dispusieron como losa continua, para estudiar el efecto del momento negativo en el comportamiento global de la estructura. Las cargas se aplicaron con gatos hidráulicos situados a 2000 mm del apoyo medio y se midieron con celdas de carga situadas debajo de cada gato hidráulico. El deslizamiento horizontal y el desplazamiento vertical se midieron con transductores de desplazamiento situados a lo largo de la viga, como se indica en la Figura 7.

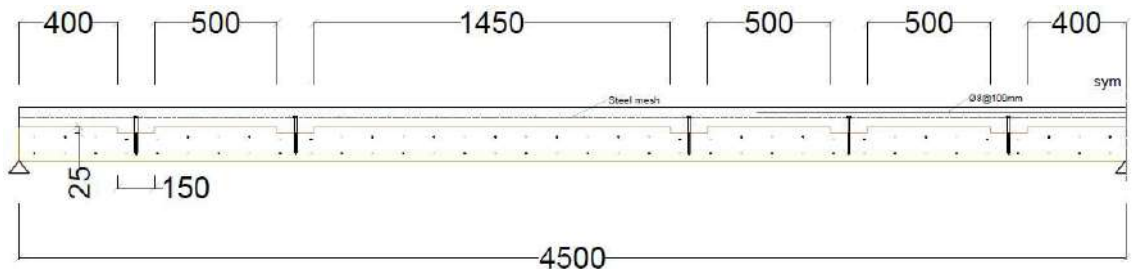


Figura 4 Configuración de las probetas B-N1 y B-N2.

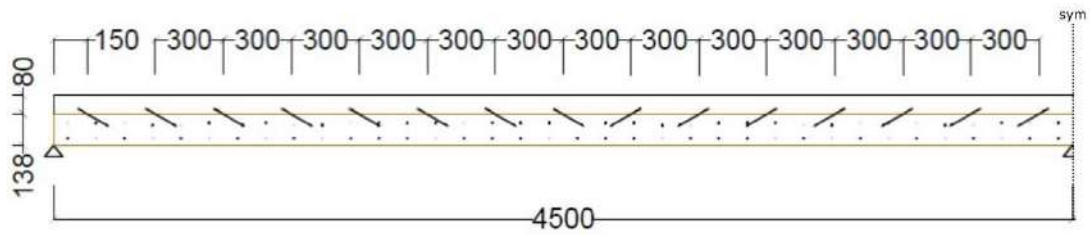


Figura 5 Configuración de las probetas B-S1 y B-S2.

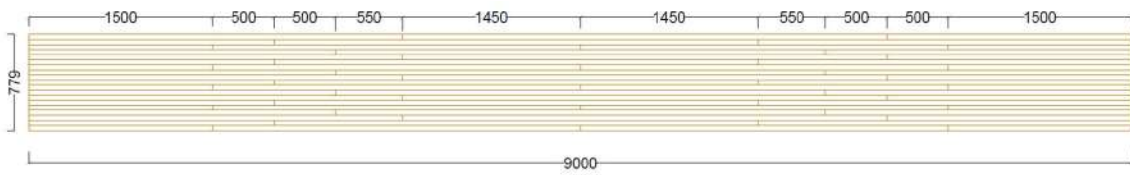


Figura 6 Posición de los butt-joints a lo largo del panel.

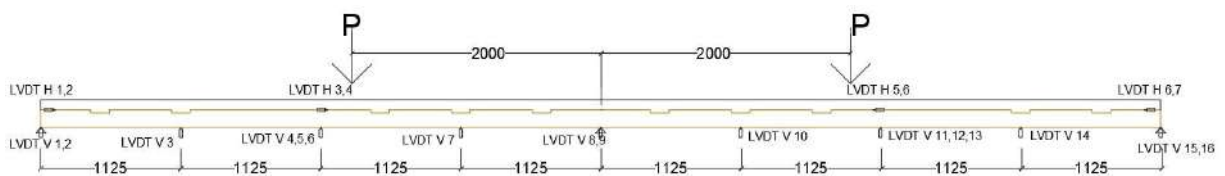


Figura 7 Posición de las cargas (P), transductores verticales (LVDT V) y horizontales (LVDT H).

Para los ensayos de flexión, la carga se aplicó con gatos hidráulicos y se midió con celdas de carga debajo de cada gato hidráulico. El protocolo de carga fue el mismo que sugiere la norma EN26891 (European Committee for Standardization, 2000), mientras que el fallo de carga se estimó con modelos numéricos (Adema, Santa María, & Guindos, 2022).

ENSAYOS DE VIBRACIONES

Las seis vigas se ensayaron con la misma configuración. Los acelerómetros uniaxiales se colocaron a un cuarto y a la mitad de la luz medida desde los extremos de la viga, como se muestra en la figura 3. Los acelerómetros eran uniaxiales y registraban las vibraciones en el eje vertical. Además, tenían una sensibilidad promedio de 100mV/g y un rango de medición de $\pm 50g$. Los soportes de las vigas se situaron en la mitad de la luz y en los extremos de la viga, creando una viga continua. La Figura 4 muestra la configuración real de los acelerómetros colocados sobre la viga B-N3.

Con la configuración antes indicada se realizaron 2 tipos de ensayos de vibraciones. El primer tipo de ensayo fue de impacto modal, el cual se usó para determinar las propiedades dinámicas verticales de las vigas. Para generar los impactos se utilizó un martillo de impacto modal de sensibilidad promedio de 0.257 mV/N y un rango de medición de 20 kN, tal como se muestra en la Figura 5. El número de impactos de baja energía aplicados fue 9, distribuidos uniformemente a lo

largo de las vigas, y repitiéndose 3 veces cada uno. Los datos se registraron en un sistema de adquisición de datos dinámicos National Instruments, con una frecuencia de muestreo de 1652 Hz. La figura 6 muestra los ensayos con martillo de impacto realizados en el laboratorio.

El segundo tipo de ensayo fueron una serie de pruebas de marcha humana, donde cuatro personas con diferente masa corporal realizaron las pruebas, caminando ida y vuelta a lo largo de la línea central de los especímenes. Las caminatas se realizaron con diferentes frecuencias de paso: 1,4 Hz, 1,8 Hz, 2,2 Hz y 2 caminatas con frecuencia de paso libre para cada persona. Con las señales de aceleraciones verticales medidas, se calcularon los indicadores de desempeño vibratorio "Vibration Dose Value (VDV)", siguiendo las recomendaciones de la norma BS6472:2008-1. Al comparar los indicadores VDV obtenidos con valores límites recomendados en BS6472, se puede evaluar si el nivel de vibraciones medidas por caminatas en los pisos, pueden o no generar molestias en los usuarios.

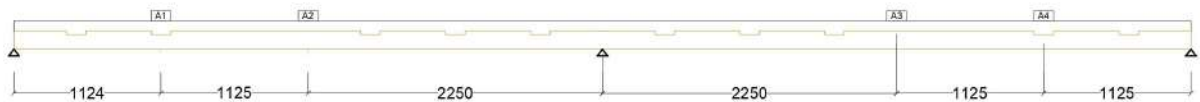


Figura 8 Posición de los acelerómetros sobre la viga.

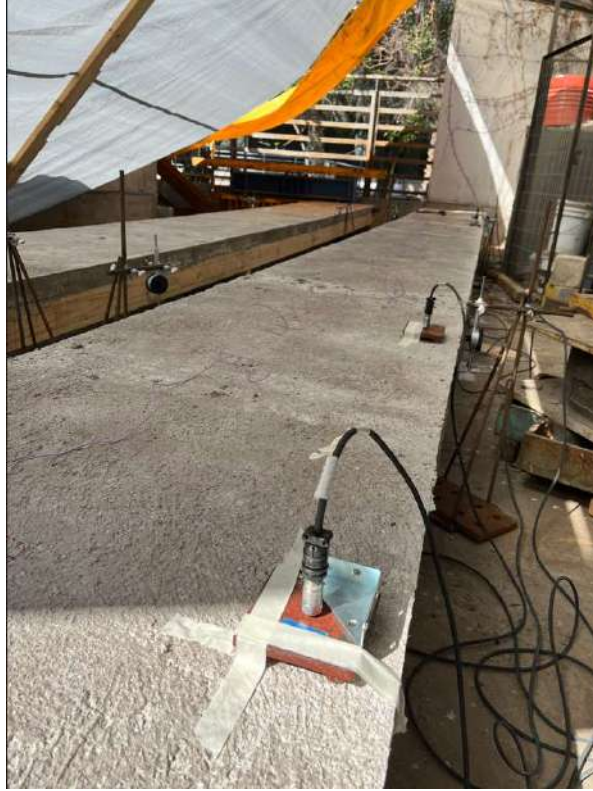


Figura 9 Acelerómetros colocados sobre viga para ensayo.

Para los ensayos con martillo de impacto, se distribuyeron uniformemente 9 impactos de baja energía a lo largo de la línea central de las probetas, realizando 3 repeticiones por cada impacto. El martillo de impacto instrumentado se muestra en la Figura 10. Los datos se registraron con una frecuencia de muestreo de 50 Hz. La Figura 11 muestra los ensayos con martillo de impacto siendo realizados en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

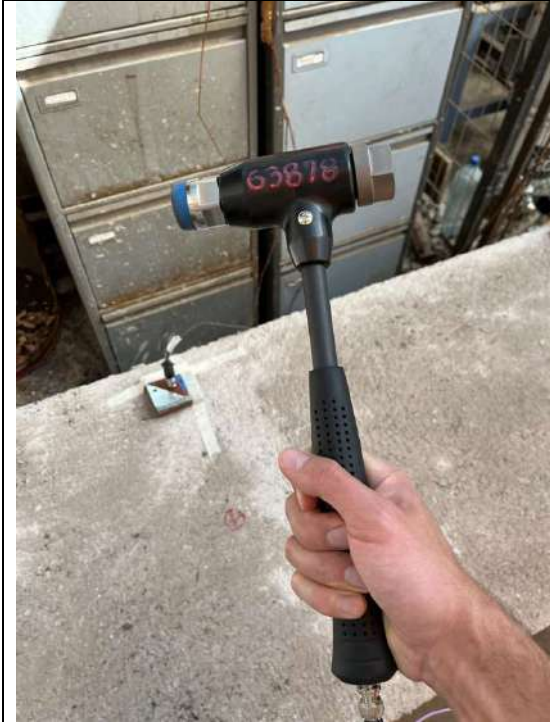


Figura 10 Martillo de impacto utilizado para el ensayo de vibraciones.



Figura 11 Ingenieros realizando ensayo de vibraciones.

ENSAYOS DE FLEXIÓN A LARGO PLAZO

Para los ensayos de flexión de largo plazo, se utilizó una probeta con conector tipo *notch* (B-N3) y una con conector tipo tornillo (B-S3), con la misma configuración mostrada en la Figura 4 y Figura 5 respectivamente. En cuanto a la carga aplicada, se aplicó una carga distribuida con bloques de hormigón armado, que fueron colocados sobre las losas y corresponden a una carga equivalente de 240 kgf/m². Se midió la deformación vertical en el centro de cada vano, por cada lado de la losa. También se midió el *slip* o desplazamiento relativo de la madera con el hormigón en los extremos de las losas. Inicialmente se registraron los datos diariamente, para luego pasar a mediciones bisemanales. La Figura 12 muestra las probetas previo a la aplicación de la carga, mientras que en la Figura 13 se pueden observar las probetas luego de la aplicación de la carga.



Figura 12 Probetas ensayo largo plazo, previo a la carga.



Figura 13 Probetas ensayo a largo plazo, cargadas con bloques de hormigón.

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para las probetas con conector tipo *notch* se utilizó hormigón normal de grado G25. Sin embargo, para las probetas B-S1 y B-S2 se utilizó un hormigón reforzado con fibras de acero, ya que era el que se iba a utilizar para los ensayos de flexión de losas TCC a largo plazo que forman parte de esta investigación. Ambos tipos de hormigón se ensayaron con pruebas de compresión en cilindros a los 28 días del vertido del hormigón. La madera fue calificada por el proveedor como grado C16, de acuerdo con la normativa chilena vigente (Instituto Nacional de Normalización INN, 2014).

MODELOS

FLEXIÓN INSTANTÁNEA

Girhammar (2009) propuso un método simplificado para analizar vigas compuestas con interacción parcial, sometidas a cualquier condición de contorno o de carga. Los autores consideraron que este método era más adecuado para este caso que el ampliamente conocido método Gamma (1995), ya que éste se desarrolló basándose en la hipótesis de una viga simplemente apoyada, lo que no ocurre en esta investigación. Además, se ha demostrado que las recomendaciones del Eurocódigo 5 (1995) para considerar condiciones de borde distintas de las simplemente apoyadas pueden dar lugar a errores cercanos al 30% (Girhammar, 2009).

El método es lineal-elástico y asume que la madera está conectada al hormigón con fijaciones mecánicas igualmente espaciadas con una rigidez de flujo de corte constante, $K=k/s$, donde k es la rigidez de deslizamiento y s el espaciado de las fijaciones. Para considerar condiciones de borde

arbitrarias, el modelo considera una longitud efectiva de la viga igual a la longitud de pandeo del problema de pandeo equivalente (pandeo de Euler). Una vez identificadas las condiciones de borde del problema, es necesario sustituir el coeficiente de longitud de pandeo correspondiente, μ , en las ecuaciones del método (Girhammar, 2009). No se tienen en cuenta los efectos de la fricción ni el levantamiento del hormigón respecto a la madera. Los efectos de la flexibilidad de la conexión y la longitud efectiva se representan adecuadamente mediante una rigidez efectiva a la flexión, que depende de las propiedades mecánicas y geométricas de los subcomponentes, el módulo de deslizamiento de la conexión y las condiciones de contorno.

Este método fue explicado con más detalle en el informe Hito 2, por lo que en este informe no se ahondará de forma más en detalles del modelo.

COMPORTAMIENTO EN EL LARGO PLAZO

Con el fin de predecir el comportamiento a largo plazo, diferentes autores han propuesto modelos analíticos y numéricos para representar con precisión las tensiones, el *slip* y específicamente la deflexión. Fragiacomó y Ceccotti (2006) desarrollaron un modelo numérico que fue validado y calibrado con datos experimentales de vigas simplemente apoyadas. El modelo consiste en una viga de madera inferior y una viga de hormigón superior unidas por resortes que representan la conexión. Tiene en cuenta todos los fenómenos dependientes del tiempo mencionados anteriormente, y considera datos como la humedad relativa ambiental diaria, el contenido de humedad en la madera diario, y las variaciones térmicas diarias y anuales. Sin embargo, un enfoque tan específico no es adecuado para el diseño, por lo que se propuso un método simplificado, que fue propuesto con anterioridad a través de estudios numéricos por Adema, Santa María y Guindos (2022), pero que no ha sido validado experimentalmente.

Según el procedimiento numérico propuesto por Fragiacomó (2006), la solución a largo plazo de losas madera-hormigón puede obtenerse superponiendo los efectos de las cargas, la retracción del hormigón y las deformaciones inelásticas debidas a las variaciones ambientales. El principal problema es que, por lo general, se desconocen las condiciones ambientales reales a las que estará sometida la estructura. En este caso, la humedad relativa se considerará constante durante su vida útil, y las variaciones de temperatura diarias y anuales no se considerarán.

En el caso de una losa simple apoyada, los efectos de la carga viva y muerta son típicamente evaluados a través del método Gamma, fórmula ampliamente empleada en la ingeniería en madera. Para condiciones de apoyo distintas a simple apoyada, se propone evaluar el efecto de las cargas a través del método de Girhammar. Es importante mencionar que, hasta el día de hoy, en el mundo no existen estudios del comportamiento de losas madera-hormigón en el largo plazo, por lo que la única data experimental existente es la que se obtuvo en este proyecto.

La explicación de a continuación está basada en el artículo de Fragiacomó (2006) y de Adema et al. (2022). Los efectos del *creep* y *creep* por mecano sorción, se consideran utilizando el método del módulo efectivo, utilizando las ecuaciones que se entregan a continuación:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c(t_i)}{1 + \varphi_c(t, t_i)}$$

$$E_{w,eff} = \frac{E_w(t_i)}{1 + \varphi_w(t, t_i)}$$

$$k_{f,eff} = \frac{k_f(t_i)}{1 + \varphi_f(t, t_i)}$$

donde $\varphi_c(t, t_i)$ representa el fenómeno de *creep* en el hormigón, $\varphi_w(t, t_i)$ representa el *creep* y *creep* por mecano sorción en la madera, y $\varphi_f(t, t_i)$ es el coeficiente de *creep* de la conexión.

Para explicar cómo considerar todos los efectos mencionados anteriormente, usemos S como un efecto genérico (deflexión, *slip*, esfuerzo normal, esfuerzo de corte, etc..) en el momento t desde el vertido del hormigón. De acuerdo con el principio de superposición, el efecto puede expresarse como:

$$S = S_h^{D+L} + S_h^s + S_{el}^y + S_{el}^d$$

donde los subíndices h y el representan el tipo de análisis aplicado, elástico o hidro viscoelástico, mientras que los super índices denotan condiciones de carga, donde L, D, s, y y d simbolizan la carga viva, carga muerta, retracción, variación anual de tensiones inelásticas debido a variaciones termo higrométricas y variación diaria de tensiones inelásticas debido a variaciones termo higrométricas. Como se mencionó anteriormente las variaciones diarias y anuales de temperatura no serán consideradas para este caso.

Para determinar el efecto de la carga muerta y viva, se considerará

$$S_h^{D+L} = S_h^D + S_h^L$$

$$S_h^i = F_{el}^i(E_{c,eff}^i, E_{w,eff}^i, k_{f,eff}^i)$$

donde F_{el}^i es el efecto de la carga i evaluado utilizando el método Gihammar, dependiendo de las condiciones de borde, reemplazando el módulo elástico y módulo de deslizamiento por el módulo elástico efectivo y módulo de deslizamiento efectivo. En este informe, el modelo CEB 90 (1993) será usado para calcular el coeficiente de *creep* del hormigón, para ser consistentes con las consideraciones de Fragiaco (2006).

El efecto de la retracción del concreto en la losa madera-hormigón se calcula como

$$S_h^s = F_{el}^{\Delta\epsilon_{sh}}(E_{c,eff}^s, E_{w,eff}^s, k_{f,eff}^s)$$

donde $F_{el}^{\Delta\epsilon_{sh}}$ se calcula resolviendo la ecuación diferencial de las vigas madera-hormigón, cuya solución fue entregada por Fragiaco (2006) para una viga simplemente apoyada. En caso de querer calcular el efecto de la retracción en vigas madera-hormigón con condiciones distintas a simplemente apoyada, la ecuación diferencial debe ser resuelta aplicando las condiciones de borde adecuadas para cada caso. Las deformaciones por retracción, $\Delta\epsilon_{sh}$, se calcularon siguiendo las expresiones propuestas por CEB 90 (1993).

Para definir el módulo de *creep* de la madera y la conexión, a falta de resultados experimentales para el NLT, se utilizó el modelo de Toratti (1993). El modelo puede predecir el *creep* de la madera en un ambiente de humedad variable, cuando se somete a flexión, tensión o compresión paralela a la fibra. El modelo puede ser escrito como:

$$\varphi_w(t, \tau) = \varphi_{wc}(t - \tau) - \varphi_{wms}(t - \tau)$$

$$\varphi_w(t, \tau) = \frac{E_w(u)}{E_w(u_{ref})} \left(\frac{t - \tau}{t_d}\right)^m + \frac{0.7E_w(u)}{E_w(u_{ref})} \left(1 - e^{-c_w \left(\frac{2\Delta u}{\Delta t}\right)(t - \tau)}\right)$$

donde φ_{wc} es la componente de *creep* y φ_{wms} es la componente de mecano sorción del *creep* total, τ es el periodo actual, t es el tiempo en el que comienza el *creep* y $u_{ref} = 0.2$, $c_w = 2.5$, $t_d = 29500$ días y $m = 0.21$ son constantes del modelo.

Como se observa en la Figura 14, el valor del coeficiente de *creep* después de 50 años es independiente de variaciones de humedad mayores a $\Delta u = 1.65\%$, el cual es usualmente el caso de las losas madera-hormigón (Fragiacomo & Ceccotti, 2006b). Sin embargo, debido a que en este caso las losas solo se tendrán tres meses ensayando, para este análisis se considerará un valor de $\Delta u = 9\%$, el que corresponde al peor escenario para deflexiones en un periodo de tiempo corto.

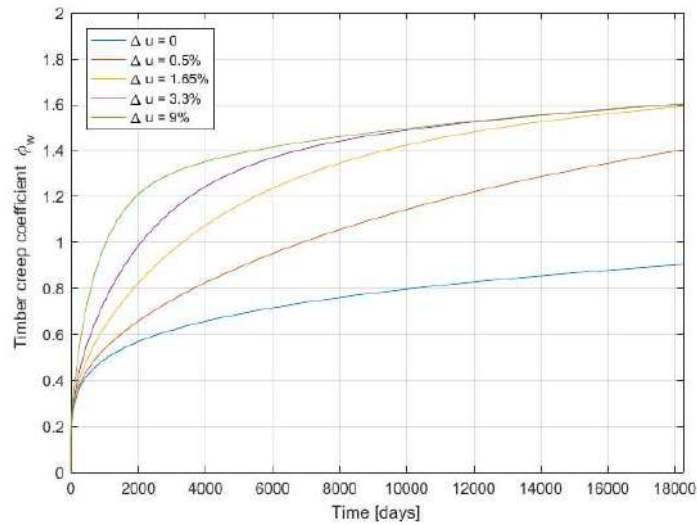


Figura 14 Sensibilidad del coeficiente de *creep* al variar la humedad relativa.

Como la variación del módulo elástico de la madera debido a la humedad es usualmente insignificante, se puede considerar que $E_w(u) = E_w(u_{ref}) = E_w$ (Fragiacomo, 2006). Además, en ausencia de estudios experimentales del *creep* de la conexión, la recomendación del EC5 (1995) es usar $k_f = 2\varphi_w$.

RESULTADOS

ENSAYOS DE CORTE

Las respuestas medidas carga-deslizamiento de los ensayos de corte de las probetas N-25 se muestran en las Figura 11. Los valores del módulo de deslizamiento inicial se calcularon de acuerdo con la norma EN 26891 (European Committee for Standardization, 2000) y se muestran en la misma figura. Dado que sólo se utilizaron dos transductores de desplazamiento para la medición del desplazamiento relativo, estos resultados no representan el valor exacto del módulo de desplazamiento de la conexión, pero corresponden a una buena aproximación.

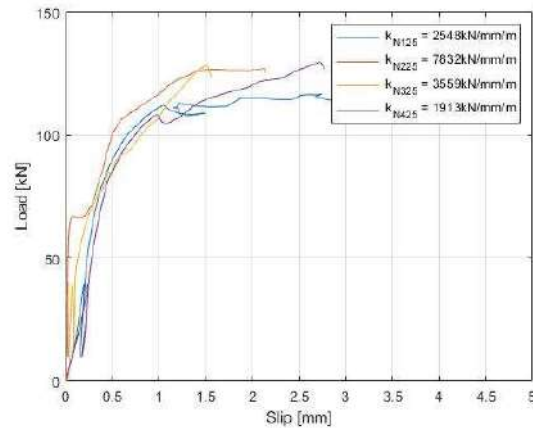


Figura 15 Resultados ensayo probetas N25.

Para las probetas N25, la rigidez media al deslizamiento es de 2673 kN/mm/m, 2,7 veces mayor que el valor de diseño recomendado por Dias et al. (2018). Durante los ensayos se observó agrietamiento de la parte de hormigón y pandeo de la madera, tal y como se muestra en la Figura 16. Esto implica que el módulo de elasticidad de la madera es un factor influyente en la rigidez de la conexión, como ya observaron anteriormente (Dias, Kuhlmann, Kudla, Mönch, & Dias, 2018).

Los resultados de los ensayos a cortante de las probetas S30 se muestran en la Figura 17. El módulo de deslizamiento inicial se calculó según la norma EN 26891 (European Committee for Standardization, 2000) y se informa en la misma figura. Se observó una elevada dispersión de los resultados, debido al reducido número de probetas ensayadas. Considerando la probeta S303 como resultado anómalo, la rigidez media al deslizamiento de la unión atornillada es de 27 kN/mm, más de dos veces superior a los 12,8 kN/mm comunicados por el fabricante (Rothoblaas, 2021).



Figura 16 Modo de falla probeta N1-25.

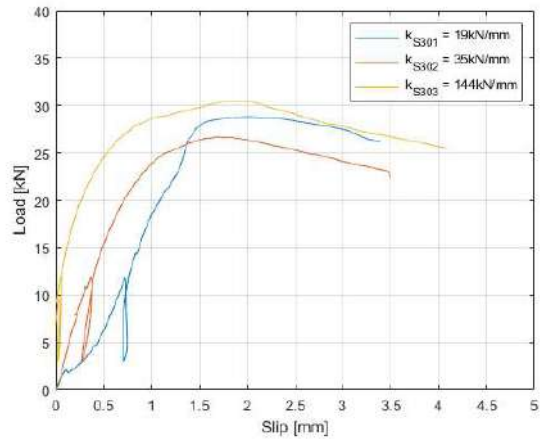


Figura 17 Curva carga vs Desplazamiento para probetas S-30.

ENSAYOS DE FLEXIÓN

La Figura 18 muestra la vista de la probeta B-S2 después del ensayo, con los gatos hidráulicos aún cargados. El modo de fallo dependió de la conexión de cada probeta, ya que las probetas con conexión tipo tornillo fallaron debido a la fractura por tracción del panel NLT, mientras que las probetas con conector tipo *notch* fallaron por corte de los clavos en las *butt-joints* situadas cerca de la mitad del vano de cada lado.



Figura 18 Probeta B-S2 luego del ensayo a flexión.

En la Figura 21 y Figura 22 se muestra el desplazamiento vertical del ensayo de flexión de cinco puntos medido en la mitad de cada vano. En cada figura pueden observarse cuatro curvas de respuesta, ya que hay dos losas con dos lados (Norte y Sur) respectivamente. La curva del modelo analítico mostrada en ambas figuras corresponde a la predicción utilizando el método de Girhammar (Girhammar, 2009), que considera las condiciones de borde de las losas (empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro), las propiedades de los materiales y el módulo de deslizamiento de la conexión.

Puede observarse en la Figura 21 que la probeta B-S1 no mostró deformación plástica tras la carga de fallo. Sin embargo, esto se produjo porque cuando la carga de cada gato hidráulico era de aproximadamente 80kN, uno de los marcos de reacción empezó a mostrar deformación plástica, lo que nos obligó a descargar la probeta con esa carga. Posteriormente, se cambió el marco de reacción por uno nuevo, y se continuó el ensayo a partir de ese estado, para obtener la capacidad de flexión de la probeta. La curva carga-desplazamiento completa se muestra en la Figura 23, que incluye la fase de carga antes y después de la sustitución del marco de reacción. Se obtuvo deformación plástica en ambos lados de la probeta (Norte y Sur), con una carga de fallo en torno a 95kN.



Figura 19 Fallo del NLT en probeta B-S1.



Figura 20 Probeta B-N2 después de los ensayos a flexión.

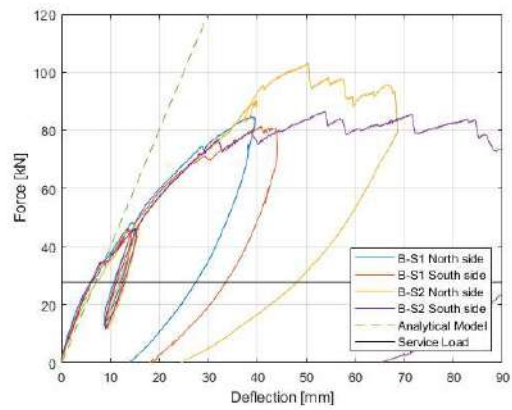
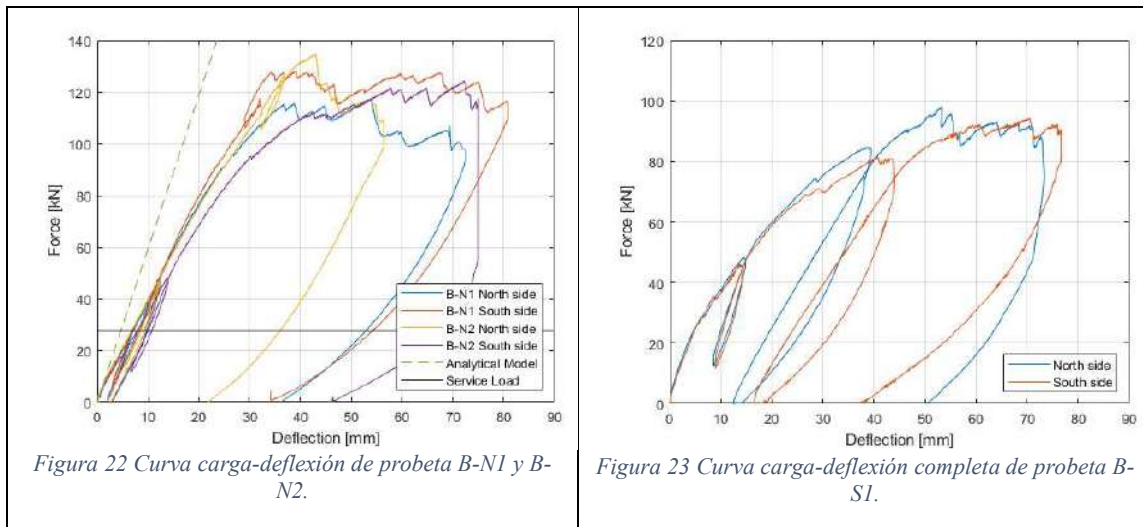
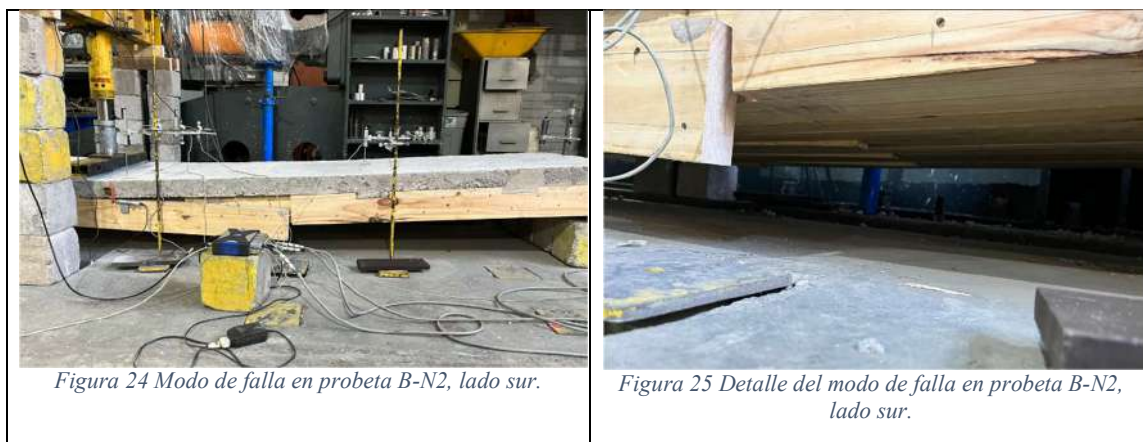


Figura 21 Curva carga-deflexión de probeta B-S1 y B-S2.



En la Figura 21 se muestra una buena concordancia entre el modelo analítico y los resultados experimentales para cargas inferiores a 40 kN, donde se espera un comportamiento lineal. Para cargas superiores a 40kN la respuesta experimental muestra un claro comportamiento no lineal, disminuyendo la rigidez con el incremento de carga.

Por otro lado, la predicción del modelo analítico para las probetas B-N1 y B-N2 mostrada en la Figura 22 subestima claramente la deflexión a media luz obtenida durante los ensayos. Basándose en la buena concordancia del modelo para las probetas atornilladas, los autores inspeccionaron las probetas para encontrar la razón de esta diferencia. Se descubrió que las losas NLT se habían fabricado de forma incorrecta, ya que faltaba el clavado doble en las juntas a tope sugerido por la Guía de diseño de NLT (2017). Así, el fallo global de la probeta se produjo por el corte de los clavos situados en las juntas a tope cerca de la mitad del vano, tal y como se muestra en la Figura 24. En la Figura 25 se muestra el detalle de la zona de fallo. El corte de los clavos se produjo en casi todas las uniones *butt-joints* a lo largo de la viga, lo que implica que ninguna de ellas tenía el doble clavado definido en el diseño. Los autores creen que este error redujo la rigidez a flexión de los paneles NLT, y por tanto, la rigidez efectiva de la estructura.

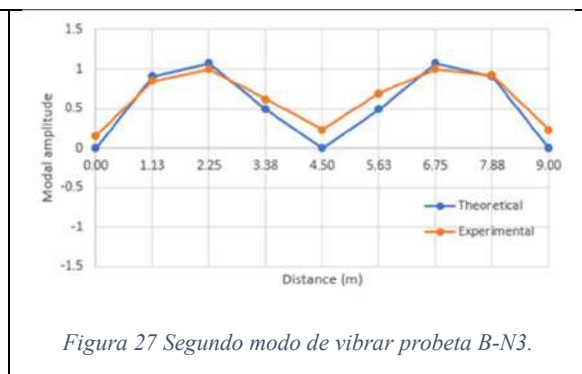
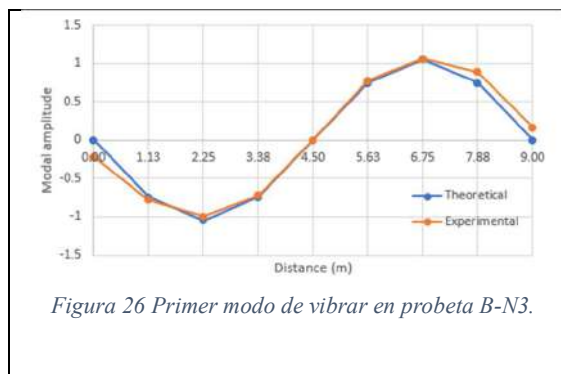


ENSAYOS DE VIBRACIONES

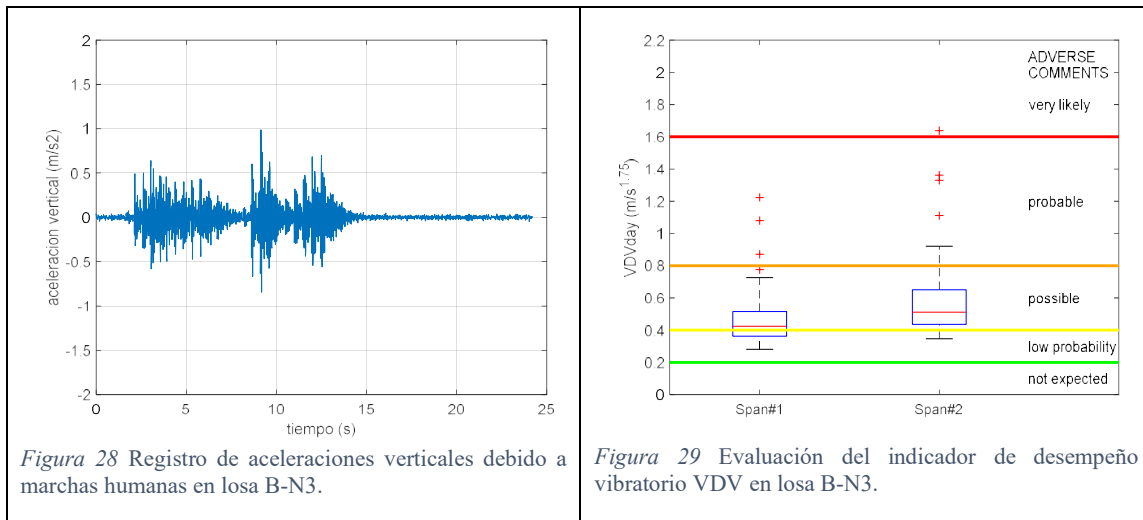
De acuerdo con el análisis realizado, se identificaron los primeros dos modos de vibración y las respectivas frecuencias y razones de amortiguamiento de las 6 losas ensayadas. Específicamente, a partir de los registros de impactos y aceleraciones en las losas, se aplicó la técnica de análisis modal experimental "Polyreference Time-Domain Method (PDT)" para identificar las propiedades dinámicas antes mencionadas. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 2. Por otra parte, en la Figura 26 y Figura 27, se muestran algunos ejemplos de los modos de vibrar obtenidos.

Tabla 2 Frecuencias y amortiguamientos de las probetas ensayadas.

Specimen	Primer modo		Segundo modo	
	f_1 (Hz)	ξ_1 (%)	f_2 (Hz)	ξ_2 (%)
B-N1	11.74	3.16	16.20	2.04
B-N2	11.41	2.02	16.40	1.72
B-N3	13.96	1.81	19.87	2.06
B-S1	15.04	1.46	19.05	2.28
B-S2	14.02	1.86	21.67	1.95
B-S3	14.21	1.57	18.23	1.88



Por otra parte, en las pruebas de marcha humana sobre las losas, se obtuvieron los registros de aceleraciones verticales de las losas y sus respectivos indicadores de desempeño vibratorio VDV. En la Figura 28 y Figura 29 se muestran algunos resultados de este tipo de ensayo.



Las aceleraciones máximas generadas en los pisos estuvieron entre 0.5 y 1.5 m/s². Por otra parte, los indicadores VDV en jornada día estuvieron entre 0.2 y 1.6 m/s^{1.75}.

ENSAYOS DE LARGO PLAZO

A continuación, se muestran los resultados de los ensayos a largo plazo. Se midió la deflexión al centro de cada vano de las vigas durante 130 días, con dos diales colocados en cada vano. Las mediciones fueron diarias al comienzo del ensayo, para luego pasar a ser dos a la semana y el último mes una vez a la semana. Las vigas se orientaron en dirección Norte-Sur, por lo que el nombre de los transductores es *North* (Norte en inglés) y *South* (Sur en inglés). Los resultados de ambas vigas se muestran en la Figura 30 y Figura 31.

De la Figura 30 se observa que la luz norte de la viga (*North span*) se comportó mucho más rígido que la viga del lado sur (*South span*). Sin embargo, se cree que la medición del lado norte no es correcta debido al estado y antigüedad de los diales. Se observa una tendencia al aumento en la deflexión de la losa, a pesar del paso del tiempo. Además, se observa una caída abrupta del dial *South span 2* al final de la medición, lo que se debe a que el dial dejó de medir la deformación correctamente por un golpe inintencional por labores asociadas al funcionamiento del laboratorio de estructuras.

De la Figura 31 se observa de inmediato que se trata de una viga más flexible que la viga con conector *Rothoblaas*. Este resultado no era esperado ya que se demostró en la sección ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. que la conexión tipo *Notch* tiene mayor rigidez que la conexión tipo tornillo. Esto implica que la conexión no se está comportando como se esperaba, al igual que lo reportado en los ensayos de flexión. Otra cosa que llama la atención en la Figura 31 es que el dial *South span 2* al momento de sacar las alzaprimas, contrajo una contra flecha que se mantuvo durante varios días, y solo comenzó a deflectarse una vez que se añadió la carga. Sin embargo, se cree que esta contra flecha se debe en realidad a un error al momento de sacar las alzaprimas, que alteró la medición del dial.

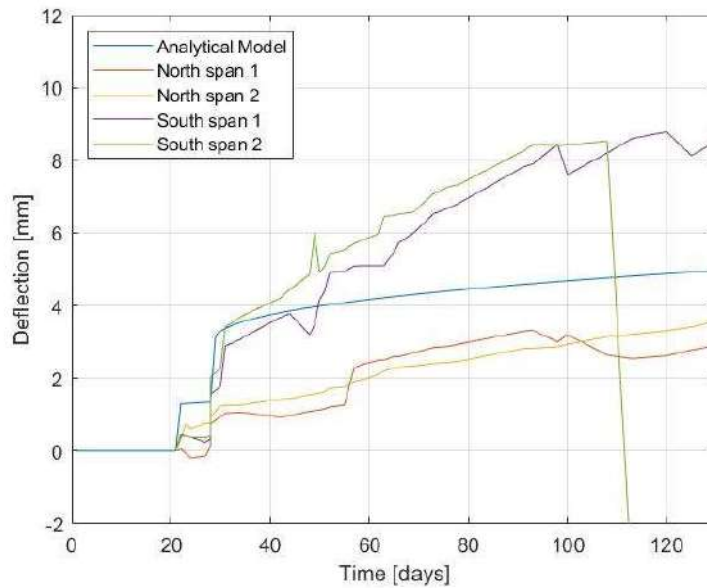


Figura 30 Deflexión máxima en ambos vanos para viga con conector Rothoblaas.

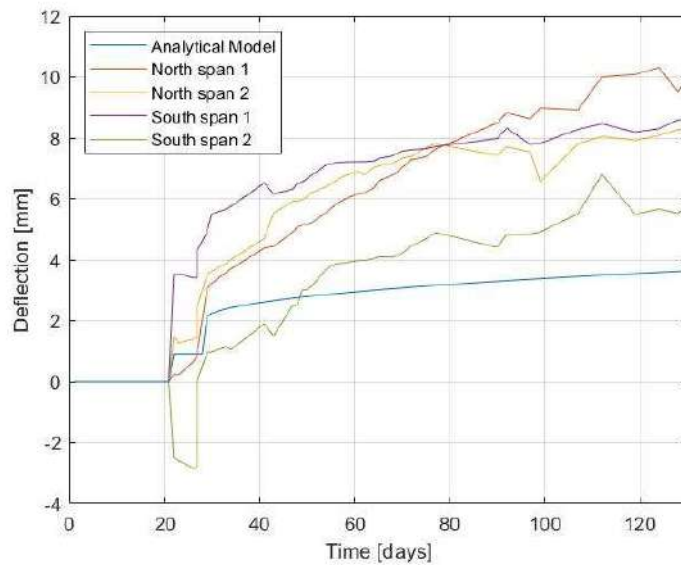


Figura 31 Deflexión máxima en ambos vanos para viga con conector Notched.

También se agregaron en ambas Figuras la predicción del modelo analítico, con la leyenda de *Analytical Model*. De la Figura 30 se observa que si bien el modelo predice muy bien la deflexión del vano sur el día de aplicación de la carga (día 28), no es capaz de predecir correctamente la deflexión al centro en el tiempo, donde los resultados son más flexibles que el modelo. Esta falla en el modelo puede deberse a una serie de cosas, donde las principales teorías corresponden a:

- Modelación del *creep* del hormigón de forma incorrecta: el fenómeno del *creep* es un fenómeno reológico complejo, para el cual existen modelos predictivos como el CEB90 utilizado en esta investigación. Sin embargo, este modelo considera el *creep* cuando el concreto está en compresión, y podría ser una fuente de error en el modelo, ya que en este caso en el apoyo continuo se tiene concreto en tracción.
- Modelación del *creep* de la madera de forma incorrecta: si bien este fenómeno también influye al hormigón, en el caso de la madera se trata de un fenómeno aún más complejo, ya que la madera se ve afectada por variaciones termo higrométricas. El modelo intenta considerar estos efectos con lo propuesto por Fragiacomio (2006), sin embargo, esos datos están calibrados para otro tipo de madera y clima.
- Influencia del *creep* de los clavos del NLT: como todo material, el acero no está exento de sufrir deformaciones diferidas en el tiempo debido a cargas permanentes. Este factor no está considerado en el modelo y es una probable fuente de error.

En el caso de la probeta B-N3, la predicción del modelo tiene un mayor error comparado a la probeta B-S3, como se observa en la Figura 31, donde la predicción al día 130 es alrededor de un 47% de lo medido experimentalmente. Esto corresponde a un error inaceptable en términos ingenieriles, por lo que no se puede proponer este modelo para el diseño de estas losas. Sumado a las fuentes de error presentadas anteriormente, en este caso se agrega lo siguiente:

- Comportamiento de la conexión *notch*: si bien se realizó un estudio de la conexión con ensayos de corte, en esos casos el hormigón siempre estuvo comprimido. En este caso, en el apoyo continuo, el hormigón se encuentra traccionado y es muy probable que el comportamiento de la conexión sea distinto (menor módulo de deslizamiento), como fue identificado en otro caso por Sebastian y otros (2016).
- Mal hormigonado: la presencia de nidos puede alterar la resistencia del *notch*, debido al mecanismo de funcionamiento de este, el cual se produce netamente por contacto y roce entre la madera y el hormigón. La presencia de nidos reduce el área de contacto y por tanto puede reducir la rigidez de la conexión, concluyendo en una viga más flexible de lo esperado.

A modo de prueba, se realizó un modelo analítico para predecir el comportamiento de la losa con conexión tipo *notch*, pero considerando condiciones de simple apoyo. La predicción y los resultados de los ensayos se muestran en la Figura 32. Se puede observar que incluso para el modelo con la condición de simple apoyo, el resultado experimental es más alto. Esto es una clara muestra de que alguna de las propiedades consideradas en el modelo (unas ensayadas y otras especificadas por el fabricante) no refleja lo que se tuvo durante el ensayo experimental, como puede ser el módulo de deslizamiento de la conexión, módulo elástico del hormigón o de la madera.

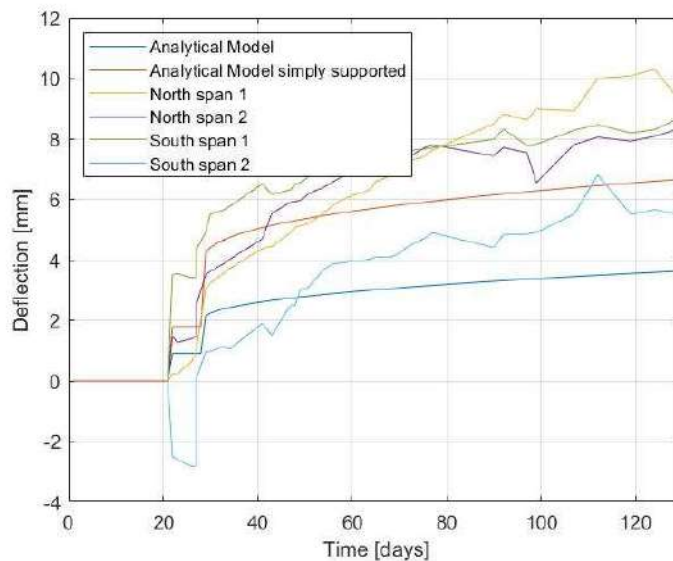


Figura 32 Deflexiones a largo plazo para viga con conector notch, incluyendo caso simplemente apoyado.

PROPUESTA DE DISEÑO

DISEÑO A FLEXIÓN PARA LOSAS CON CONEXIÓN TIPO TORNILLO

Se ha mencionado que el método gamma no es capaz de predecir el comportamiento de las probetas TCC con condiciones de borde distintas a simplemente apoyadas. Por lo tanto, en esta sección se comparará la predicción de este método con la predicción del método de Girhammar (2009), que en la sección anterior se demostró adecuado para diseñar probetas con conexión tipo tornillo para cargas de servicio. La sección transversal será la misma que la ensayada en esta investigación, mientras que los casos de carga variarán para analizar su influencia en la predicción de los modelos.

Según el Eurocódigo 5 (1995), para vigas continuas se pueden utilizar las expresiones del método gamma con L igual a 0,8 veces la luz correspondiente. Sin embargo, el método gamma no se aplica a las cargas puntuales, por lo que es necesario realizar un análisis especial. Para comparar ambos métodos para una carga puntual en la mitad del vano, se aplica una carga distribuida equivalente para el método gamma para producir el mismo momento en la mitad del vano y en el apoyo para una losa empotrada-simplemente apoyada. En la Tabla 3 se muestra un resumen de los resultados.

Puede observarse en la Tabla 3 que tanto el método Gamma como el método de Girhammar predicen una deflexión similar en la mitad de la luz de la losa para una carga distribuida, con una diferencia insignificante. Sin embargo, cuando se aplicó la carga puntual, las diferencias empezaron a crecer. Para el caso de carga número 2, el momento flector positivo máximo para la losa empotrada-simplemente apoyada se emuló considerando una viga simplemente apoyada con luz igual a $L=4500\text{mm}$. La predicción del método Gamma sobrestimó la flexión máxima en un 38%. Al reducir la luz equivalente a $0.8L=3600\text{mm}$, y aplicar una carga equivalente para emular el momento negativo máximo en el apoyo para una viga empotrada-simplemente apoyada, el error en la

predicción aumentó al 66%, mientras que cuando el momento a emular fue el positivo máximo, el error creció hasta el 146%.

Tabla 3 Comparación entre el método gamma y el método Girhammar para predecir la deflexión vertical.

Caso	Estado de carga	Deflexión máxima		
		Método girhammar [mm]	Método gamma [mm]	Error [%]
1	Carga distribuida 200 kPa	0.99	0.97	-0.21
2	Carga puntual 20kN (Simplemente apoyado)	5.08	7.05	38
3	Carga puntual 20kN (Momento negativo)	5.08	8.46	66
4	Carga puntual 20kN (Momento positivo)	5.08	12.54	146

Este análisis demuestra que para losas NLT-hormigón, cuando el estado de carga es distinto a una carga distribuida y las condiciones de borde son distintas a simplemente apoyada, el método actual para el diseño de losas madera-hormigón, método gamma, no es apto para diseñar. Por lo tanto, se propone el uso del método Girhammar (2009) para losas con conexión tipo tornillo que cumplan las condiciones anteriores.

DISEÑO A FLEXIÓN PARA LOSAS CON CONEXIÓN TIPO NOTCH

Debido a que el método Girhammar subestimó el desempeño de las probetas con conector tipo *notch*, es que se realizó un análisis extra para buscar la razón del fallo. Debido al presupuesto del proyecto, la fabricación y el ensayo de nuevas probetas NLTC con conector tipo *notch* con el doble clavado en las *butt-joints* no era una opción. Por lo tanto, se realizó un modelo numérico para emular los resultados de los ensayos.

El modelo numérico se implementó en el software SAP2000 v21. Para evitar un alto costo computacional, se aprovecharon las condiciones de geometría de las probetas, y, por lo tanto, solo se modeló un vano. Los tipos de elementos finitos incorporados en el modelo fueron 5 para poder simular de buena forma las distintas fuentes de flexibilidad de estas losas híbridas madera-hormigón.

La cara superior de las losas correspondía a una placa de hormigón armado, modelada a través de elementos finitos cuadriláteros tipo Shell isotrópicos, pero no-lineales por capas (Shell-layered nonlinear). Estos elementos permitieron incorporar la malla de acero de refuerzo y el hormigón con sus respectivas curvas tensión-deformación, para simular efectos de agrietamiento en el hormigón y fluencia por tracción en el acero.

Luego, directamente debajo de la placa de hormigón armado, se incorporaron una serie de resortes no lineales, del tipo "gap" y "multilinear elastic links", para simular la superficie de contacto entre el hormigón armado y la placa NLT. Los elementos tipo "gap" se asignaron como resortes verticales con una alta rigidez a compresión y una nula rigidez a tracción, para modelar el contacto entre el hormigón y la madera en las zonas que no habían notches. Por otra parte, los elementos "multilinear elastic link" se utilizaron para modelar el contacto entre el hormigón y la madera en la zona de los

notches. Las propiedades de estos últimos resortes se obtuvieron de los ensayos a corte de los notches.

Finalmente, inmediatamente debajo de los resortes se modelaron los elementos de madera que componen la placa NLT. Cada pieza de madera se modelo a través de elementos tipo shell, con propiedades no lineales ortotropicas, y separadas en las zonas de los butt-joints. Para conectar a las piezas de madera entre sí se usaron resortes del tipo "multi linear elastic link", ubicados según el plan de clavado de las probetas, y que tenían propiedades típicas de rigidez de este tipo de conexiones. En la Figura 33 se muestra un esquema del modelo numérico implementado, mientras que en la Figura 34 se muestra la comparación entre los resultados experimentales y los resultados de la modelación numérica antes detallada.

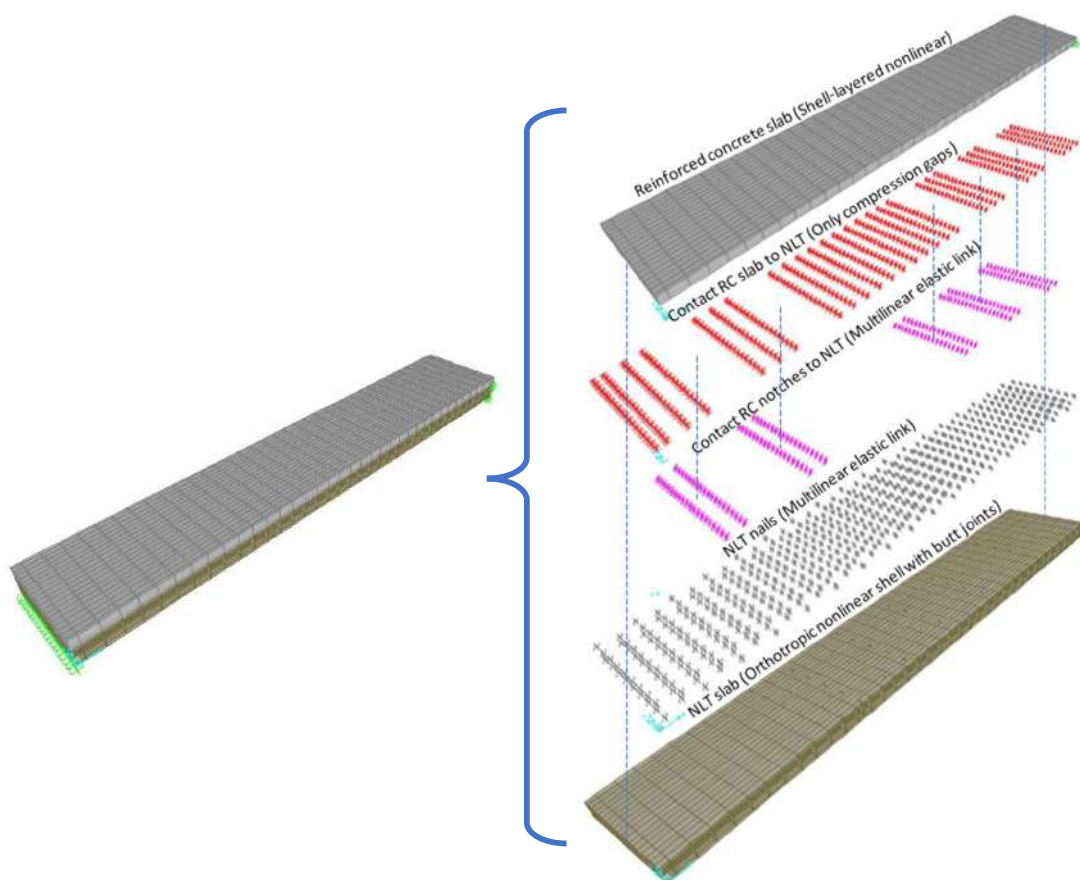


Figura 33 Modelo numérico de las losas con notches en software SAP2000.

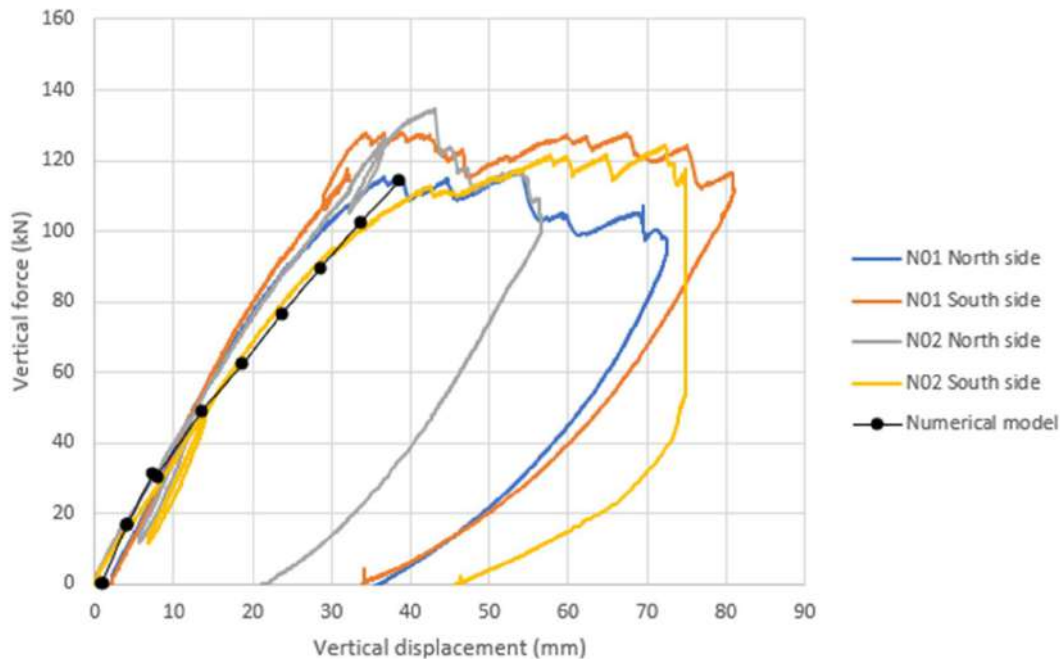


Figura 34 Comparación entre resultados experimentales y modelo numérico implementado.

De la Figura 34 se puede observar que existe un muy buen ajuste entre el modelo numérico implementado y los resultados de los ensayos experimentales, por lo que esta técnica de modelación puede ser aplicada en otros contextos constructivos de este tipo de losas híbridas.

DISEÑO CONSIDERANDO DESEMPEÑO VIBRACIONAL

De acuerdo con el análisis de los resultados dispuestos durante el proyecto realizado, se propone considerar lo siguiente para el diseño de losas NLTC:

Desde el punto de vista del desempeño vibratorio de las losas, se observa que estas cumplen con los requisitos normativos internacionales más básicos, consistentes en tener frecuencias de vibración verticales sobre los 9 Hz. De hecho, las losas evaluadas tuvieron frecuencias fundamentales de vibración vertical entre 11.41 y 15.04 Hz, superando de forma adecuada el valor límite normativo. Sin embargo, es conocido a nivel internacional que tener una alta frecuencia de vibración vertical no garantiza que los pisos no generen molestias en los usuarios, por lo que se debe utilizar indicadores de desempeño vibratorio que estén relacionados de forma más directa con el nivel de vibraciones generados por desplazamientos de personas.

En ese sentido, el indicador VDV evaluado en las pruebas de marcha humanas en las losas, dan una información y predicción más precisa de las eventuales molestias en los usuarios por vibraciones verticales excesivas. Los resultados del indicador VDV sugieren que las losas evaluadas podrían generar posibles comentarios adversos en los usuarios, ya que los valores medios de $VDV_{\text{día}}$ se

movieron entre 0.4 y 0.8 m/s^{1.75}. Estos rangos de valores son aceptables en la mayoría de los contextos de uso de las losas, sin embargo, podría ser inadecuados en contextos donde existan usuarios y/o equipamientos más sensibles a las vibraciones excesivas. Por lo tanto, en esos escenarios, se recomienda dar mayor rigidez vertical a las losas, sin agregar mucho peso, lo que se podría lograr aumentando la altura o mejorando el grado estructural de las piezas de madera que componen a la placa NLT.

DISEÑO EN EL LARGO PLAZO

Con los resultados mostrados en la sección ENSAYOS DE LARGO PLAZO, no es posible proponer un método de diseño analítico para el comportamiento de losas madera-hormigón sin antes realizar una nueva campaña experimental, con los hallazgos de esta investigación. Se propone entonces realizar una nueva investigación bibliográfica y campaña experimental, considerando lo siguiente:

1. Estudio del comportamiento del hormigón en el tiempo (*creep*) cuando está sometido a tracción: como se mencionó anteriormente, existen varios modelos para predecir el comportamiento del hormigón en el tiempo cuando está sometido a tensiones de compresión. Sin embargo, no existen la misma cantidad de estudios cuando el hormigón está sometido a tensiones de tracción, las cuales debido a las propiedades de una viga empotrada resultan de ser de alto impacto.
2. Estudio del *creep* de la conexión *notch* con el hormigón sometido a tracción: se propone la realización de ensayos experimentales de la conexión *notch*, con una condición que genere agrietamiento en el hormigón para medir el módulo de deslizamiento de la conexión en este caso. Se evaluó la posibilidad de realizar este ensayo en este proyecto, pero no estaba contemplado dentro del presupuesto, por lo que se evaluará su realización a través de otros proyectos de investigación. La configuración de ensayo propuesta es la siguiente:

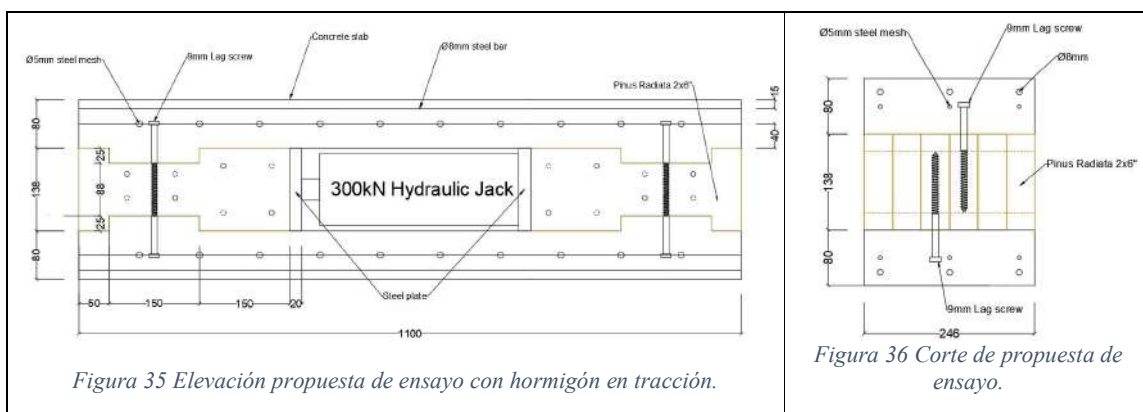


Figura 35 Elevación propuesta de ensayo con hormigón en tracción.

Figura 36 Corte de propuesta de ensayo.

3. Estudio del comportamiento reológico en el largo plazo del NLT: con este estudio y campaña experimental se pretende caracterizar el comportamiento en el largo plazo del NLT, lo que incluye el comportamiento de la madera y los clavos. En cuanto a la campaña experimental, se debería ensayar bajo la misma configuración de lo desarrollado en esta investigación, pero con una losa de NLT desnuda. También se debería medir la humedad diaria de la probeta en distintos puntos, para poder registrar diariamente los cambios de humedad de la probeta, y relacionarlos con la humedad relativa y temperatura ambiente.

En el caso del modelo de predicción del comportamiento en el largo plazo, este estudio sentó las bases e identificó fenómenos que impactan al comportamiento de vigas continuas. Estos fenómenos no habían sido estudiados antes debido a que, de acuerdo con el conocimiento de los autores y otros investigadores internacionales a los que se le consultó, es primera vez que se realizan ensayos en el largo plazo de losas madera-hormigón continuas. Por lo tanto, y si bien no era el objetivo inicial, se espera que esta investigación sienta las bases para estudios posteriores que se vayan a llevar a cabo.

REFERENCIAS

- Adema, A., Santa María, H., & Guindos, P. (2022). Analysis of instant and long-term performance of timber-concrete floors with boundary conditions other than simply supported. *Engineering Structures*(254).
- Bathon, L., & Bletz, O. (2006). Long term performance of continuous wood-concrete-composite systems. *9th world conference on timber engineering 2006, WCTE*, (págs. 502-507).
- Ceccotti, A., Fragiaco, M., & Giordano, S. (2007). Long-term and collapse test on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. *Materials and Structures*, 40.
- CEN. (2000). EN 26891: 2000. Timber structures – Joints made with mechanical fasteners –General principles for the determination of strength and deformation characteristics .
- Dias, A., Kuhlmann, U., Kudla, K., Mönch, S., & Dias, A. (2018). Performance of dowel-type fasteners and notches for hybrid timber structures. *Engineering Structures*(171).
- Dias, A., Schanzlin, J., & Dietsch, P. (2018). *Design of timber-concrete composite structures: A state of the art report by COST Action FP1402/WG 4*.
- European Committee for Standardization. (1995). *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. Brussels.
- Frangiaco, M. (2006). Long-term behavior of timber-concrete composite beams II: Numerical analysis and simplified evaluation. *Journal of Structural Engineering*, 132(1), 23-33.
- Frangiaco, M. (2012). Experimental behaviour of a full-scale timber-concrete composite floor with mechanical connectors. *Materials and Structures*, 45(11), 1717-1735.

- Fragiacomo, M., & Ceccoti, A. (2006). Long-term behavior of timber-concrete composite beams I: Finite element modeling and validation. *Journal of Structural Engineering*, 132(1), 13-22.
- Fragiacomo, M., Gutkowski, R., Balogh, J., & Fast, R. (2007). Long-term behavior of wood-concrete composite floor/deck systems with shear key connection detail. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1307-1315. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007))
- Guindos, P. (2019). *Conceptos Avanzados del Diseño Estructural con Madera: Parte I* (Vol. 1). Santiago, Chile: Ediciones UC.
- Guindos, P. (2019). *Fundamentos del Diseño y la Construcción con Madera*. Santiago, Chile: Ediciones UC.
- Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., & Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood-concrete beams. *Construction and Building Materials*, 22(6), 1059-1066. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013>
- Jaaranen, J., & Fink, G. (2022). Experimental and numerical investigations of two-way LVL-concrete composite plates with various support conditions. *Engineering Structures*, 256, 114019.
- Rothoblaas. (n.d.). *CTC Connector for Timber-To-Concrete floors. Technical report*.
- Sebastian, W., Mudie, J., Cox, G., Piazza, M., Tomasi, R., & Giongo, I. (2016). Insight into mechanics of externally indeterminate hardwood-concrete composite beams. *Construction and Building Materials*.
- Sebastian, W., Webb, S., & Nagree, H. (2020). Orthogonal distribution and dynamic amplification characteristics of partially prefabricated timber-concrete composites. *Engineering Structures*, 219, 110693.
- Shephard, A., Fischer, E., Barbosa, A., & Sinha, A. (2021). Fundamental behavior of Timber Concrete Composite Floors in Fire. *Journal of Structural Engineering*.
- Su, J., Leroux, P., Lafrance, P.-S., Berzins, R., Gratton, K., Gibbs, E., & Weinfurter, M. (2019). *Nail Laminated Timber Compartment Fire Tests*. National Research Council Canada.
- Yeoh, D., Fragiaco, M., Buchanan, A., & Gerber, C. (2009). Preliminary research towards a semi-prefabricated LVL-concrete composite floor system for the Australasian market. *Australian Journal of Structural Engineering*, 9(3). doi:<http://dx.doi.org/10.1080/13287982.2009.11465025>
- Zhang, L., Zhou, J., & Hei Chui, Y. (2022). Development of high-performance timber-concrete composite floors with reinforced notched connections. *Structures*, 39, 945-957. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.03.074>

4.- INFORME DESEMPEÑO FLEXIÓN 2

INFORME TÉCNICO 2 – Desempeño a flexión

CAMPAÑA EXPERIMENTAL

MATERIALES

El hormigón, la impresión 3D y el tornillo utilizado para los ensayos se encuentran descritos con mayor detalle en la primera parte de este informe. A continuación, se presentarán las propiedades principales de los adhesivos epóxicos utilizados.

- Adhesivo Epóxico

Para esta investigación cinco tipos de adhesivos epóxicos de la marca Sika® fueron analizados, los cuales se encuentran disponible en el mercado nacional. La Tabla 1 muestra los costos de cada uno de los adhesivos (señaladas por el fabricante) y la abreviatura asignada, siendo estas de carácter relevantes para el análisis posterior.

Tabla 1: Denominación adhesivo epóxico y su costo asociado (sin IVA).

Sigla	Adhesivo	Costo neto (sin IVA)
AD1	Sikadur®-330	\$90.270
AD2	Sikadur® 300	\$107.510
AD3	Sikadur® AnchorFix-4	\$22.215
AD4	Sikadur® 31 CF Rapid	\$48.495
AD5	Sikadur® 31 Hi-Mod Gel	\$48.255

A continuación, se presentará una pequeña descripción de cada producto junto con sus principales usos y propiedades, información obtenida de las fichas técnicas de la página web de Sika® (<https://chl.sika.com>).

- AD1: Sikadur®-330

Sikadur®-330 es una resina epóxica adhesiva para impregnación compuesta por dos componentes. Principalmente es utilizado como refuerzo de tela Sika Wrap®, imprimación para sistemas de aplicación en húmedo y como adhesivo para placas Sika® Carbodur® en ranuras. Su presentación consta de un juego de 5 kg (parte A+B), cuyas partes se entregan previamente predosificadas. Al momento de realizar la mezcla y alcanzar una homogeneidad, el adhesivo toma un aspecto gris claro (Sika Chile, 2016).



Figura 1: Sikadur®-330, elaboración propia.

La Tabla 2 muestra un resumen de las propiedades físicas y mecánicas del adhesivo especificadas por el fabricante.

Tabla 2: Información del producto Sikadur®-330.

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	~3800	N/mm^2
Resistencia a la tracción	~30	N/mm^2
Módulo de elasticidad a tracción	~4500	N/mm^2
Elongación a rotura	~0,9	%
Resistencia de Adhesión en tracción	Falla del hormigón a > 4	N/mm^2
Proporción de la mezcla	Parte A : Parte B = 4 : 1 (en peso)	[-]
Consumo	De 0,7 a 1,5	kg/m^2
Temperatura Ambiente	+10 min. / + 35 máx.	$^{\circ}C$

- AD2: Sikadur®-300

Sikadur®-300 es una resina epóxica adhesiva para impregnación compuesta por dos componentes. Principalmente es utilizado como impregnación para tejido de reforzamiento Sika Wrap® e imprimación para sistemas de aplicación en húmedo. Su presentación consta de un juego de 5 kg (parte A+B), cuyas partes se entregan previamente predosificadas. Al momento de realizar la mezcla y alcanzar una homogeneidad, el adhesivo toma un aspecto líquido amarillo claro a traslúcido (Sika Chile, 2016).



Figura 2: Sikadur®-300, elaboración propia.

La Tabla 3 muestra un resumen de las propiedades físicas y mecánicas del adhesivo especificadas por el fabricante.

Tabla 3: Información del producto Sikadur®-300.

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	~2800	N/mm^2
Resistencia a la tracción	~45	N/mm^2
Módulo de elasticidad a tracción	~3500	N/mm^2
Elongación a rotura	~1,5	%
Resistencia de Adhesión en tracción	Falla del hormigón a > 4	N/mm^2
Proporción de la mezcla	Parte A : Parte B = 100 : 34,5 (en peso)	[—]
Consumo	De 0,4 a 1,0	kg/m^2
Temperatura Ambiente	+15 min. / + 40 máx.	$^{\circ}C$

- AD3: Sikadur® AnchorFix-4

Sikadur® AnchorFix-4 corresponde a un sistema epóxico para anclajes estructurales. Principalmente es utilizado para anclaje de pernos, barras de acero y fijaciones especiales en hormigón, anclajes en albañilería, pegado de enchapes, reparación estructural de grietas con espesor no mayor a 6 mm, mantenimiento preventivo en sellado de grietas nuevas o existentes para proteger acero de refuerzo, fijación de elementos estructurales (prefabricados, vigas, escaleras, entre otros), y pegado de materiales como hormigón, metal, vidrio, madera, acero, entre otros (Sika Chile, 2021).



Figura 3: Sikadur® AnchorFix-4, elaboración propia.

La Tabla 4 muestra un resumen de las propiedades físicas y mecánicas del adhesivo especificadas por el fabricante.

Tabla 4: Información del producto Sikadur® AnchorFix-4.

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	~5175	MPa
Resistencia a la tracción	~46	MPa
Módulo de elasticidad a compresión	~2829	MPa
Elongación a rotura	~1,3	%
Resistencia al corte	~26	MPa
Proporción de la mezcla	Parte A : Parte B = 1 : 1 (en volumen)	[-]
Consumo	1,5	kg/litro

- AD4: Sikadur®-31 CF Rapid

Sikadur®-31 CF Rapid es un adhesivo epóxico rápido de dos componentes. Principalmente se utiliza como mortero de reparación y pegado para elementos de hormigón, piedra natural, cerámicas, fibrocemento, albañilería, acero, madera, poliéster y vidrio; mortero de reparación y adhesivo para esquinas y bordes, relleno de perforaciones y espacios; y, finalmente, relleno de juntas y sellado de fisuras (Sika Chile, 2016).



Figura 4: Sikadur®-31 CF Rapid, elaboración propia.

La Tabla 5 muestra un resumen de las propiedades físicas y mecánicas del adhesivo especificadas por el fabricante.

Tabla 5: Información del producto Sikadur®-31 CF Rapid.

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad a compresión	~6000	N/mm^2
Resistencia a la flexión	De 26 a 30	N/mm^2
Resistencia a la tracción	De 18 a 19	N/mm^2
Módulo de elasticidad a tracción	~5500	N/mm^2
Elongación a rotura	~0,5 +- 0,1	%
Resistencia de Adhesión en tracción	Falla del hormigón a > 4	N/mm^2
Proporción de la mezcla	Parte A : Parte B = 2 : 1 (en peso)	[-]
Consumo	De 1,94	kg/m^2
Temperatura Ambiente	+5 min. / + 20 máx.	°C

- Sikadur®-31 Hi-Mod Gel

Sikadur®-31 Hi-Mod Gel es un adhesivo epóxico de dos componentes. Principalmente se utiliza como unión de elementos de hormigón, fibrocemento, acero, fierro, aluminio, mármol, piedra, madera, vidrio, cerámica, piezas de resinas de poliéster o epoxi; relleno rígido de juntas de poco espesor; anclaje de fierros, pernos, soportes, tirantes y maquinarias; y reparación de aristas y caras del hormigón a la vista (Sika Chile, 2020).



Figura 5: Sikadur®-31 Hi-Mod Gel, elaboración propia.

La Tabla 6 muestra un resumen de las propiedades físicas y mecánicas del adhesivo especificadas por el fabricante.

Tabla 6: Información del producto Sikadur®-31 Hi-Mod Gel.

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	~430	MPa
Resistencia a compresión	~74	N/mm ²
Resistencia a flexión	42	MPa
Resistencia de Adhesión en tracción	3 – 3,5	MPa
Proporción de la mezcla	Parte A : Parte B = 1 : 1,18 (en peso)	[–]
Consumo	~1,7	kg/m ²

ENSAYO DE COMPRESIÓN

El ensayo de compresión consta de dos partes, las cuales se presentan a continuación.

- Ensayo de compresión: primera parte

Con el fin de garantizar que las propiedades mecánicas del hormigón utilizado sean iguales o mayores a los valores definidos por diseño, se realizaron ensayos de compresión tipo monotónico según la normativa ASTM C 39/ C 39M – 01 (American Society for Testing and Materials, 2001), disponiendo de 6 cilindros cuyas dimensiones contemplan 10 centímetros de diámetro y 20 centímetros de alto. Las muestras fueron ensayadas a los 14 y 28 días utilizando una prensa hidráulica facilitada por el Centro de Innovación del Hormigón, ubicado en la Sede San Joaquín de la Pontificia Universidad Católica de Chile, como se observa en la Figura 6. Se realizó un tratamiento de desmoldado y curado a las probetas durante el periodo que duró el ensayo, simulando las condiciones reales de fabricación de losas.



Figura 6: Prensa hidráulica, Centro de Innovación del hormigón.

- Ensayo de compresión: segunda parte

Considerando los valores obtenidos en la primera parte se estima conveniente realizar nuevamente un ensayo a compresión, esta vez utilizando muestras obtenidas de una de las losetas fabricadas. Esto debido principalmente a que poseen las mismas propiedades, condiciones de curado y almacenamiento que las otras probetas. Así pues, de una loseta de corte menor prismáticas de medidas $30 \times 6 \times 30 \text{ cm}$ (*ancho x alto x largo*) se obtienen 4 cilindros de 5 cm de diámetro y altura variable, cuyas propiedades iniciales son indicadas en la Tabla 7.

Tabla 7: Propiedades de las muestras cilíndricas para ensayar a compresión, segunda parte.

Testigo	Altura, L [mm]	Diámetro, D [mm]	Área [mm^2]	Razón de aspecto, L/D [-]	Factor de corrección, [-]
1	58	54	2290	1,1	0,894
2	55	54	2290	1	0,87
3	58	54	2290	1,1	0,894
4	56	54	2290	1	0,87

La normativa utilizada para este ensayo corresponde a la ASTM C 39/C 39M-01 (American Society for Testing and Materials, 2001), considerando especialmente el apartado 8.2 referente a la relación de aspecto que deben tener las probetas utilizadas y su factor de corrección.

Por su parte, la Figura 7 (a) muestra específicamente la loseta de donde fueron extraídas las muestras y su ubicación exacta; (b) uno de los cilindros a ensayar y, por último, (c) la prensa utilizada para realizar el ensayo, la cual fue facilitada por el laboratorio de DECON (Dirección de la Escuela de Construcción Civil de la Pontificia Universidad Católica de Chile).

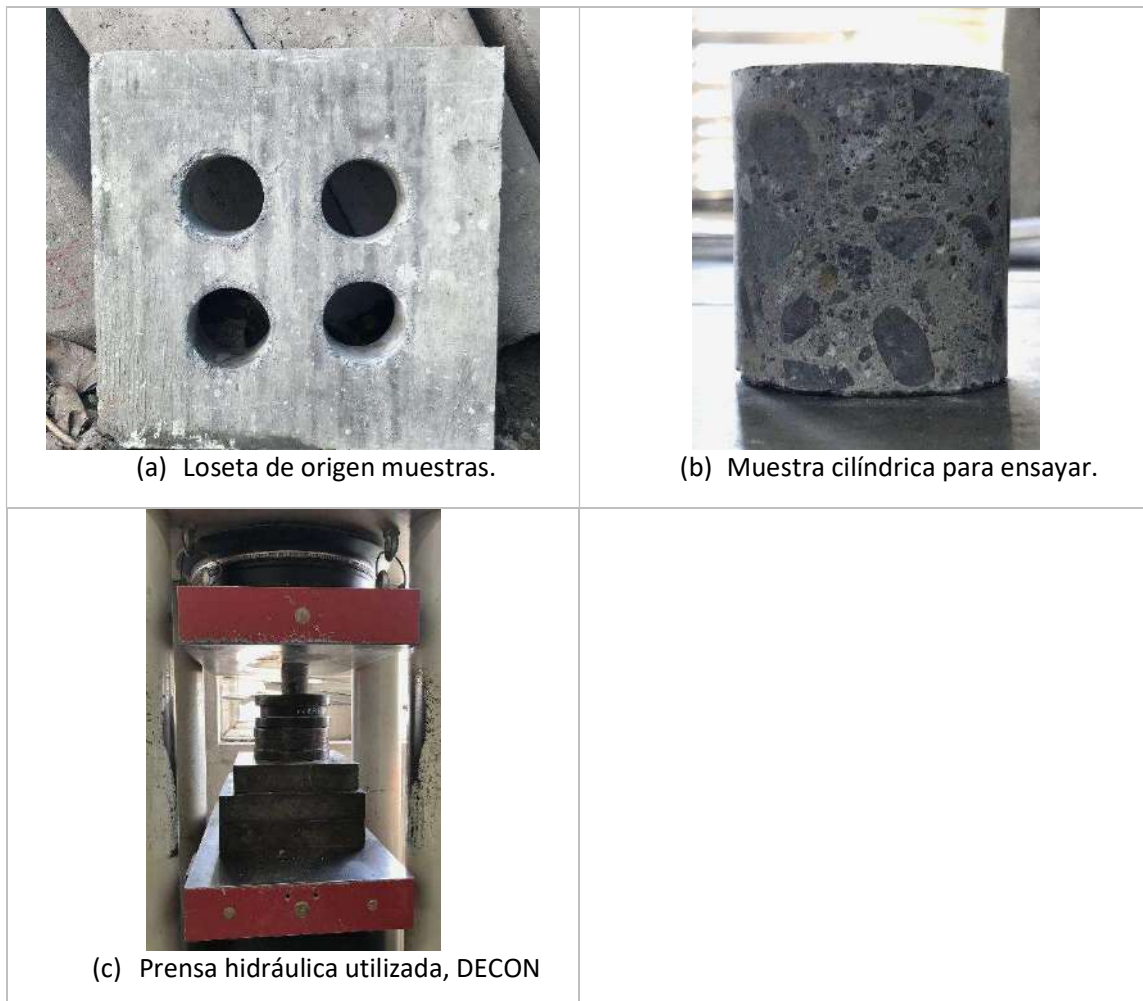


Figura 7: Componentes ensayo a compresión segunda parte.

ENSAYO PULL-OFF

El ensayo Pull-Off en esta investigación es utilizado para medir la resistencia a tracción de los diferentes adhesivos epóxicos disponibles, cuyo fin último es entregar información que permita seleccionar tres de los cinco adhesivos en base a su relación costo/resistencia.

Se utilizó como instrumento de medición un *Pull-Off Bond Strength Tester* de tipo automático, facilitado por el DECON, mostrado en la Figura 8 (a) y (b). Como recurso adicional se utilizó adhesivo epóxico *Araldite Hobby* (Figura 8 (c)) para unir la placa de ensayo del aparato a la muestra de madera, como será detallado más adelante. Los resultados proporcionados corresponden a la fuerza máxima alcanzada (en kN y MPa) y al tiempo respectivo (en segundos).

La fabricación de las probetas consideró un pulido previo y posterior limpieza de la superficie del hormigón. De esta forma, se buscaba exponer el agregado grueso y generar una mayor adherencia con el adhesivo epóxico debido a una mayor porosidad (Fu, Yan, Thielker, & Kasal, 2021), como se observa en la Figura 8 (d).



Figura 8: Componentes ensayo Pull-Off primera parte.

El ensayo consta de dos partes debido a que la forma de falla en la primera etapa no fue la esperada.

- Ensayo Pull-Off: Parte 1

La configuración de este ensayo está determinada por cinco cilindros de Madera Laminada Encolada (CLT) unidos a una loseta de hormigón mediante el adhesivo *Araldite Hobby*, como se puede observar en la Figura 9. Los cilindros poseen 5 cm de diámetro en la base y una altura de 9,9 cm, esta última definida por el espesor de las 3 capas de CLT que lo compone. Las losetas de hormigón, por su parte, de dimensiones 20x10x60 cm (ancho x alto x largo), están reforzadas por una malla de acero $\varnothing 5 @ 10 \text{ cms}$ para facilitar su traslado y evitar grietas. Así, cinco losetas son ensayadas (una

por cada adhesivo epóxico), más una extra cuyo propósito principal es obtener visualmente los diferentes tipos de falla por epóxico en una misma probeta.



Figura 9: Probetas ensayo Pull-Off, elaboración propia.

Con el fin de distinguir cada loseta se utilizó una abreviatura específica, como se puede observar en la Figura 10. Esta sigla contempla el tipo de losa (TCC: Timber Concrete Composite), el tipo de ensayo (PO: Pull-Off), el número de la loseta (por ejemplo, L1: Loseta N°1) y el tipo de adhesivo (por ejemplo, AD1: Adhesivo N°1). Además, se incluye un distintivo para cada uno de los cilindros presente en la loseta. De esta forma, manteniendo el formato utilizado en la loseta, se agrega además el número del cilindro correspondiente (por ejemplo, N1: muestra N°1).



Figura 10: Vista frontal probeta de ensayo Pull-Off para adhesivo AD1.

Para este ensayo se utilizó la normativa ASTM D7234 – 12 (American Society for Testing and Materials, 2012), aplicando una fuerza de tracción paralela al eje vertical de los cilindros de madera utilizados. La Figura 11 (a) y (b) muestra la configuración del ensayo, requiriendo de soportes adicionales que permitieran alcanzar la altura óptima para realizar el ensayo.

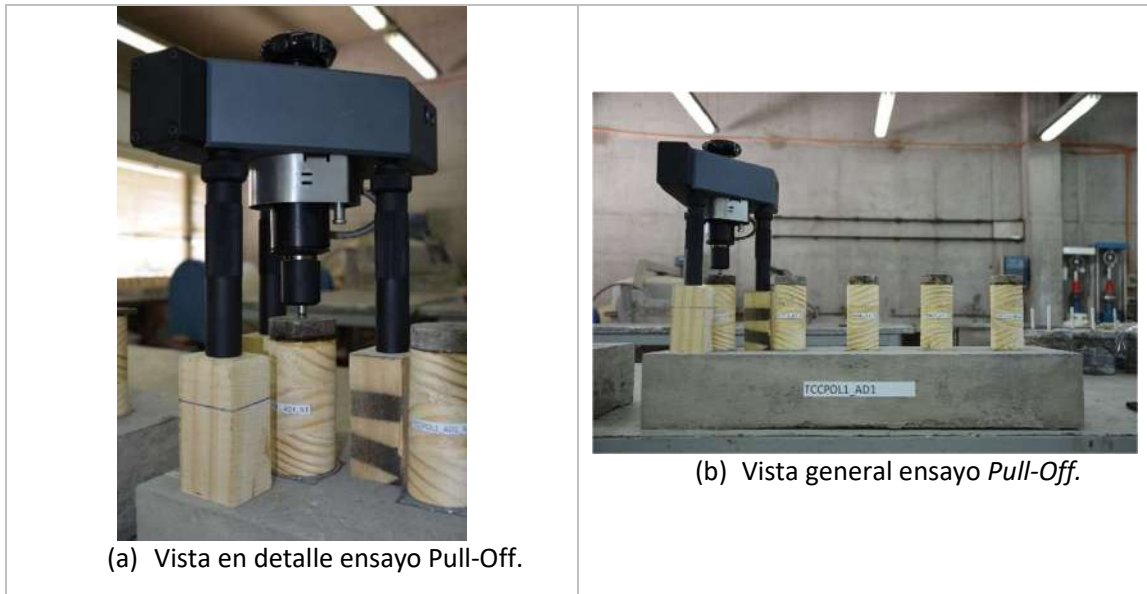


Figura 11: Probeta ensayo Pull-Off.

- Ensayo Pull-Off: Parte 2

Debido a que el 70% de los ensayos realizados en la etapa anterior presentaron falla en una de las capas de CLT que conforman los cilindros, se decide realizar nuevamente el procedimiento, pero esta vez considerando sólo una capa de CLT en aquellas muestras que se mantuvieron adheridas a la loseta. Para esto, se realizó un corte a la altura de la primera capa inferior (aproximadamente 3,3 cm sobre la superficie de hormigón), siendo posteriormente lijado y nivelado para finalmente limpiar con diluyente y adherir a la placa de acero, como se observa en la Figura 12 (a), (b) y (c). Cabe mencionar que las dimensiones de los demás elementos se mantuvieron. Por su parte, la Figura 12 (d) presenta parte de las losetas antes de ensayar, evidenciando la cantidad variable de muestras por adhesivo.



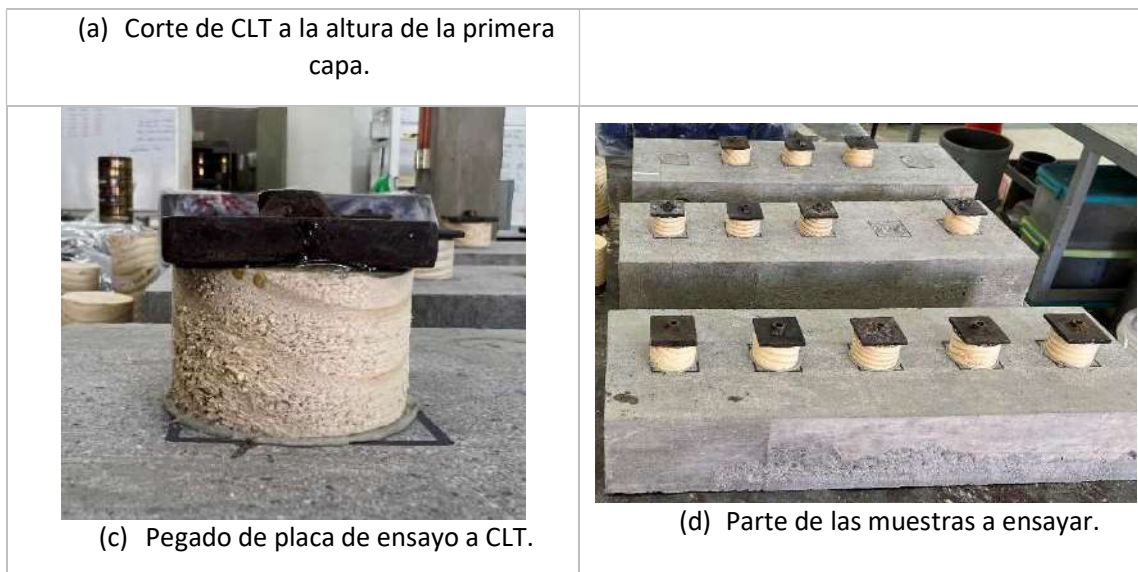


Figura 12: Procedimiento de fabricación losetas para Pull-Off parte 2.

ENSAYO DE CORTE MENOR

Este ensayo tiene como principal objetivo obtener la resistencia del adhesivo epóxico frente a esfuerzos de corte. Para este propósito, se realizaron dos configuraciones de ensayo, cuyo fin último es beneficiarse de las posibilidades que ambos ensayos entregan y determinar si el área de contacto utilizado para el adhesivo epóxico afecta en el rendimiento de este.

- Ensayo de corte menor: probeta cúbica

Tomando como base el artículo escrito por Fu, Yan, Thielker & Kasal (2021), se utilizó una probeta simétrica compuesta por dos secciones de CLT unidas a un bloque de hormigón, cuyas dimensiones en milímetros se observan en la Figura 13 (a). La realización de este ensayo se llevó a cabo en las dependencias del laboratorio de DECON, cuya sede se encuentra en el campus San Joaquín de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Se facilitó para este ensayo el uso de una prensa hidráulica considerando una celda de carga de 10 ton y el uso del laboratorio para fabricar las muestras.

El proceso de fabricación de las muestras contempló el pulido de las caras del hormigón que serían posteriormente unidas al CLT, incluyendo un proceso de limpieza tanto de la superficie del bloque como de la madera para quitar suciedad. Luego, realizando las mezclas de cada adhesivo según las proporciones indicadas por el fabricante, se realizó el pegado de los tres elementos en cuestión, dejándose secar por a lo menos 24 horas. Después, se procede a pintar la superficie de la probeta que quedará visible en el ensayo para así realizar una toma de muestras de *Digital Image Correlation* (DIC), utilizando una cámara réflex con disparos automáticos, midiendo así el nivel de desplazamiento de un campo discreto de puntos a lo largo del ensayo y obtener un mapa de las tensiones presente en cada instante de la prueba.

El ensayo contempló el uso de dos LVDT de alta precisión facilitados por la Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile (DICTUC), debido al tipo de fallo esperado y la escala del ensayo, siendo enumerados de izquierda a derecha considerando la vista frontal. Para restringir verticalmente el desplazamiento de las probetas se utilizaron dos prensas tipo sargento carpintero, cuya interfaz de contacto estaba compuesta por un

sistema de placas y golillas de presión. Estas últimas tienen el fin de asegurar una presión similar ejercida en cada una de las probetas a ensayar y así regular la presión ejercida. Finalmente, se utilizaron unas placas de acero en la parte inferior de la probeta para elevarla 5 milímetros de la superficie de apoyo y garantizar el libre desplazamiento vertical de la probeta al momento de ensayar; y un bloque de madera que ayude a distribuir la fuerza ejercida por la prensa en toda la superficie superior del bloque de hormigón, como se observa en la Figura 13 (b).

El ensayo realizado fue de compresión simple, generando esfuerzos de corte en las interfaces de unión.

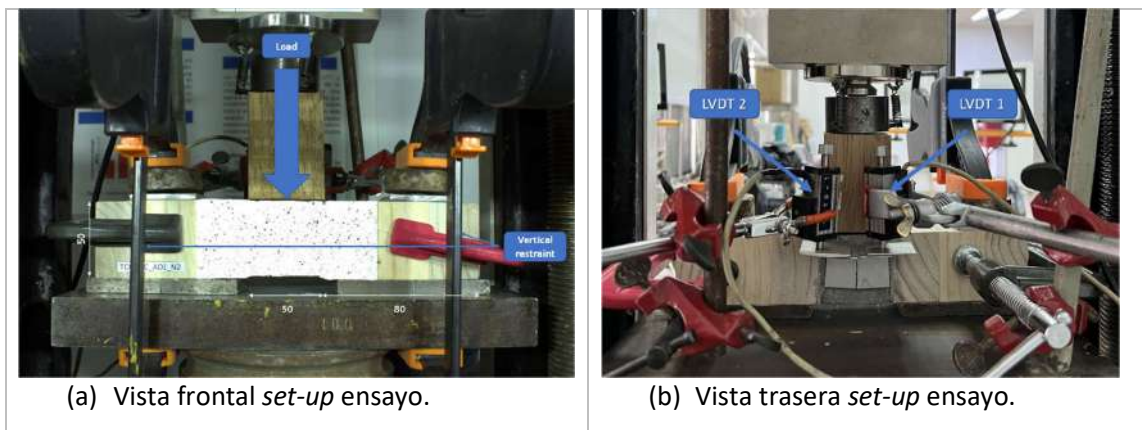


Figura 13: Configuración ensayo de corte menor para una probeta de tipo cúbica.

- Ensayo de corte menor: probeta prismática

Con el fin de observar cómo afecta el dimensionamiento de la probeta en la resistencia a corte por unidad de área, se realiza un segundo ensayo de corte. De carácter simétrico, la probeta se compone por una loseta de hormigón y dos secciones de madera, como se aprecia en la Figura 14. La loseta de hormigón posee una dimensión de $30 \times 30 \times 6$ cm (*ancho x alto x espesor*), mientras que los bloques de madera son de dimensiones $30 \times 30 \times 9,9$ cm (*ancho x alto x espesor*), cambiando únicamente el valor de la tercera componente.



Figura 14: Probetas prismáticas ensayo de corte menor.

La fabricación de la probeta, al igual que en el ensayo de corte anterior, contempló el pulido de la loseta de hormigón por ambas caras que van unidas a la madera, como se observa en la Figura 15 (a). Esto se debe a que (Fu, Yan, Thielker, & Kasal, 2021) demostraron la presencia de una mejor adhesión del adhesivo hacia el hormigón cuando se retiran los primeros 2 milímetros que recubren

la loseta. Así, al momento de unir ambos materiales se realizó una limpieza de la superficie con diluyente para eliminar rastros de polvillo o suciedad que estuviese en la superficie. Posteriormente, se contempló un desfase de 5 cm entre la base del hormigón y los elementos de madera para así garantizar el fallo por esfuerzos de corte (Figura 15 (b)). En teoría, no se esperan mayores desplazamientos relativos entre materiales debido a la rigidez que caracteriza un material como lo es el adhesivo epóxico. Finalmente, respetando las especificaciones del fabricante, se realizó la mezcla de las distintas partes de los adhesivos epóxicos con sus respectivas proporciones y, con ayuda de una espátula, se esparció en ambas caras del hormigón (Figura 15 (d)) para realizar el posterior ensamblaje de las piezas.

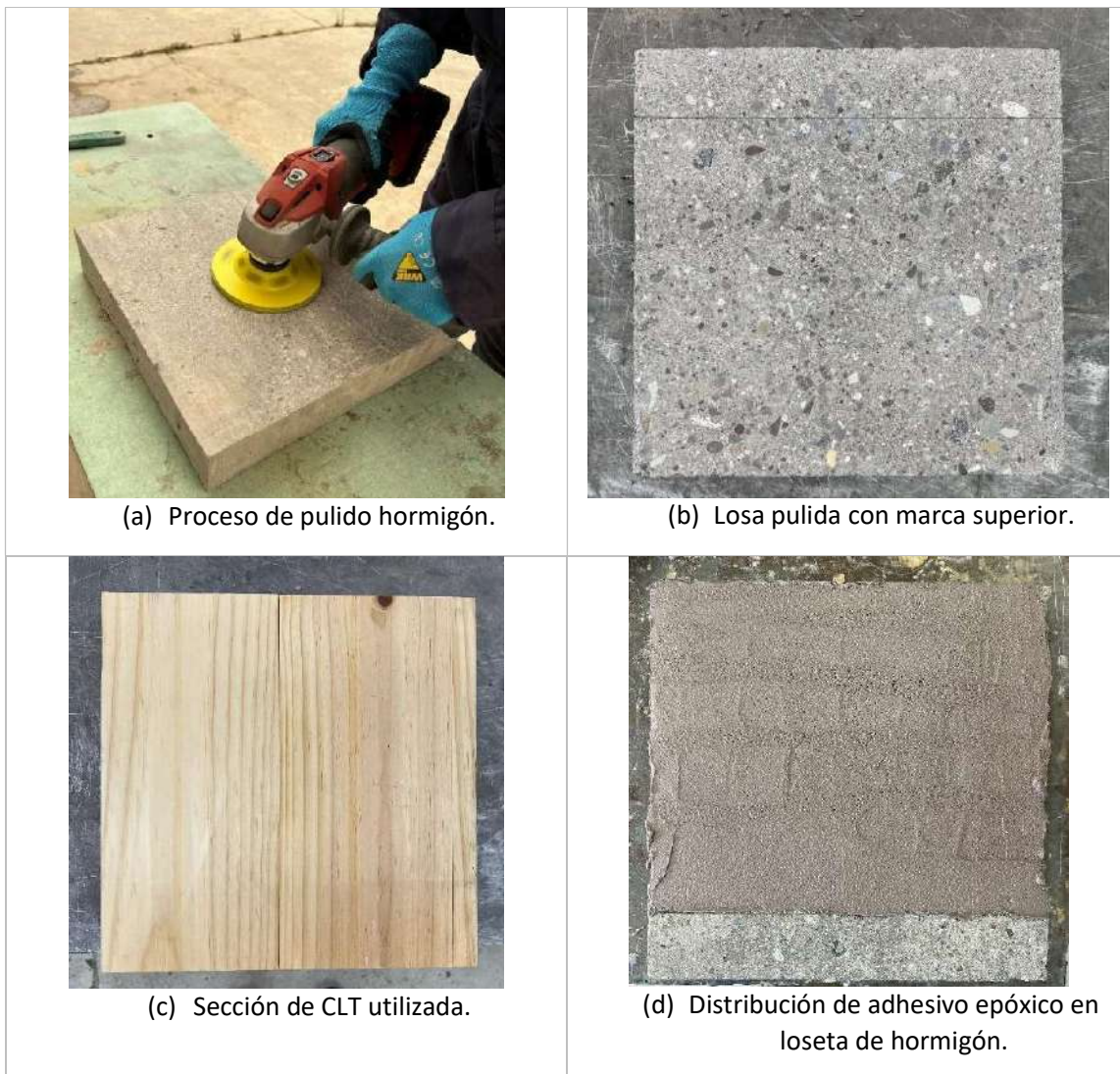


Figura 15: Proceso de fabricación de losetas de corte menor utilizando una probeta de tipo prismática.

Para realizar en ensayo se dispuso en un inicio de una prensa hidráulica facilitada por el laboratorio de construcción de la Escuela de Ingeniería de la Universidad Católica de Chile, la cual alcanza una carga máxima de 270 kN aproximadamente. Por su parte, el *set-up* experimental contempló el uso de cuatro LVDT de alta precisión, uniendo dos en cada cara lateral de la probeta a la sección de CLT,

como se observa en la Figura 16. De esta forma, se colocaron 4 soportes de aluminio que van unidos al hormigón para garantizar la medición relativa entre materiales. Además, se utilizó una celda de carga de 50 ton facilitada por DICTUC para simplificar el posterior procesamiento de datos.

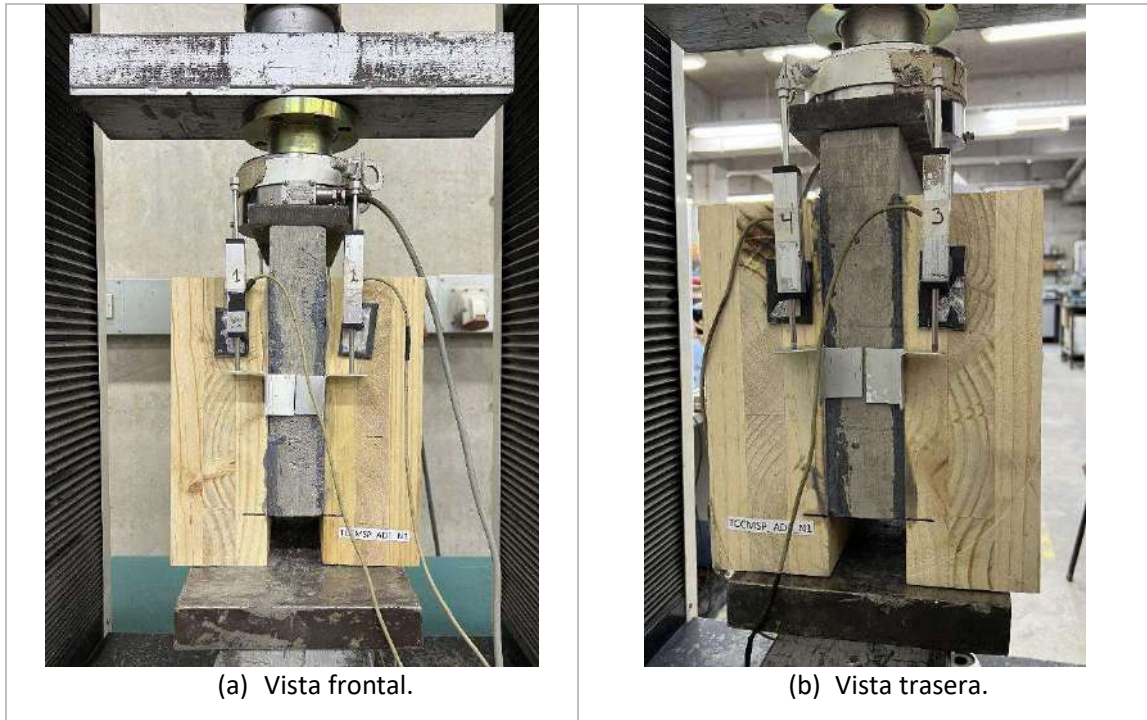


Figura 16: Configuración ensayo de corte menor utilizando una probeta prismática.

Comparando los resultados de ambos ensayos de corte menor realizados anteriormente, se busca obtener el adhesivo con mayor resistencia que permitirá realizar una comparación directa con un tornillo estructural para CLT comercial.

ENSAYO DE CORTE PRINCIPAL

- Ensayo de corte principal: Tornillos

Debido a la dificultad que conlleva configurar una loseta de tipo simétrica al utilizar tornillos como conector entre ambas materialidades, se decide realizar un ensayo asimétrico compuesto por una loseta de hormigón de dimensiones $36 \times 60 \times 6$ cm (ancho x alto x espesor) y una sección de CLT de tres capas cuyas dimensiones son $36 \times 60 \times 9,9$ cm (ancho x alto x espesor) (Figura 17 (c) y (d)).

El proceso de fabricación de la probeta, debido al uso de tornillos y un soporte 3D, no requirió ni de la realización de perforaciones en el hormigón ni de algún tipo de pulido. Por lo tanto, se comenzó cortando el excedente de la impresión 3D que sobresalía del hormigón para facilitar la inserción del tornillo, como se observa en la Figura 17 (a) y (b).

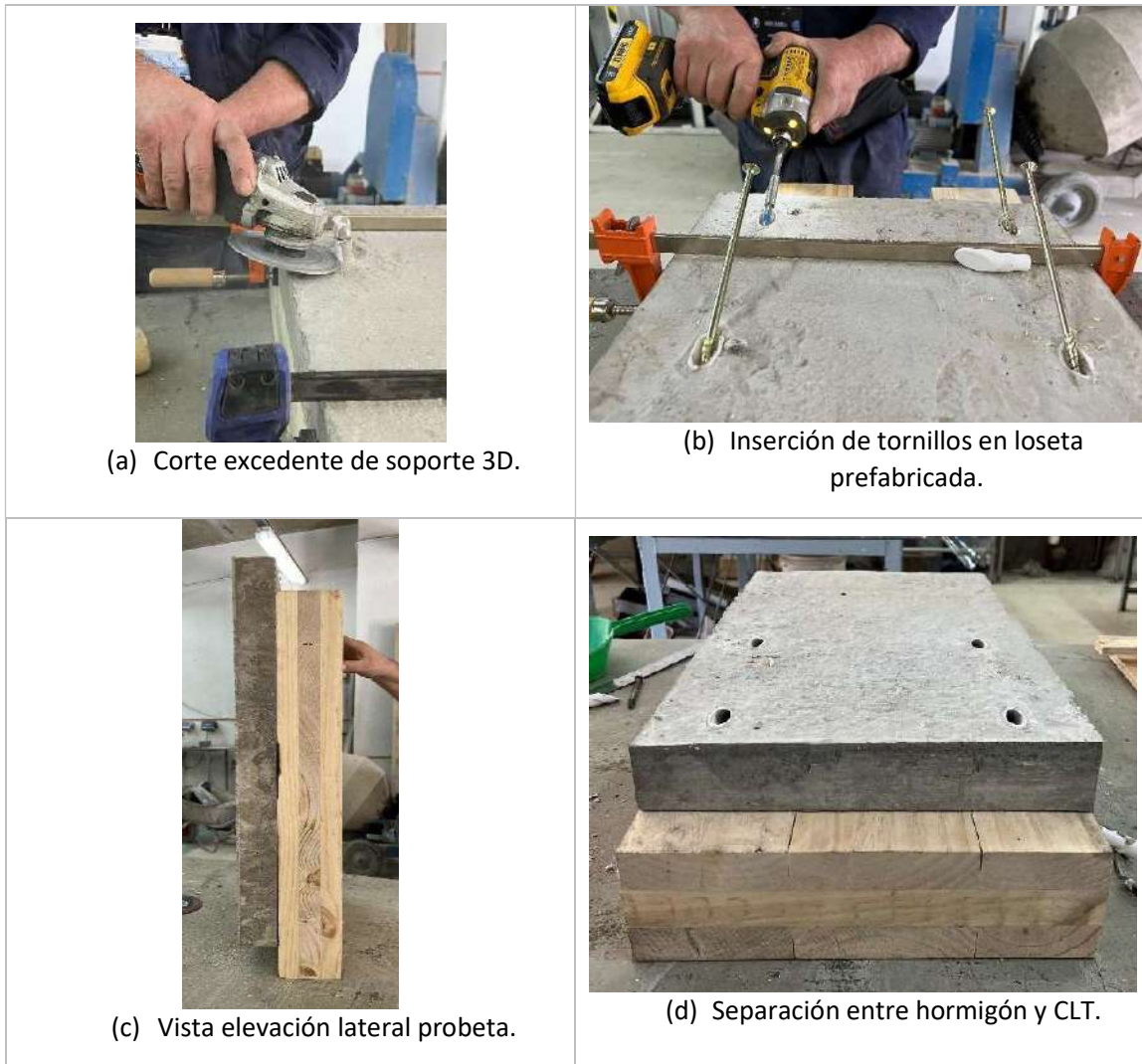


Figura 17: Fabricación loseta para ensayo de corte principal utilizando tornillos.

Para la realización del ensayo se fabricó un soporte metálico cuyo propósito fue impedir los desplazamientos laterales producto de posibles movimientos de rotación de la probeta. De esta forma, el soporte lograba adaptarse al volumen constituido por la loseta mediante un sistema de ajuste brindado por pernos y perfiles móviles. Este último punto es de vital importancia al momento de ensayar debido a diferencias milimétricas presente entre los distintos ejemplares debido a la fabricación de los mismos materiales, permitiendo un ajuste preciso en cada uno de los ensayos. Lo anterior se ve reflejado en la Figura 18, donde se explicita el proceso de montaje del soporte.

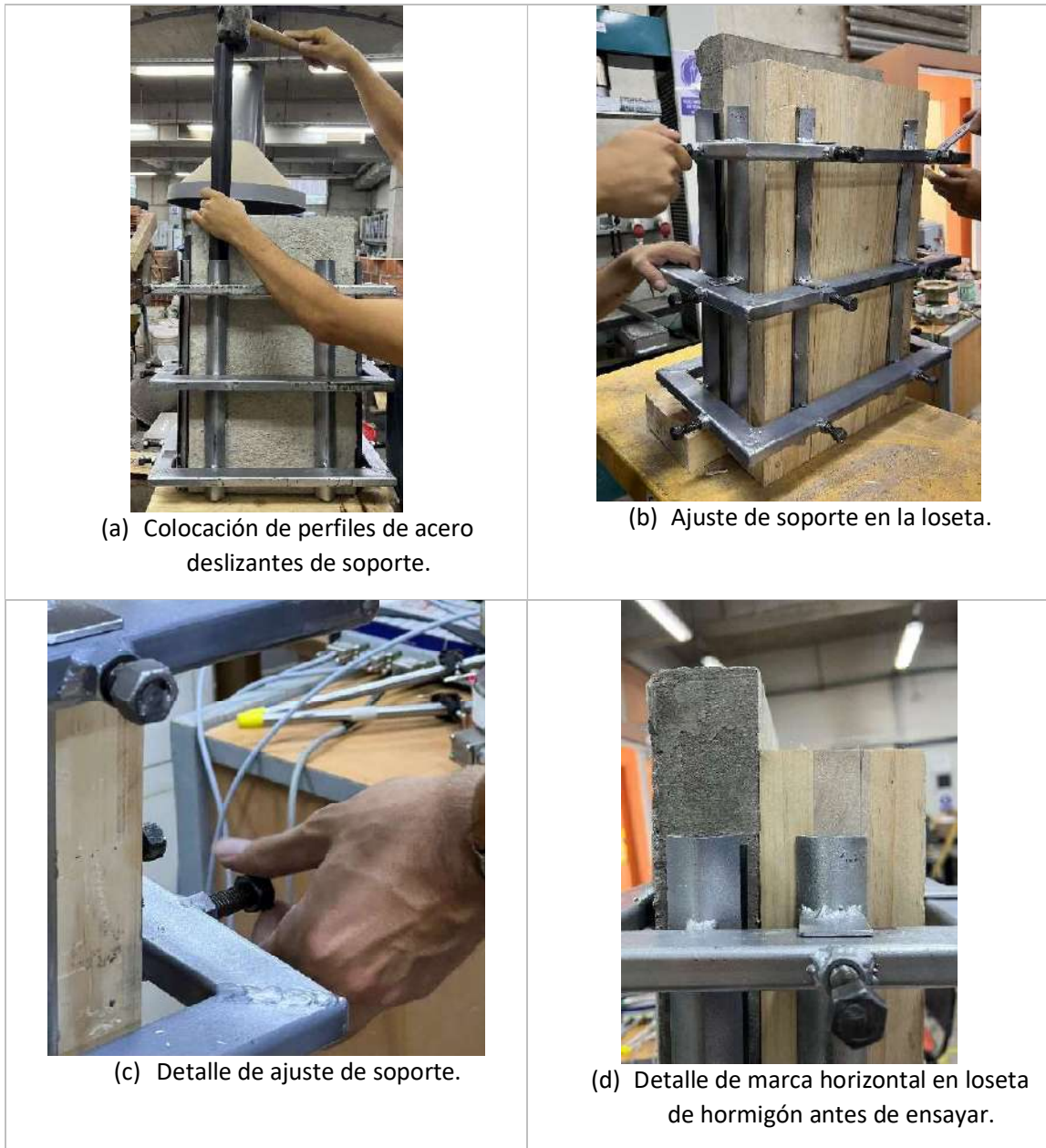


Figura 18: Montaje soporte para ensayo de corte principal asimétrico.

La medición de datos contempla el uso de 4 LVDT, dos por cada cara lateral, unidos al hormigón con la ayuda de prensas y nueces y cuya punta está apoyada en soportes de aluminio unidos al hormigón, como se observa en la Figura 19 (d). De esta forma, se puede medir el desplazamiento relativo entre ambas materialidades. Se utilizó la misma celda de carga anterior y, para evitar posibles complicaciones por el nivel de fuerzas que alcanza el ensayo, se dispuso de un sistema metálico cuya restricción vertical aplicada directamente al soporte impide que la probeta pivotee fuera del plano de la prensa, como se observa en la Figura 19 (b). De manera visual, se realizó una marca transversal al hormigón para evidenciar el nivel de desplazamiento luego de realizar el ensayo.

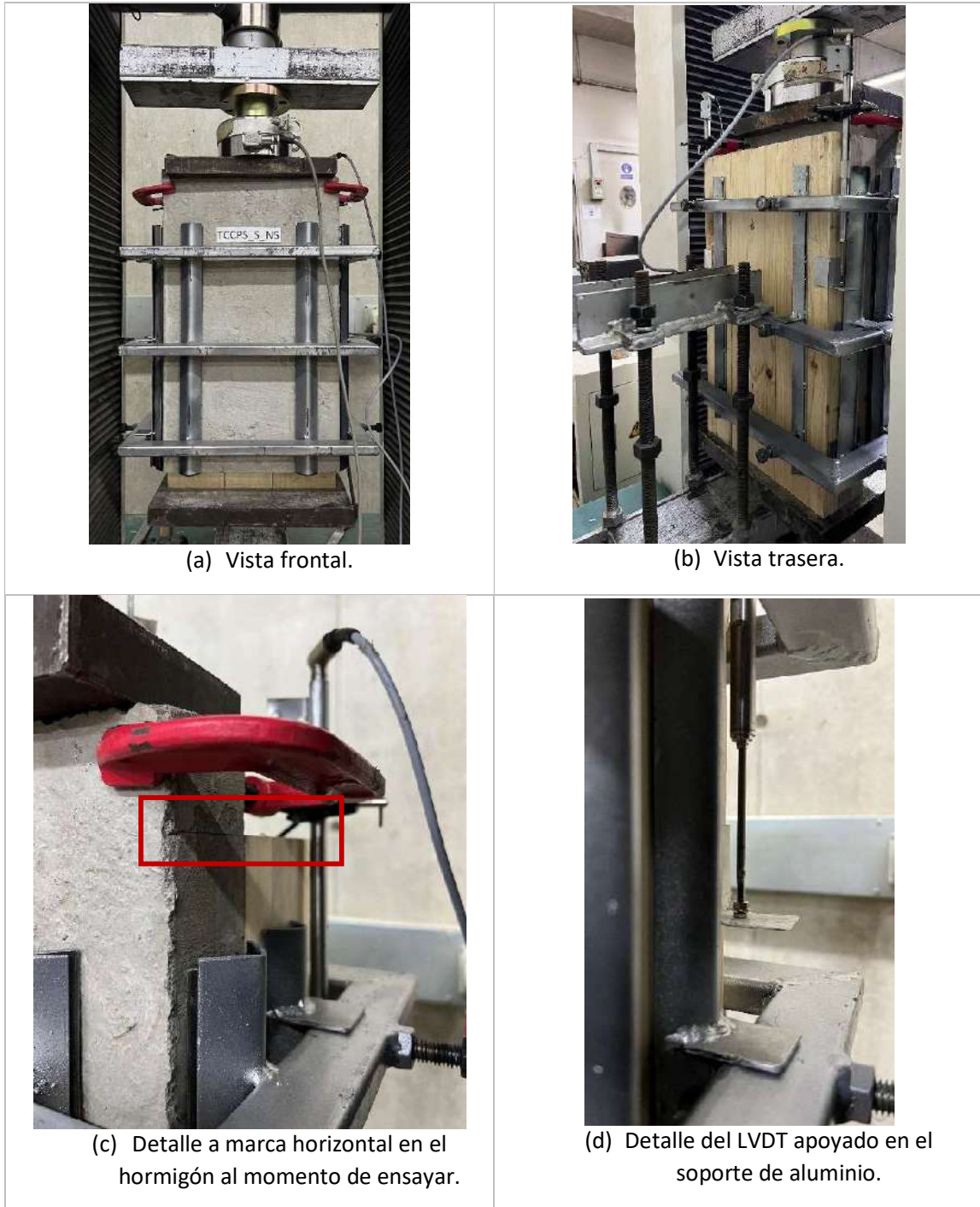


Figura 19: Configuración de ensayo de corte principal para tornillos estructurales.

- Ensayo de corte principal: Adhesivo epóxico

Este ensayo se encuentra en proceso de realización.

RESULTADOS

ENSAYO A COMPRESIÓN

- Ensayo de compresión: primera parte

A continuación, en primera instancia, se presentan los detalles de la serie de probetas ensayadas a los 14 días junto a un análisis propio de cada muestra. Posteriormente, se realiza un análisis global y comparación entre los datos obtenidos.

De la Figura 20 (a) y (b) se puede observar que la muestra 1 presenta un alto nivel de segregación en la cara inferior de la probeta, lo cual evidencia un mal proceso de vibrado al momento de fabricar el ejemplar. Este mismo análisis se puede extrapolar al caso de la muestra 2, ya que la Figura 21 (a) y (b) presentan las mismas cualidades. En cambio, por parte de la muestra 3 se puede observar en la Figura 22 (a) y (b) el nivel de segregación de la muestra es menor.

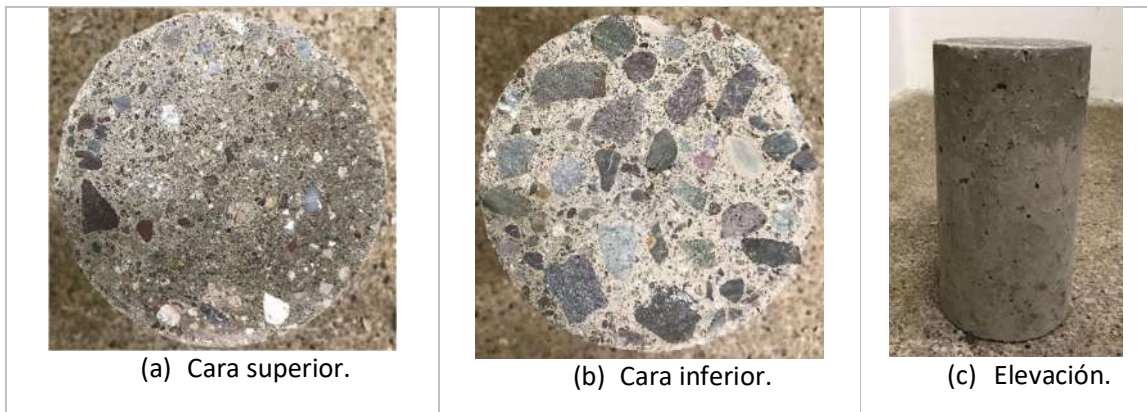


Figura 20: Muestra 1 ensayo a compresión a los 14 días, parte 1.

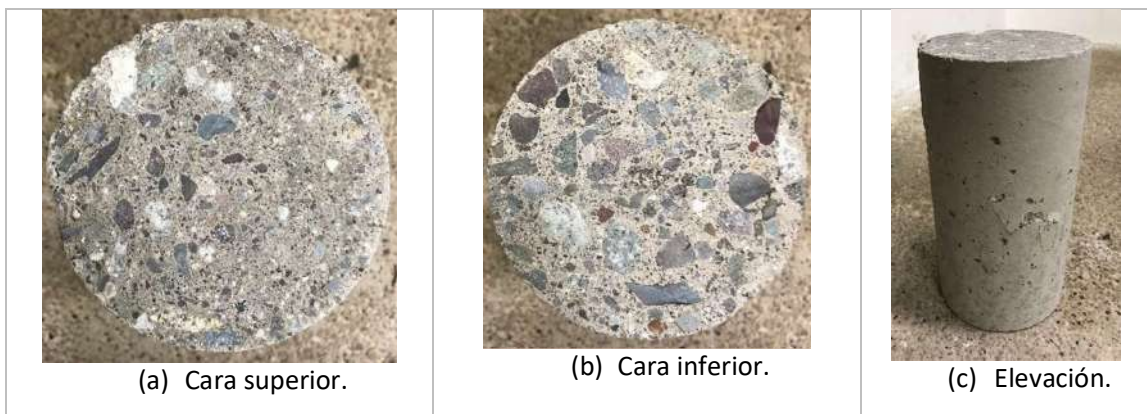


Figura 21: Muestra 2 ensayo a compresión a los 14 días, parte 1.

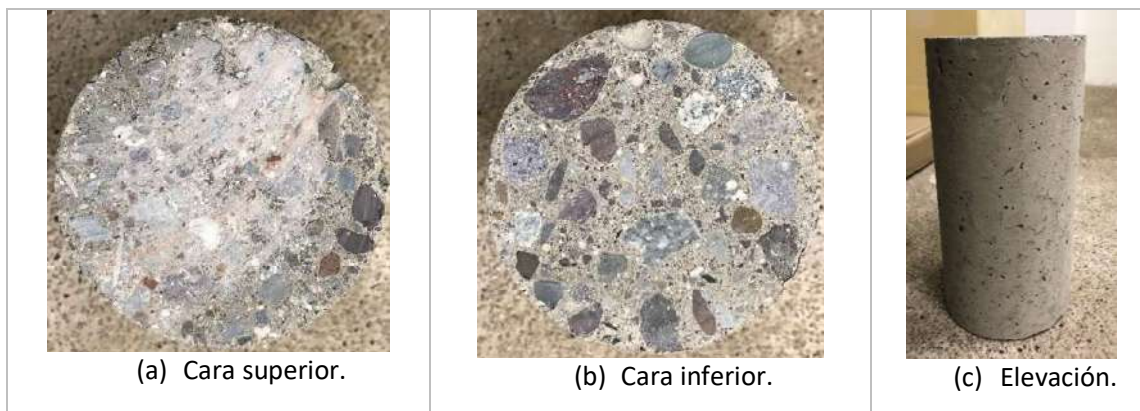


Figura 22: Muestra 3 ensayo a compresión a los 14 días, parte 1.

A continuación, se presentan los gráficos de fuerza a lo largo del tiempo de cada una de las probetas ensayadas, entregando información de la fuerza máxima alcanzada la cual se resume en la Tabla 8. Adicionalmente, el cuarto gráfico entrega un resumen de las curvas obtenidas para así facilitar el dimensionamiento de los valores obtenidos.

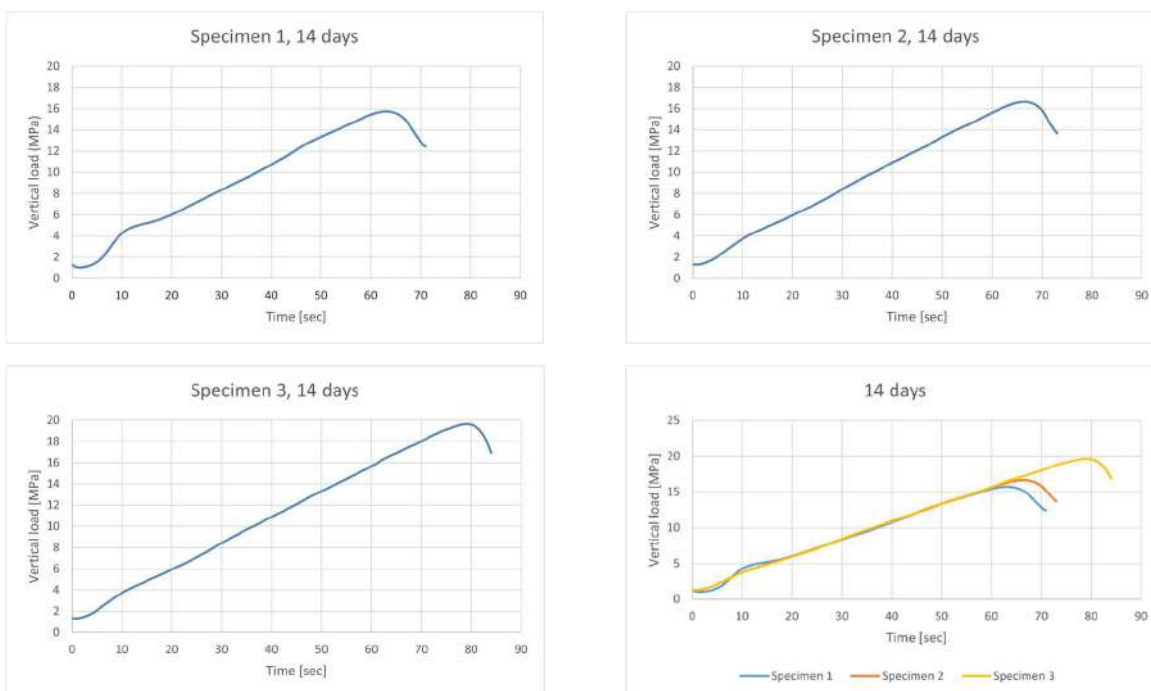


Gráfico 1: Gráfico de carga versus tiempo del ensayo a compresión a los 14 días, parte 1.

Tabla 8: Resistencias máximas frente a compresión de las muestras a los 14 días, parte 1.

Testigo	Resistencia máxima [MPa]
1	15,74
2	16,6
3	19,66
Promedio	17,3



Figura 23: Registro de muestras luego del ensayo a compresión a los 14 días, parte 1.

Considerando que a los 14 días se espera obtener una resistencia aproximada del 80% de la resistencia de diseño, el valor promedio asociado a 17,3 MPa se encuentra por debajo de lo esperado (20 MPa). De igual forma, se realiza el ensayo a los 28 días para ver el nivel de variación de las resistencias.

En la segunda parte de este ensayo, se realiza el mismo procedimiento anterior para las 3 probetas cilíndricas restantes con una edad de 28 días. A continuación, las Figuras XX a), b) y c) muestran el nivel de segregación presente en las probetas, similares a las cualidades encontradas en el ensayo a 14 días para la muestra 1, pero bajando significativamente para las muestras 2 y 3.



Figura 24: Muestra 1 ensayo a compresión a los 28 días, parte 1.



Figura 25: Muestra 2 ensayo a compresión a los 28 días, parte 1.

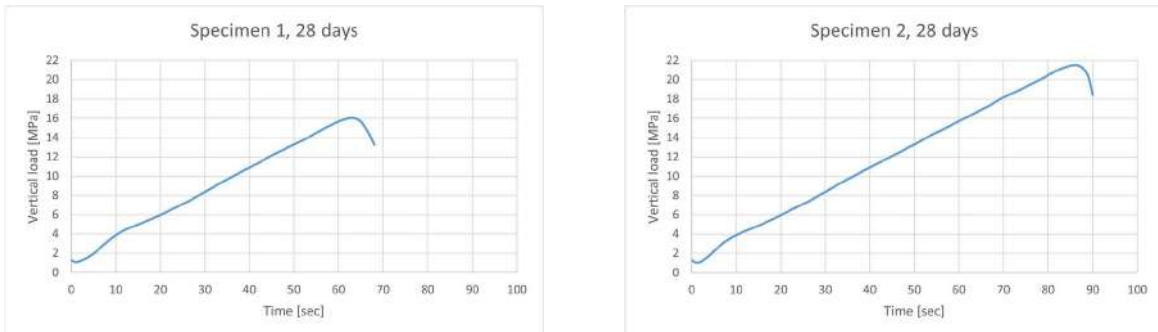


Figura 26: Muestra 3 ensayo a compresión a los 28 días, parte 1.



Figura 27: Registro de muestras antes del ensayo a compresión a los 28 días, parte 1.

A continuación, se presentan los gráficos relacionados al comportamiento frente a compresión de las muestras ensayadas, junto con el cuarto gráfico que permite una comparación directa entre las curvas obtenidas. Al igual que en la sección anterior, la Tabla 9 presenta los valores máximos de resistencia a compresión alcanzados por las muestras junto con el promedio.



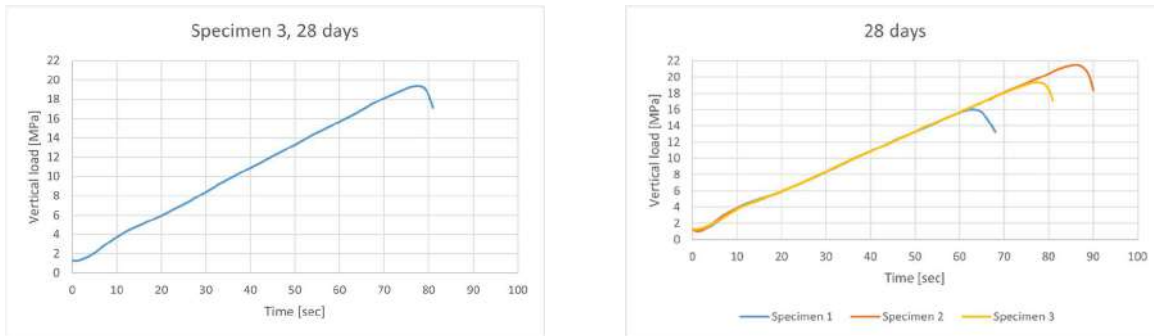


Gráfico 2: Gráfico de carga versus tiempo del ensayo a compresión a los 28 días, parte 1.

Tabla 9: Resistencias máximas frente a compresión de las muestras a los 28 días, parte 1.

Testigo	Resistencia [MPa]
1	16,62
2	21,52
3	19,36
Promedio	19,2

Se observa un aumento de resistencia en los ejemplares analizados, sin embargo, esta resistencia promedio no logra alcanzar siquiera el 80% de la resistencia de diseño, entregando un mal desempeño del hormigón. Considerando que pudieron existir problemas con el almacenamiento y fraguado de las probetas, se decide realizar un segundo ensayo a compresión, esta vez utilizando testigos de una de las losetas fabricadas, como se muestra en el apartado a continuación.

- Ensayo de compresión: segunda parte

La Figura 28 muestra las distintas formas de fallas presente en las muestras analizadas. Se observa que las grietas visibles corresponden en su mayoría a fallas por compresión (grietas en sentido vertical).



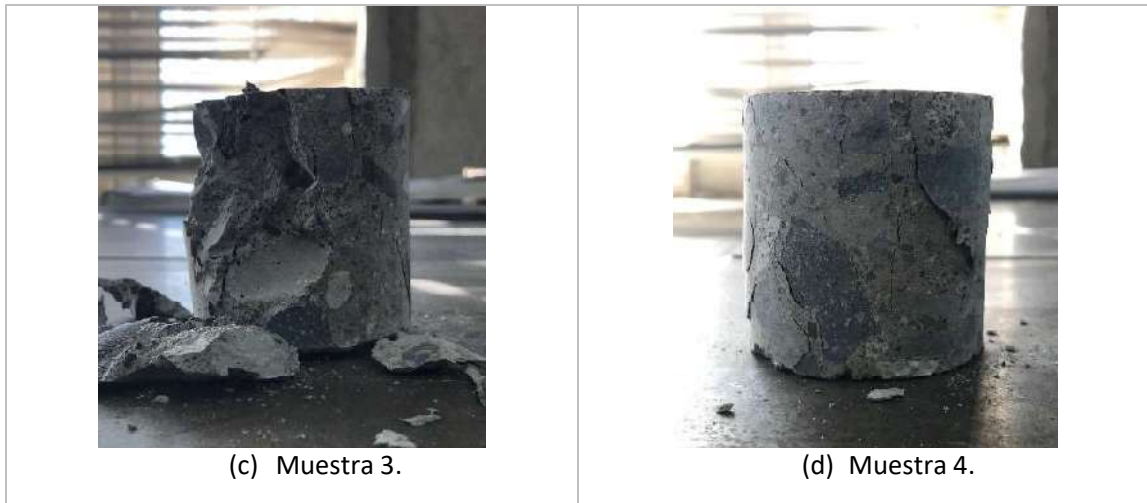


Figura 28: Falla por compresión en muestras analizadas.

Los resultados obtenidos en el ensayo a compresión junto con la corrección por forma se muestran en la Tabla 10, obteniendo un valor promedio de resistencia por área corregida en base a la relación de aspecto aproximado igual a 30 N/mm^2 .

Tabla 10: Resistencia por área corregida para cada muestra de hormigón ensayada a compresión.

Testigos	Resistencia [kN]	Área [mm ²]	Resistencia por área [N/mm^2]	Relación de aspecto, L/D	Factor de corrección	Resistencia corregida [N/mm^2]
1	85,4	2290	37,3	1,1	0,894	33,34
2	79,6	2290	34,8	1	0,87	30,24
3	63,4	2290	27,7	1,1	0,894	24,75
4	83,3	2290	36,4	1	0,87	31,64

De esta forma, al tener una resistencia promedio mayor a 25 N/mm^2 , se cumple con la resistencia característica (f'_c) para un hormigón G25. Por lo tanto, el hormigón es adecuado para la realización de los ensayos posteriores.

ENSAYO PULL-OFF

- Ensayo de Pull-Off: Parte 1

A continuación, la Tabla 11 muestra un resumen de los valores obtenidos promedio de la resistencia a tracción por loseta, junto con la desviación estándar y covarianza de los datos obtenidos. Además, se presenta el tipo de fallo principalmente observado en cada loseta.

Tabla 11: Resistencia de muestras ensayadas a Pull-Off para cinco tipos de adhesivos epóxicos, parte 1.

Loseta	Adhesivo	Cantidad	Resistencia a la tracción, [kN]	SD	COV	Tiempo hasta la falla, [seg]	Tipo de fallo
L1	AD1	5	2,25	1,14	50,5%	26,6	Falla CLT
L2	AD2	5	0,74	0,91	121,9%	21,5	Falla ADE

L3	AD3	5	0,58	0,27	46,2%	61,7	Falla CLT
L4	AD4	5	1,60	0,27	68,1%	34,7	Falla CLT
L5	AD5	5	3,95	1,09	57,6%	46,3	Falla CLT
L6	ADT	5	2,41	-	-	32,4	Falla CLT
Promedio		-	1,92	-	-	37,17	Falla CLT

El Gráfico 3 engloba la información presentada anteriormente. Cabe mencionar que los valores obtenidos en la loseta 6 no son incluidos ya que cumplen una función puramente visual y didáctica de los distintos tipos de falla en cada adhesivo.

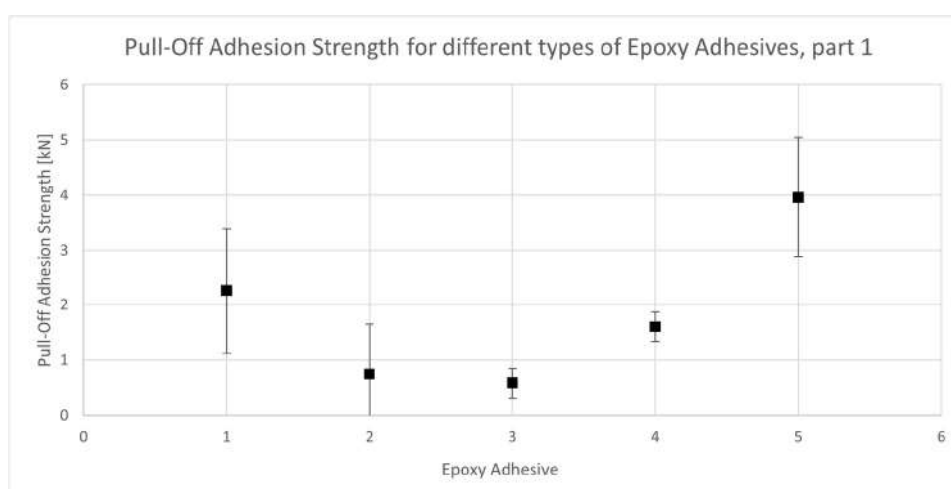


Gráfico 3: Resistencia promedio a la tracción de los diferentes adhesivos epóxicos utilizados, junto a la desviación estándar de las muestras analizadas, parte 1.

Se puede observar que la principal falla obtenida en esta etapa del ensayo se debió en su mayoría a falla por resistencia a tracción en la madera, específicamente en la interfaz de unión entre una capa y otra. De acá se puede inferir que la mayoría de los datos no cumple con el objetivo de obtener una falla característica de este tipo de configuración, por lo que se decide realizar una segunda parte del ensayo.

- Ensayo de Pull-Off: Parte 2

Los resultados del ensayo Pull-Off asociados a la parte 2 se presentan en la Tabla 12. Es importante recalcar que en esta etapa se ensayó el 70% de las muestras de etapa anterior, es decir, aquellas que presentaron falla en el CLT. Por ende, la cantidad de muestras ensayadas para cada adhesivo es variable.

Tabla 12: Resistencia de muestras ensayadas a Pull-Off para cinco tipos de adhesivos epóxicos, parte 2.

Loseta	Adhesivo	Cantidad	Resistencia a la tracción [kN]	SD	COV	Tiempo hasta la falla [seg]	Tipo de fallo
L1	AD1	5	6,44	1,02	15,9%	58,9	Rotura HA

L2	AD2	1	3,34	-	-	27,4	Rotura HA
L3	AD3	3	1,22	0,17	13,5%	66,5	Falla ADE
L4	AD4	4	3,34	0,49	14,6%	27,7	Rotura HA
L5	AD5	5	6,32	1,55	24,5%	57,6	Rotura HA
L6	ADT	3	5,52	-	-	49,3	Rotura HA
Promedio		-	4,36	-	-	47,90	Rotura HA

De la información anterior, se puede deducir, por el tiempo de duración del ensayo hasta la falla y la resistencia máxima alcanzada, que el adhesivo AD3 presenta una ductilidad superior al resto de las muestras, lo cual se condice con lo observado en la práctica.

A continuación, el Gráfico 4 ilustra el valor promedio de resistencias obtenidas y la desviación estándar presente en cada uno de los adhesivos ensayados.

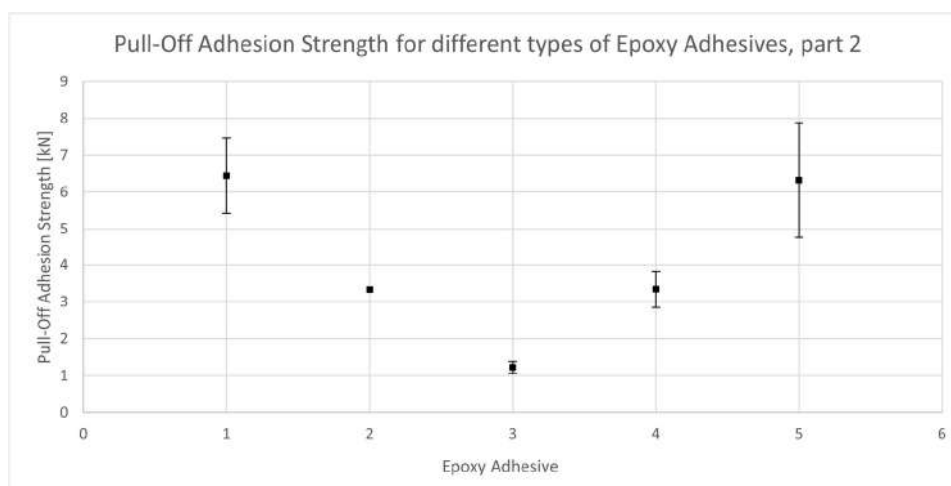


Gráfico 4: Resistencia promedio a la tracción de los diferentes adhesivos epóxicos utilizados, junto a la desviación estándar de las muestras analizadas, parte 2.

Del Gráfico 4 se observa que la muestra con mayor desviación en sus valores se asocia al adhesivo AD5, lo cual se condice a la cantidad de muestras ensayadas (5 para este caso).

Producto de la presencia de falla en el hormigón principalmente, según lo esperado, se procede a calcular la relación costo/resistencia existente entre los distintos adhesivos. De esta forma, y teniendo en cuenta la cantidad de muestras ensayadas por loseta, se escoge aquellos adhesivos que presentan un costo por resistencia menor. Así, los adhesivos AD1, AD4 y AD5 serán utilizados para la siguiente etapa.

Tabla 13: Relación costo/resistencia de cada adhesivo epóxico utilizado.

Adhesivo	Costo adhesivo	Resistencia a la tracción [kN]	C/R
AD1	\$ 90.270	6,44	\$ 14.010
AD2	\$ 107.510	3,34	\$ 32.232
AD3	\$ 22.215	1,22	\$ 18.193

AD4	\$	48.495	3,34	\$	14.527
AD5	\$	48.255	6,32	\$	7.635

ENSAYO DE CORTE MENOR

- Ensayo de corte menor: probeta cúbica

En esta sección, los resultados serán divididos por el tipo de adhesivo utilizado y la información a analizar, para así facilitar la lectura del documento.

Adhesivo AD1:

A continuación, se presentan los gráficos de fuerza-desplazamiento asociados a las cuatro muestras de adhesivo, considerando específicamente la carga aplicada y el desplazamiento relativo entre el hormigón y la madera. Cabe mencionar que el LVDT más cercano a la grieta de falla presentó mayores deformaciones, dando un indicio de qué zona de la probeta se vio más afectada.

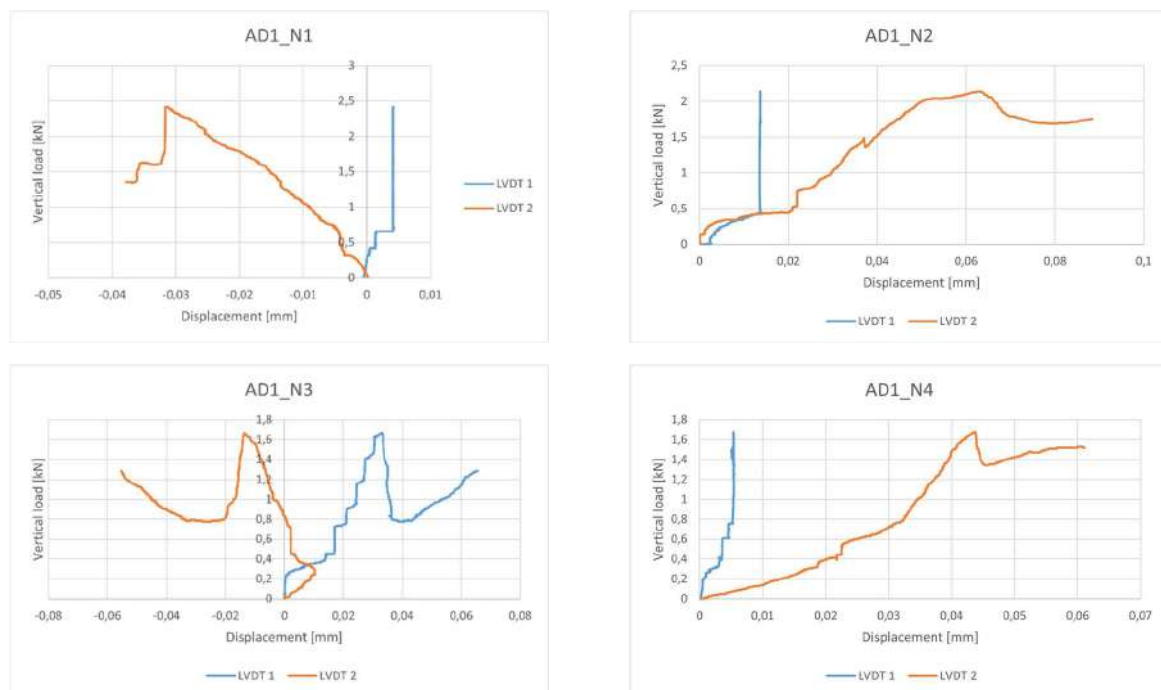


Gráfico 5: Gráficos de carga versus desplazamiento de cada muestra de ensayo de corte menor de probetas cúbicas utilizando el adhesivo AD1.

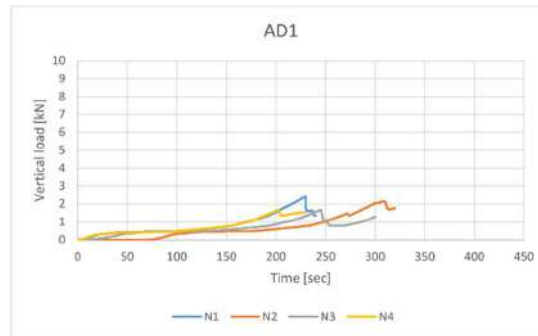


Gráfico 6: Curvas de carga a lo largo del tiempo de cada una de las muestras pertenecientes al adhesivo 1.

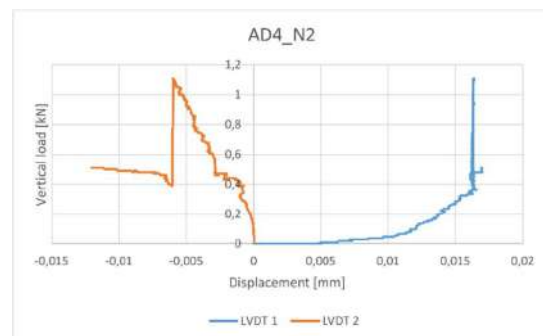
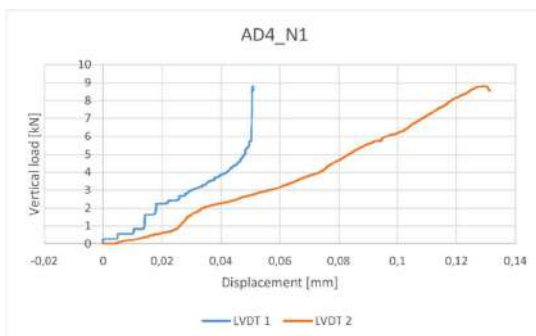
A continuación, se muestra una tabla resumen asociada a las cargas máximas alcanzadas por cada una de las muestras.

Tabla 14: Carga máxima alcanzada en cada una de las muestras del ensayo de corte menor de probetas cúbicas utilizando el adhesivo AD1.

Muestra	Carga máxima [kN]
1	2,41
2	2,14
3	1,67
4	1,68
Promedio	1,97

Adhesivo AD4:

Al igual que para las muestras anteriores, se presentan los gráficos de fuerza versus desplazamiento relativo de los puntos de medición utilizados.



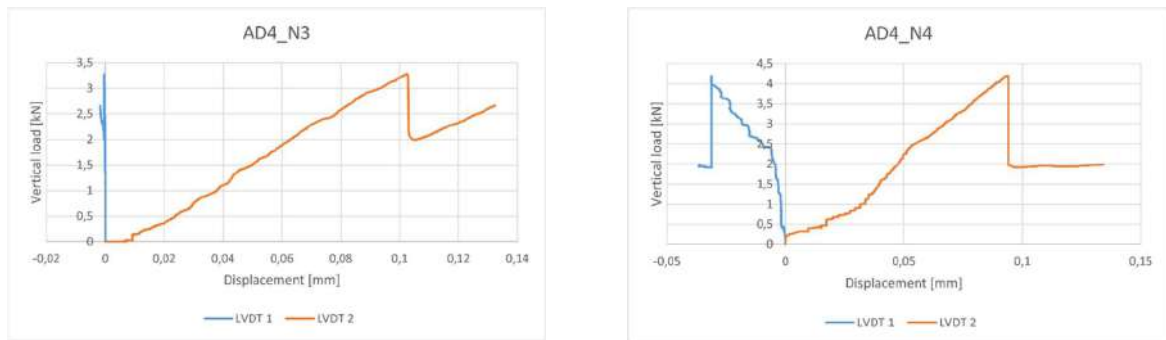


Gráfico 7: Gráficos de carga versus desplazamiento de cada muestra de ensayo de corte menor de probetas cúbicas utilizando el adhesivo AD4.

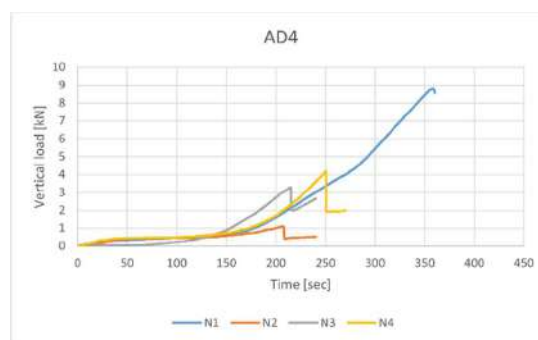


Gráfico 8: Curvas de carga a lo largo del tiempo de cada una de las muestras pertenecientes al adhesivo AD4.

A continuación, se muestra una tabla resumen asociada a las cargas máximas alcanzadas por cada una de las muestras.

Tabla 15: Carga máxima alcanzada en cada una de las muestras del ensayo de corte menor de probetas cúbicas utilizando el adhesivo AD4.

Muestra	Carga máxima [kN]
1	8,80
2	1,11
3	3,28
4	4,19
Promedio	4,34

Adhesivo AD5:

Al igual que para las muestras anteriores, se presentan los gráficos de fuerza versus desplazamiento relativo de los puntos de medición utilizados.

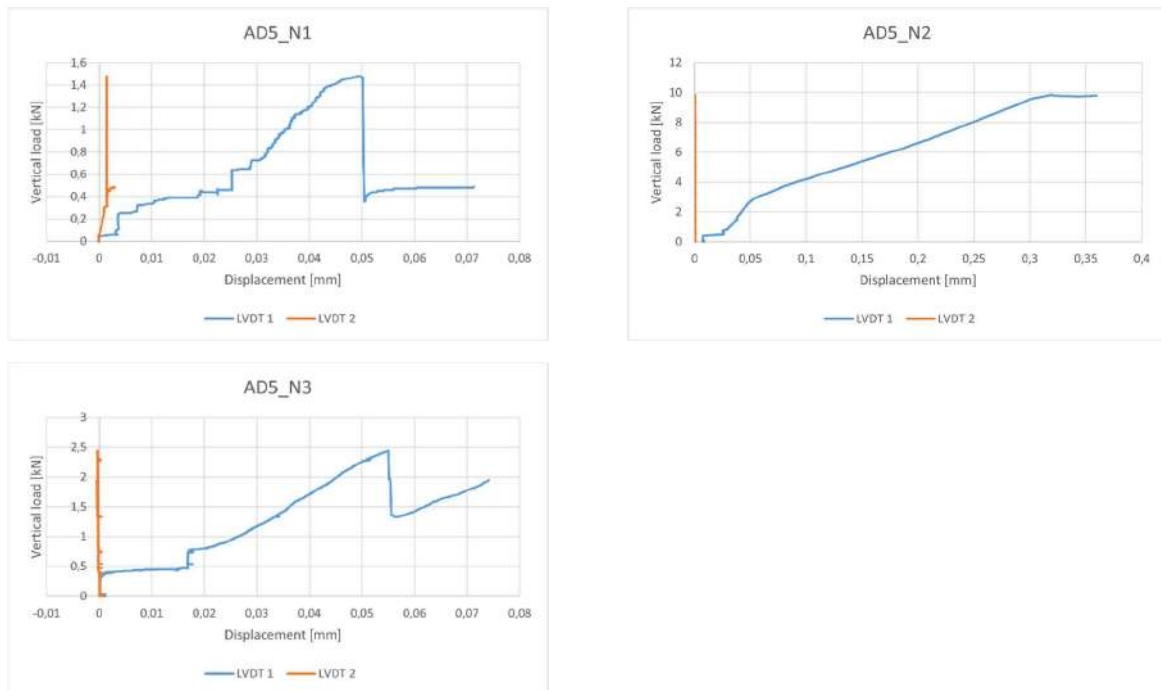


Gráfico 9: Gráficos de carga versus desplazamiento de cada muestra de ensayo de corte menor de probetas cúbicas utilizando el adhesivo AD5.

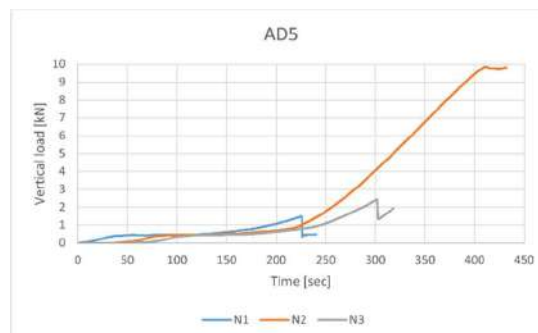


Gráfico 10: Curvas de carga a lo largo del tiempo de cada una de las muestras pertenecientes al adhesivo AD5.

A continuación, se muestra una tabla resumen asociada a las cargas máximas alcanzadas por cada una de las muestras.

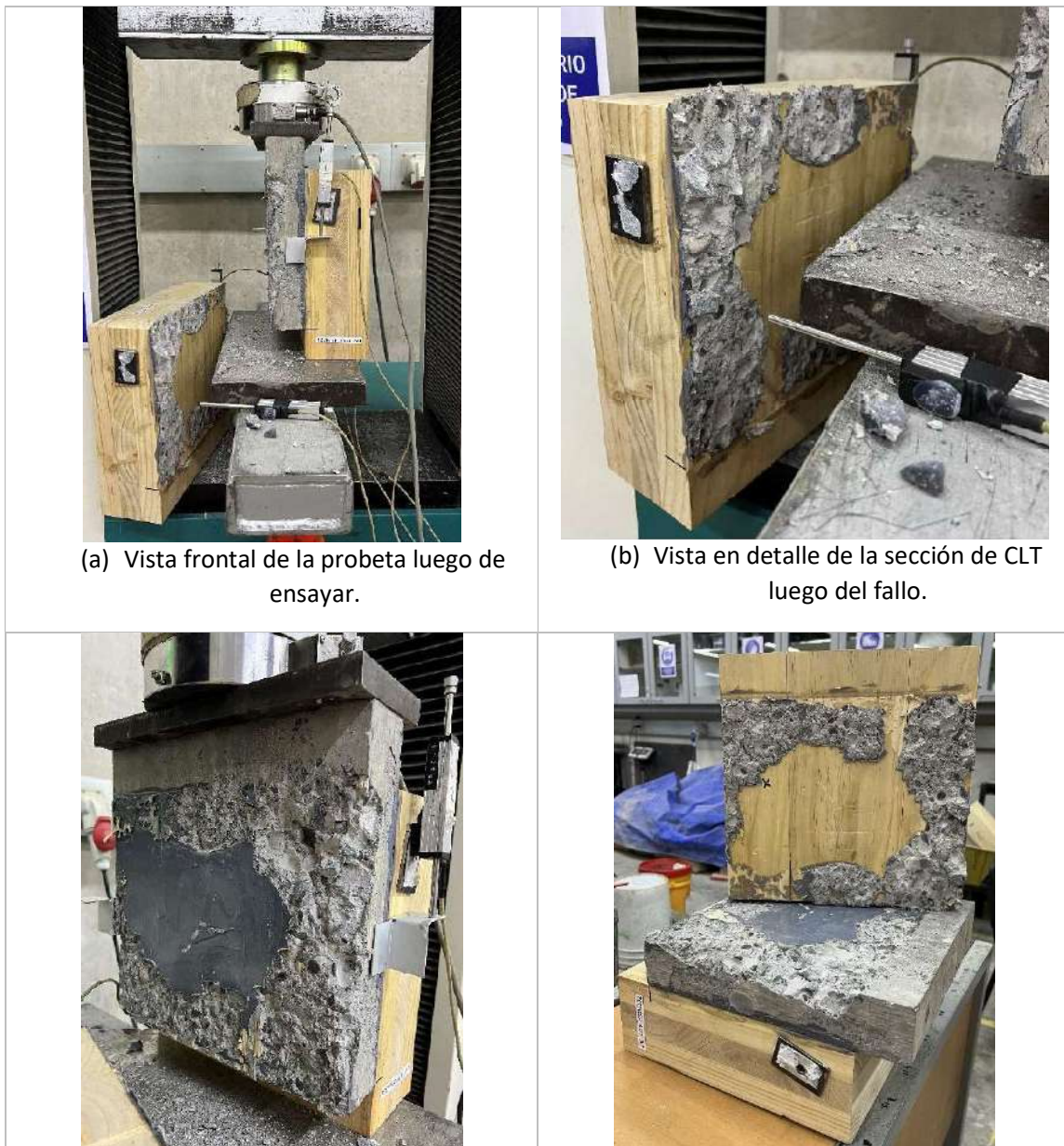
Tabla 16: Carga máxima alcanzada en cada una de las muestras del ensayo de corte menor de probetas cúbicas utilizando el adhesivo AD5.

Muestra	Carga máxima [kN]
1	1,48
2	9,85
3	2,44
Promedio	4,59

Se puede observar que la mayor carga alcanzada en promedio se asocia al adhesivo AD5, sin embargo, posee una mayor dispersión de datos. Cabe mencionar que el tipo de falla se presentó de manera frágil en el hormigón con grietas de tipo flexión y corte en su mayoría.

- Ensayo de corte menor: probeta prismática

Como primer acercamiento, con probetas de dimensiones mayores al realizado anteriormente, se procede a ensayar dos losetas asociadas al adhesivo AD1. Como se observa en la Figura 29 se presentó un fallo de tipo frágil producto de la rotura del hormigón. Este fenómeno se observó de igual forma en la muestra 2, como se ve en la Figura 30.



(c) Vista en detalle de la sección de hormigón luego del fallo.	(d) Contraposición de ambas secciones luego del fallo.
---	--

Figura 29: Resultado ensayo de corte menor de probeta prismática utilizando el adhesivo AD1, muestra 1.



Figura 30: Resultado ensayo de corte menor de probeta prismática utilizando el adhesivo AD1, muestra 2.

A continuación, se presentan los gráficos de desplazamiento relativo entre materialidades a lo largo del ensayo, donde se puede ver un salto abrupto de los desplazamientos en un momento específico, lo cual respalda la falla observada.

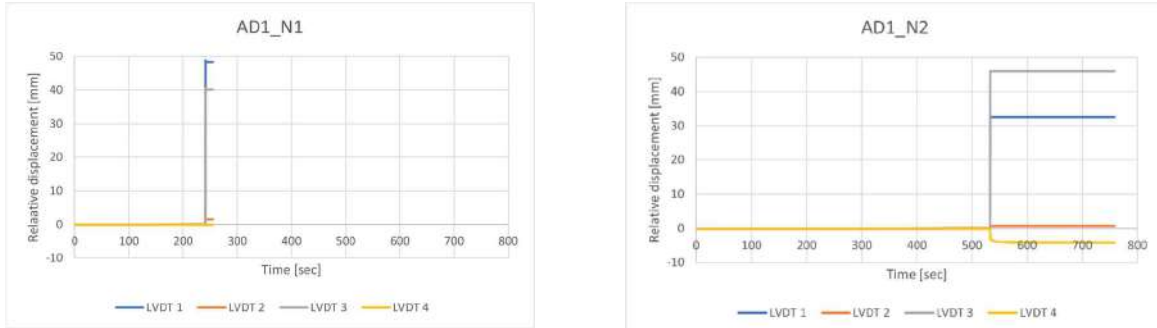


Gráfico 11: Curvas de desplazamiento relativo de cada LVDT a lo largo del tiempo de las muestras del adhesivo AD1 durante el ensayo de corte menor de probetas prismáticas.

En los gráficos de carga versus tiempo se puede observar la carga máxima asociada, las cuales se resumen en la Tabla 17.

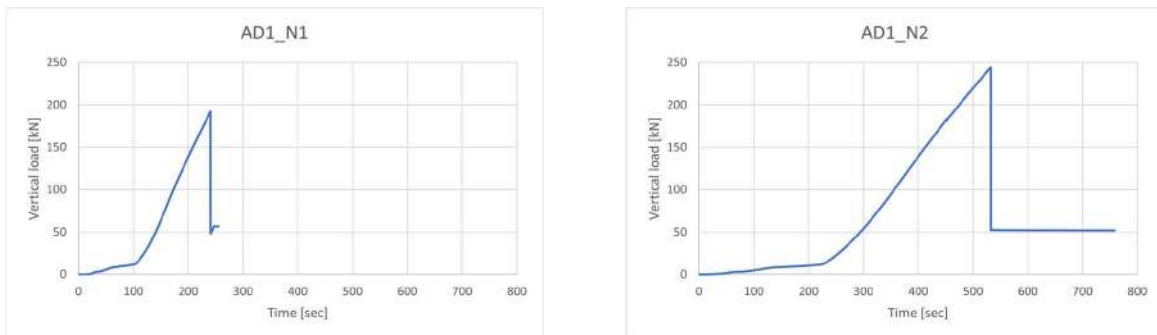


Gráfico 12: Curvas de carga en el tiempo de las muestras del adhesivo AD1 durante el ensayo de corte menor de probetas prismáticas.

Tabla 17: Carga máxima alcanzada por cada una de las muestras asociadas al ensayo de corte menor de probetas prismáticas utilizando el adhesivo AD1.

Muestra	Carga máxima (kN)
1	192,05
2	244,30
Promedio	218,17

Debido a que el valor promedio de resistencia frente a corte de estos dos ensayos es igual a 21,8 ton, se está realizando una búsqueda de una alternativa de prensa hidráulica o sistema que logre tomar una mayor carga y permita el desarrollo hasta la falla de los ensayos restantes. De esta forma, se mantiene en pausa los ensayos hasta previo aviso. Además, debido a la delicada manipulación de los LVDT y su exposición a fallas de tipo frágil, se propone realizar DIC para prescindir de su uso y evitar daños en los equipos.

ENSAYO DE CORTE PRINCIPAL

- Ensayo de corte principal: Tornillos

A continuación, se presentan los gráficos asociados a los ensayos de las 6 muestras de CLT-Hormigón unidas mediante tornillos. Estos gráficos muestran curvas de carga versus desplazamiento para cada LVDT utilizado en la medición. Además, se presenta una tabla resumen con las cargas máximas alcanzadas antes del fallo (Tabla 18).

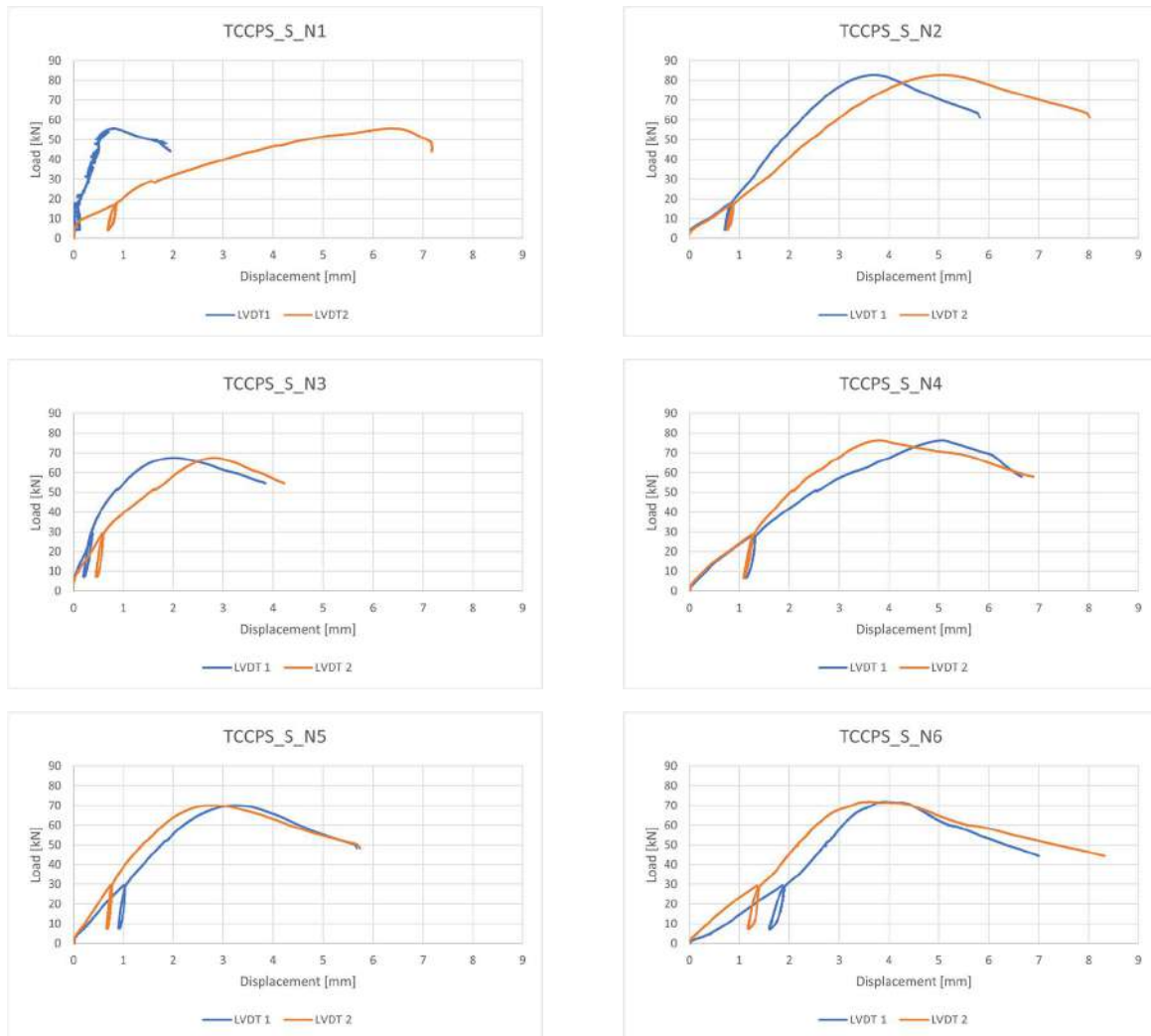


Gráfico 13: Curvas de carga versus desplazamientos relativos de cada uno de los puntos de medición para cada una de las muestras del ensayo de corte principal utilizando tornillos estructurales.

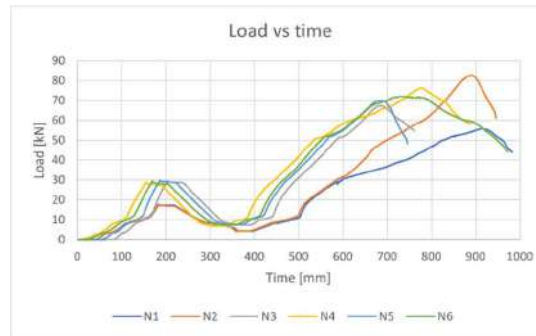


Gráfico 14: Curvas de carga a lo largo del tiempo de cada una de las muestras del ensayo de corte principal.

A continuación, se muestra una tabla resumen asociada a las cargas máximas alcanzadas por cada una de las muestras.

Tabla 18: Carga máxima alcanzada por cada una de las muestras del ensayo de corte principal utilizando tornillos estructurales.

Probeta	Carga máxima [kN]
N1	55,69
N2	82,71
N3	67,51
N4	76,25
N5	70,01
N6	71,90
Promedio	70,68

Los gráficos anteriormente mostrados corresponden a un gráfico de tipo carga-descarga-carga, cuyo promedio de resistencia se encuentra en los 70,68 kN. Se observan curvas similares para las muestras N2 al N6, siendo un buen síntoma al momento de determinar el comportamiento de una unión. La Figura XX muestra gráficamente el nivel de desplazamiento entre el hormigón y la madera de una de las losetas ensayadas, tomando en consideración ambas caras laterales de la probeta. Tanto los gráficos como las imágenes mencionadas evidencian un tipo de falla dúctil, lo cual se condice con las características propias de una unión con tornillo.

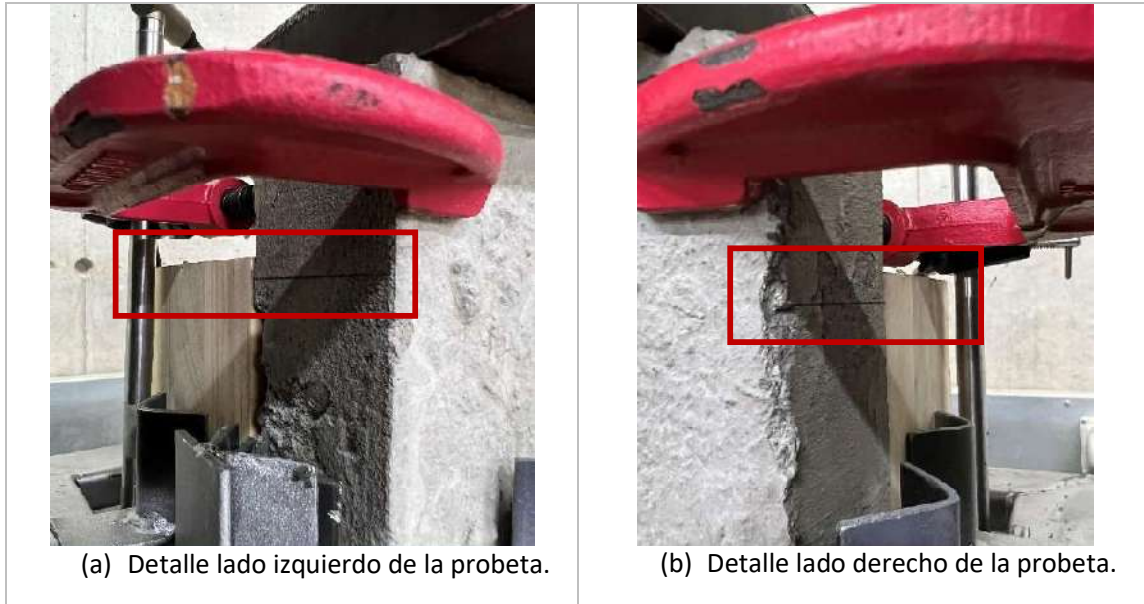


Figura 31: Desplazamiento relativo entre el hormigón y la sección de CLT al terminar el ensayo de corte principal utilizando tornillos estructurales.

Al realizar la separación de los dos materiales para ver el estado del soporte 3D y los tornillos, se observó nulo daño en estos últimos, dejando ver que el origen de la falla se debió a esfuerzos de extracción de los tornillos hacia la madera. Además, se puede observar en la Figura XX e) que el contacto entre el cabezal del tornillo con la placa de acero del soporte 3D tuvo éxito, esto debido a las marcas presente en la placa.





(c) Detalle del soporte 3D.



(d) Detalle de perforación producto del tornillo en CLT.



(e) Tornillos estructurales luego del fallo.



(f) Vista isométrica de la loseta de hormigón.



(g) Detalle conexión cabezal tornillo con placa interna de soporte 3D.

Figura 32: Desarme de una loseta de ensayo de corte principal utilizando tornillos estructurales.

- Ensayo de corte principal: Adhesivo epóxico

Este ensayo se encuentra en proceso de realización.

CONCLUSIONES

- El ensayo tipo Pull-Off primera parte permitió demostrar que frente a esfuerzos tracción la primera zona crítica de la probeta se encuentra en la interfaz de unión entre las distintas capas de CLT, cuyo origen se presencié en el tipo de adhesivo utilizado por el fabricante.
- La segunda parte del ensayo Pull-Off demostró que al utilizar sólo una capa de CLT en la configuración del ensayo el 81% de las muestras presentaron fallas en el hormigón, como era de esperar, cuyo orden de resistencia es el siguiente: AD1, AD5, AD4, AD2 y AD3, considerando un criterio descendiente.
- A partir del ensayo anterior, se seleccionaron los adhesivos AD1, AD4 y AD5 considerando su relación costo/resistencia y el número de muestras ensayadas en esta etapa.
- El ensayo de corte menor cúbico evidenció el nulo desplazamiento de la probeta al aplicar la carga vertical, con una orden de magnitud menor al milímetro. El tipo de falla del 100% de las muestras fue de tipo flexión y/o corte en la sección de hormigón.
- Se realizó un tratamiento de *Digital Image Correlation (DIC)* a las muestras de ensayo de corte menor que permitió mapear el campo de tensiones de forma discreta y obtener un acercamiento visual del estado tensional de las probetas en cada instante del ensayo, complementando así la información experimental obtenida.
- Por su parte, el ensayo de corte menor prismático presentó un tipo de falla de corte puro entre las secciones de hormigón y madera, fallando específicamente el hormigón de forma frágil. Sin embargo, se evidenciaron zonas donde el adhesivo no logró unir por completo las dos secciones debido al milimétrico desnivel en uno de los materiales utilizados, consideración propuesta para futuras investigaciones.
- El ensayo de corte principal con tornillos presentó en su mayoría fallas por parte de la madera, específicamente debido a extracción del tornillo. De esta forma, tanto las losetas de hormigón como las uniones mecánicas utilizadas no presentaron fallas significativas.

REFERENCIAS

- American Society for Testing and Materials. (2001). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. United States.
- American Society for Testing and Materials. (2012). *Standard Test Method for Pull-Off Adhesion Strength of Coatings on Concrete Using Portable Pull-Off Adhesion Testers*. United States.
- Fu, Q., Yan, L., Thielker, N. A., & Kasal, B. (2021). Effects of concrete type, concrete surface conditions and wood species on interfacial properties of adhesively-bonded timber – Concrete composite joints. *International Journal of Adhesion and Adhesives*.
- Sika Chile. (Diciembre de 2016). Obtenido de <https://chl.sika.com/es/construccion/refuerzo-estructural/adhesivos-estructurales/sikadur-300.html>

Sika Chile. (Diciembre de 2016). *Sika*. Obtenido de <https://chl.sika.com/es/construccion/refuerzo-estructural/adhesivos-estructurales/sikadur-330.html>

Sika Chile. (Diciembre de 2016). *Sika*. Obtenido de <https://chl.sika.com/es/construccion/refuerzo-estructural/anclajes-y-rellenos/sikadur-31-cf-rapid.html>

Sika Chile. (Mayo de 2020). *Sika*. Obtenido de <https://chl.sika.com/es/construccion/refuerzo-estructural/anclajes-y-rellenos/sikadur-31-hi-modgel.html>

Sika Chile. (Diciembre de 2021). Obtenido de <https://chl.sika.com/es/construccion/refuerzo-estructural/adhesivos-estructurales/sikadur-anchorfix-4.html>

5.- INFORME DESEMPEÑO LATERAL LOSAS

INFORME TÉCNICO – Desempeño Lateral Losas

1. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

1.1 CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE CONEXIONES

Se realizó una campaña experimental para estudiar el comportamiento de diferentes tipos de conexiones arriostrantes para diafragmas de entramado ligero bajo cargas monotónicas y cíclicas. Se consideraron diferentes configuraciones, variando el tipo de tablero arriostrado (OSB, yeso cartón), tipo de fijación (clavo, tornillo), y tipo de viga (aserrada, I-joist, LSL), siendo las más utilizadas en la actual industria de la construcción chilena. La **Tabla 1** indica el detalle y dimensiones de cada una de los materiales utilizados. De todas las posibles combinaciones de estos materiales, se eligió una matriz de 12 configuraciones diferentes, las cuales se indican en la **Tabla 2**. También, dentro de cada una de estas conexiones, se consideraron dos variantes: carga paralela y perpendicular a las fibras de la madera. Además, se consideró el ensayo con carga monotónica solo para el caso con carga paralela a la fibra. En cambio, para la carga cíclica, se consideraron ambas direcciones de la fibra. Por ende, considerando todos estos casos, se llegó a un total de 40 repeticiones (véase **Tabla 2**).

Tabla 1. Lista de materiales utilizados en las conexiones.

Tablero	<ul style="list-style-type: none">● Tablero OSB, e= 9.5 mm● Tablero OSB, e= 11.1 mm● Tablero terciado (PLY), e= 15.1 mm● Tablero de yeso cartón (volcanita), e= 15 mm
Fijación	<ul style="list-style-type: none">● Clavo de vástago liso, 2.9 x 65 mm● Clavo de vástago anillado, 2.5 x 50 mm● Clavo de vástago anillado, 3.1 x 80 mm● Tornillo de rosca gruesa para yeso cartón, 8 x 75 mm
Viga	<ul style="list-style-type: none">● Madera aserrada (SL) calidad C24 Pino Radiata, 41x185 mm.● Madera aserrada (SL) calidad G2 Pino Radiata, 65x185 mm.● I-joist LPI18, h= 241 mm.● <i>Laminated-Strand Lumber</i> (LSL) 1.35E de LP, 89x241 mm

Se consideró un ensayo tipo H para todas las conexiones, donde dos tableros arriostrantes se conectan mediante clavos/tornillos a una viga de madera, como se muestra en la **Fig. 1 y Fig. 2**. Los tableros laterales fueron arriostrados con pernos a pletinas de acero conectadas a una mesa

resistente de acero, mientras que la pieza de madera central fue conectada a un actuador hidráulico en su parte superior. Se midieron desplazamientos con 2 sensores de desplazamientos tipo LVDT, uno a cada lado del tablero arriostrante.

Los ensayos monotónicos fueron llevados a cabo a una velocidad de 0.05 mm/s, eventualmente hasta su falla, mientras que los cíclicos se consideró el protocolo simplificado CUREE-Caltech [Krawinkler et al., 2001]. Una breve descripción de cada uno de los ensayos es presentada en la **Tabla 2**.

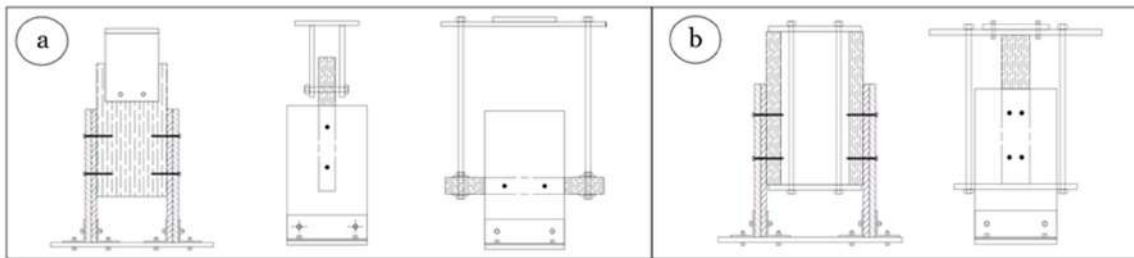


Fig 1. Representación esquemática de ensayos de conexiones.

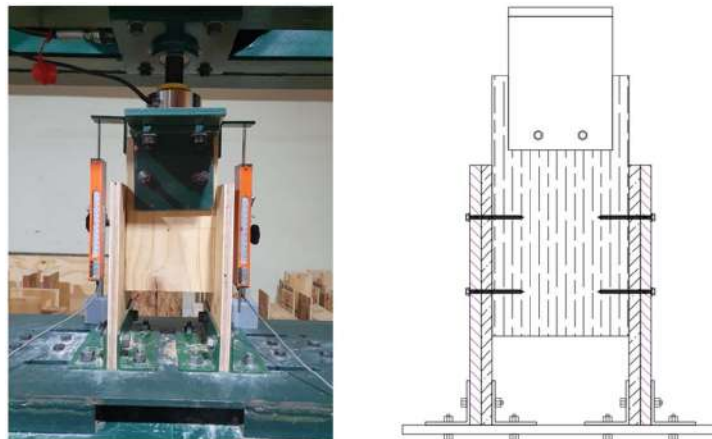


Fig 2. Ensayo de conexión clavada madera aserrada/tablero de terciado.

Tabla 2. Matriz de conexiones.

Número	Tipo de conexión				Número de ensayos		
	Viga	Tablero	Espesor (mm)	Clavo/ Tornillo (mm)	Paralelo Monotónico	Paralelo Cíclico	Perpendicular Cíclico
1	Aserrada 41x185	OSB	11.1	C2.9x65	1	2	1
2	Aserrada 41x185	Terciado	15.1	C2.9x65	1	2	1
3	I-joist	OSB	11.1	C2.5x50	1	2	0
4	I-joist	Terciado	15.1	C2.5x50	1	2	0
5	LSL	OSB	11.1	C2.5x50	1	2	1
6	LSL	Terciado	15.1	C2.5x50	1	2	1
7	Aserrada 41x185	Terciado (Yeso)	15.1 (15)	T8x75	1	1	0
8	I-joist	Terciado (Yeso)	15.1 (15)	T8x75	1	1	0
9	LSL	Terciado (Yeso)	15.1 (15)	T8x75	1	1	0
10	Aserrada 65x185	OSB	9.5	C3.1x80	1	2	1

11	Aserrada 65x185	OSB	11.1	C3.1x80	1	2	1
12	Aserrada 65x185	Terciado	15.1	C3.1x80	1	2	1

Los ensayos de conexiones fueron diseñados para cumplir tres funciones. Primero, todos los ensayos de diafragmas de entramado ligero fueron diseñados con la matriz de conexiones presentada, lo que sirvió para estimar sus capacidades. Además, estas conexiones fueron utilizadas en alguno de los diafragmas de entramado ligero que se presentarán en secciones posteriores. Segundo, el método simplificado de diseño a proponer en este informe requiere como input una rigidez aparente, la cual depende del *slip* (desplazamiento) de la conexión clavada y por ende varía según el tipo de clavo y tablero estructural utilizado. Generalmente, dicho comportamiento es calibrado con una ecuación a través de un set considerable de conexiones del mismo tipo. No obstante, dada el set limitado de conexiones realizadas en este proyecto, no fue posible desarrollar una ecuación, pero sí fue posible obtener los slips correspondientes a cada tipo de conexión para abastecer dicha ecuación de rigidez aparente (ver sección **2.3**). Tercero, los ensayos de conexiones realizados servirán de base para desarrollar un modelo numérico de los diafragmas (ver sección **2.1**), ya que el comportamiento de las conexiones representan en gran medida la respuesta global del diafragma completo.

1.2 CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE DIAFRAGMAS (INCLUIR LO DE CUERDAS)

La campaña experimental de diafragmas incluyó dieciseis diafragmas de madera, tanto de entramado ligero como de madera contralaminada (CLT). En esta sección, se detallan las componentes de cada uno de los diafragmas, separados en aquellos que son considerados “**comunes**” por su tipo de tablero arriostrante o patrón de clavado, “**variaciones**” por su incorporación de tableros de yeso-cartón o modificación de patrón de clavado, “**alta resistencia**” por considerar patrones de clavado dobles, y “**CLT**” por ser compuestos de paneles de madera contralaminada.

1.2.1. DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO COMUNES

Los diafragmas de entramado ligero comunes son aquellos que usualmente se usan en la industria de la construcción, donde se consideran clavos como elementos de arriostre, con patrones de clavado homogéneos, lo que eleva la eficiencia en el proceso de construcción y ensamblaje. El presente proyecto tomó en consideración 4 diafragmas de entramado ligero comunes, los cuales pueden ser fácilmente representados tanto en modelos numéricos como en métodos de diseño simplificados. Adicionalmente, 2 marcos desnudos (sin ningún tablero arriostrante) fueron testeados con la finalidad de estudiar su contribución a la capacidad y rigidez lateral de un diafragma.

Los 6 diafragmas (incluyendo los 2 sin tableros) se dimensionaron de 3.6 x 2.4 m, y fueron ensayados bajo cargas monotónicas y cíclicas laterales en el plano. Distintos parámetros constructivos fueron utilizados en cada uno de ellos, tales como tipo de entramado, tipo de clavos, tipo de tableros arriostrantes, etc. En particular, 3 diafragmas fueron diseñados con un entramado de vigas perimétricas de LSL y de I-joist interiores (denominados "IJ-"), mientras que los otros 3 se diseñaron usando madera aserrada de Pino Radiata C24 (denominados "SL-" por sus iniciales en inglés *sawn lumber*), de dimensiones 41x185 mm para constituir el entramado. Los detalles de cada entramado se encuentran detallados en las **Fig. 3 y Fig. 4**.

De manera general, por cada tipología utilizada en este apartado (SL y IJ), tres diseños diferentes fueron propuestos: (i) entramado de madera desnudo, denominado SL-BARE y IJ-BARE, por la palabra en inglés *bare* (desnudo); (ii) entramados con tablero arriostrante de OSB de 11.1 mm de espesor, denominados SL-OSB y IJ-OSB; y (iii) diafragmas arriostrados con tableros arriostrantes de terciado o *plywood*, denominados SL-PLY y IJ-PLY.

Cabe destacar que los diafragmas con entramado de madera aserrada (SL) consideraron un clavo arriostrante de 2.9x65 mm, y un patrón de clavado de 100 mm en los bordes de paneles, y de 150 mm en las juntas verticales (ver **Fig. 3**), mientras que los diafragmas con vigas I-joist (IJ) fueron diseñados con un clavo arriostrante de 2.5x50 mm y un patrón de clavado de 65 mm en los bordes de paneles, y 100 mm en las juntas verticales (ver **Fig. 4**). Además, todos los diafragmas de esta sección consideraron un patrón de clavado interno de 300 mm, dentro de los paneles arriostrantes.

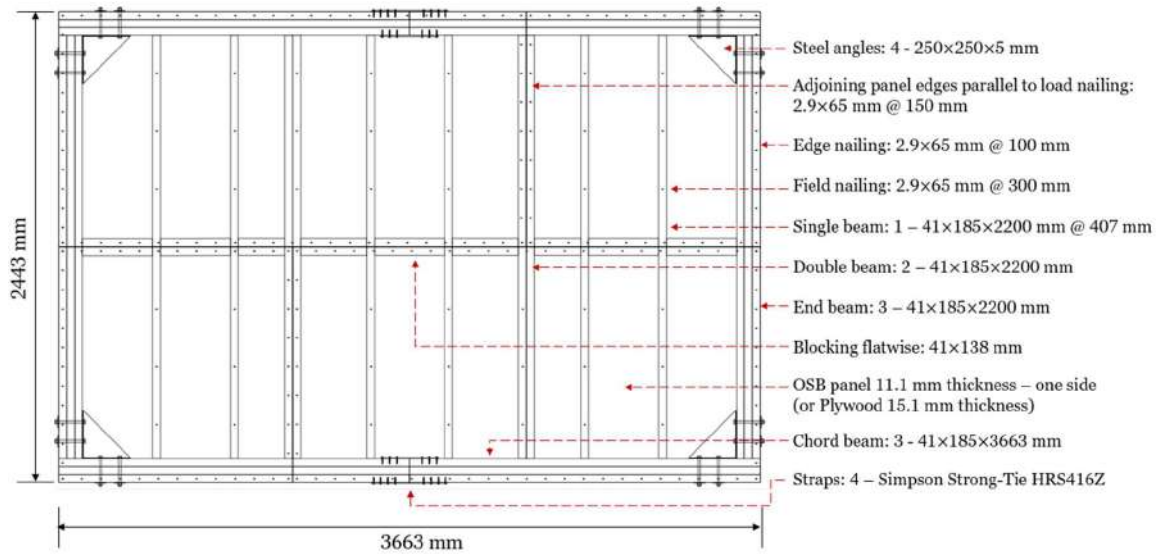


Fig 3. Diafragmas comunes de madera aserrada (SL-BARE, SL-OSB y SL-PLY).

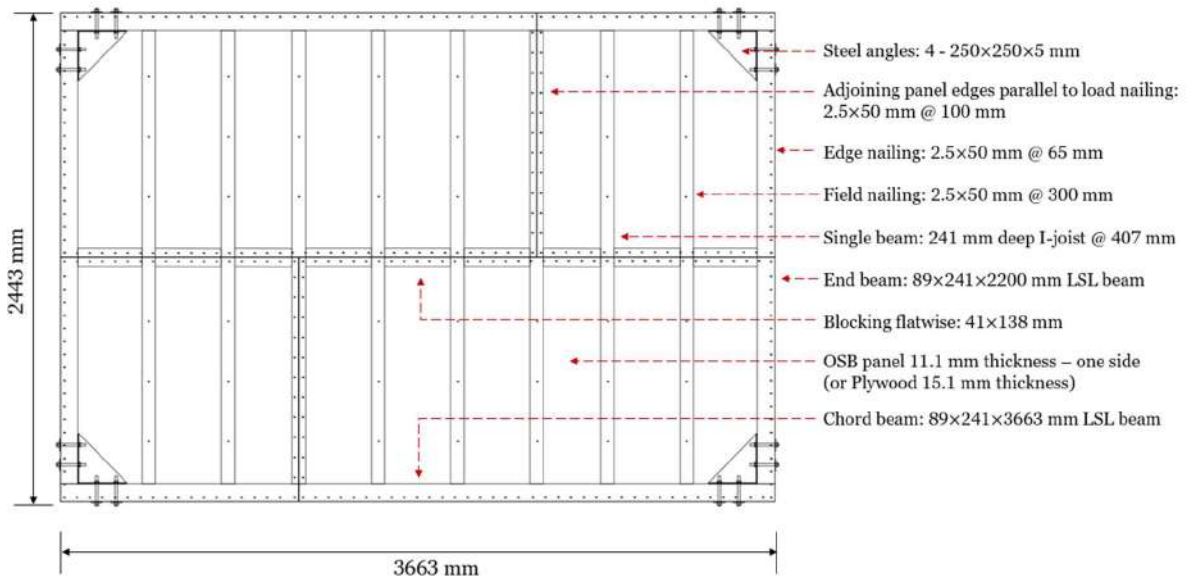


Fig 4. Diafragmas comunes de entramado LSL y I-joist (IJ-BARE, IJ-OSB y IJ-PLY).

1.2.2. VARIACIONES DE DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO

En esta sección se describen los diafragmas que no son comunes dentro de la construcción en Chile. En particular, aquellos cuyo patrón de clavado es heterogéneo, cuya distribución es optimizada para aumentar la eficiencia de cada clavo. Además, esta sección se incluye diafragmas cuyas características son iguales a las de los diafragmas SL-PLY y IJ-PLY presentados en la sección

previa. Sin embargo, esta vez también fueron añadidas sobre los tableros de terciado, tableros de yeso-cartón, unidos al diafragma mediante tornillos de rosca gruesa de dimensiones 8x75 mm, espaciados cada 300 mm. La **Fig. 5** muestra una figura esquemática de los diafragmas con patrón optimizado, denominados SL-OSB Optimized y IJ-OSB Optimized, debido a que intentan replicar tales diafragmas pero con una disposición optimizada de los clavos; en la **Fig. 6** se presenta una imagen de un diafragma ensayado con yeso cartón, denominados como SL-PLY/GWB y IJ-PLY/GWB por contener en primer lugar, tableros de terciado (PLY) y sobre éstos, tableros de yeso cartón (GWB por su traducción del inglés *gypsum boards*)

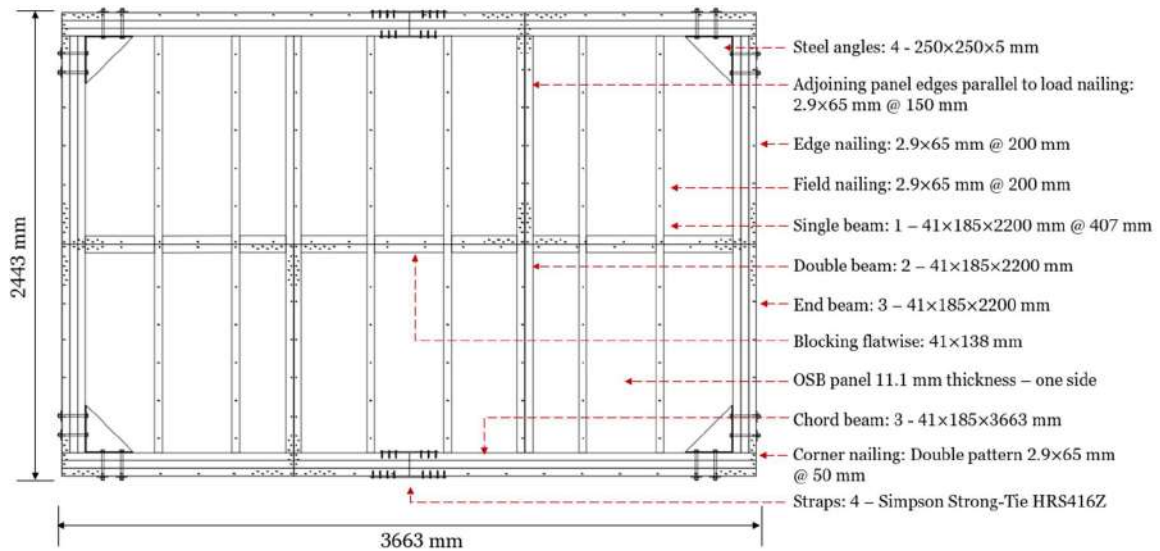


Fig 5. Diafragmas con patrón optimizado (SL-OSB Optimized y IJ-OSB Optimized).



Fig 6. Diafragma con planchas de yeso cartón IJ-PLY/GWB.

1.2.3. DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO DE ALTA RESISTENCIA

Tres diafragmas de entramado ligero de alta resistencia fueron diseñados en este proyecto. La caracterización de alta resistencia viene dada por el uso de un patrón de clavado doble sobre los tableros arriostrantes, el que obligó al uso de envigados de mayor espesor para cumplir con los espaciamientos mínimos de borde requeridos por la norma NCh1198 (INN, 2014). En esta línea, se utilizó vigas de madera aserrada de Pino Radiata visualmente clasificadas como G2, de dimensiones 65x185 mm. Los diafragmas de alta resistencia dentro del proyecto fueron denominados “HC” por su traducción del inglés *high capacity*.

El primer diafragma, denominado HC - OSB9.5, incluyó tableros de OSB de 9.5 mm de espesor, y un tipo de clavo anillado de 3.1x80 mm, dispuesto en un patrón de clavado doble, espaciado cada 100 mm en todas las direcciones (ver Fig. 7). El segundo y tercer diafragma de alta capacidad, HC - OSB11.1 y HC - PLY15.1 respectivamente, fueron diseñados con un entramado equivalente al diafragma antes mencionado, pero modificando el tablero arriostrante, por tableros de OSB de 11.1 mm de espesor y terciados de 15.1 mm de espesor, y modificando el patrón de clavado: patrón de clavado doble, con espaciamento cada 65 mm en los bordes de paneles, y con un espaciamento de 75 mm en las juntas entre paneles, como se puede apreciar en la Fig. 8. El espaciamento de los clavos al interior de los paneles fue fijado en 150 mm para todos los casos.

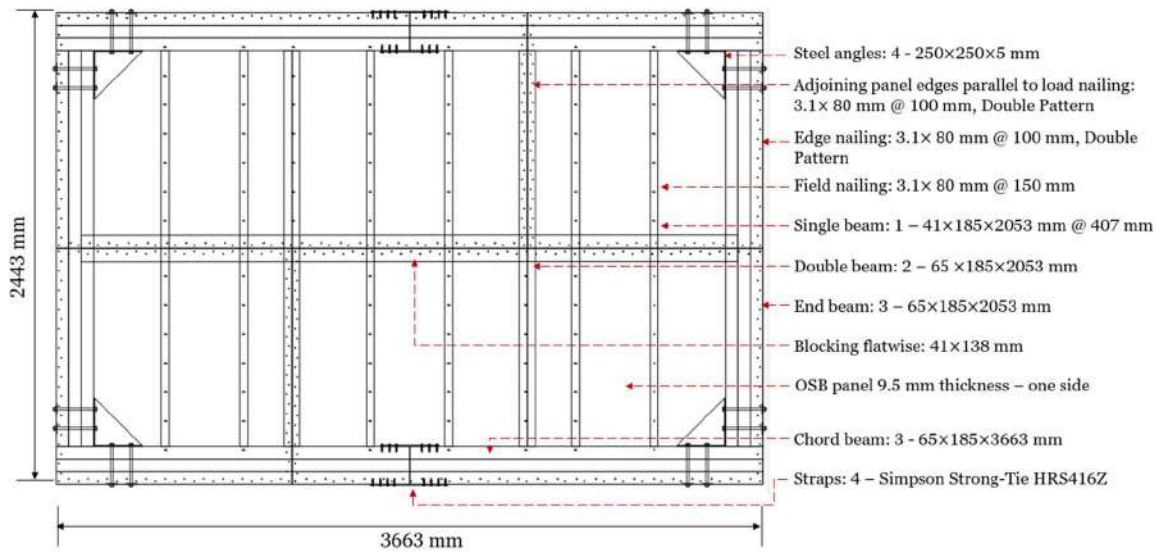


Fig 7. Figura esquemática de diafragma HC - OSB9.5.

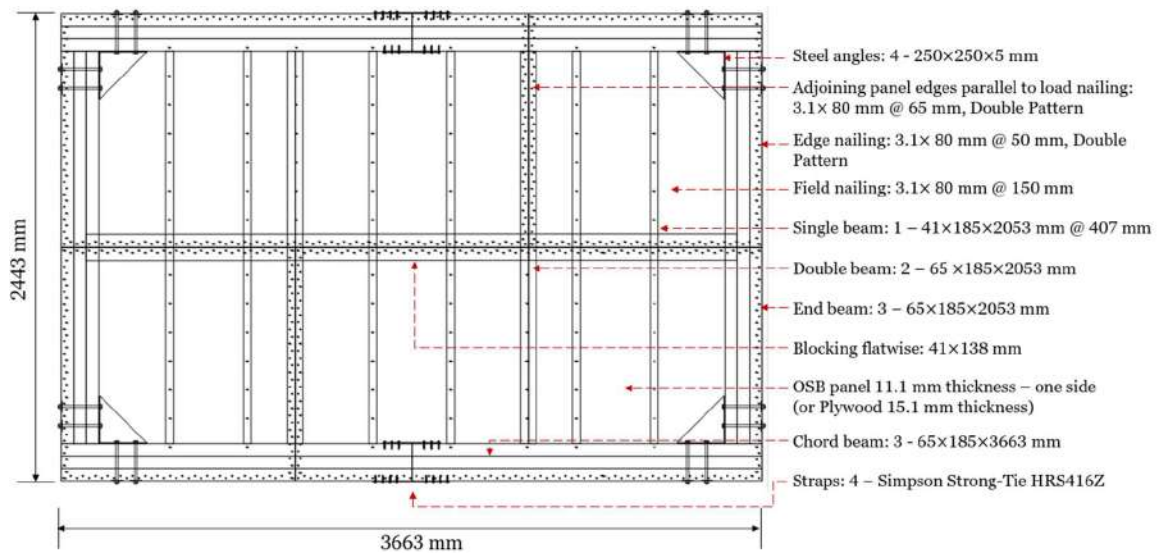


Fig 8. Figura esquemática de diafragmas HC - OSB11.1 y HC - PLY15.1.

1.2.4. DIAFRAGMAS DE CLT

Tres diafragmas de madera contralaminada (CLT) fueron construidos, de los cuales se hicieron con dos diferentes dimensiones y tipos de conexión. Primero, se fabricaron dos diafragmas de 3 paneles de 1.2x2.4 m de madera de Pino Radiata C24 y 5 capas (165 mm de espesor), formando diafragmas de 3.6x2.4 m (véase **Fig. 9**). La unión de estos paneles fué del tipo *surface spline*, la cual tiene un sacado (fresado) en la parte superior de cada panel donde se coloca una lamina de terciado de 18 mm de espesor y se une con un set de tornillos autoperforantes del tipo SDWS22600 de Simpson Strong Tie (**Strong-Tie, 2021**). Cada uno de estos diafragmas tuvo una configuración diferente de tornillos. En la primera, se colocaron tornillos cada 150 mm (véase **Fig. 9**), y en la segunda cada 400 mm (menor densidad de tornillos). Ambas configuraciones fueron denominadas CLT PS@150 y CLT SS@400, donde “PS” viene del término *plywood spline* y la enumeración por el espaciamiento de tornillos. Se definió hacer estas dos configuraciones para entender el efecto de la densidad de tornillos en la respuesta. Además, en ambos casos, se consideró una dilatación of *gap* inicial de 1.5 mm entre los paneles, tanto en el borde del terciado/panel, como en el borde panel/panel. La **Fig. 9** muestra adicionalmente un corte esquemático de la unión para el diafragma CLT PS@150, donde se visualiza el espesor y dirección de la fibra de los paneles, el tipo de tornillo utilizado, y la dilatación.

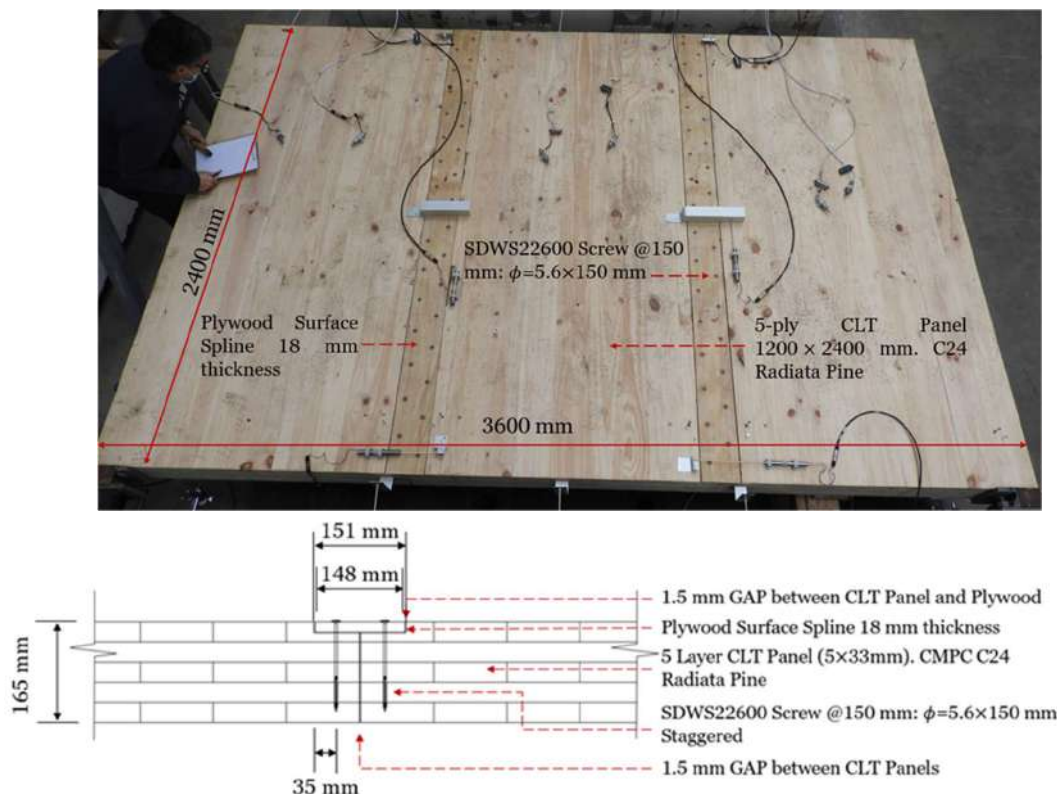


Fig 9. Configuración del diafragma CLT PS@150 y corte esquemático de su junta.

Segundo, el tercer diafragma de CLT consistió en 4 paneles de 1x1.7 m de madera Pino Radiata C24 con 3 capas (99 mm de espesor), generando un diafragma de 4x1.7 m. La unión consistió de una lamina de straps metálica del tipo MDSS96 de Simpson Strong-Tie [**Strong-Tie, 2021**] y con

tornillos SDWS22600 espaciados cada 200 mm (véase Fig. 10). Además, se consideró una dilatación inicial de 1.5 mm entre los paneles. Este diafragma se denominó CLT SS@200, donde “SS” viene del término *surface spline* y su enumeración por el espaciamiento de los tornillos en milímetros. La Fig. 10 también presenta el esquemá de la unión, donde se observan las capas y sus direcciones de fibra del panel y las dilatación considerada.

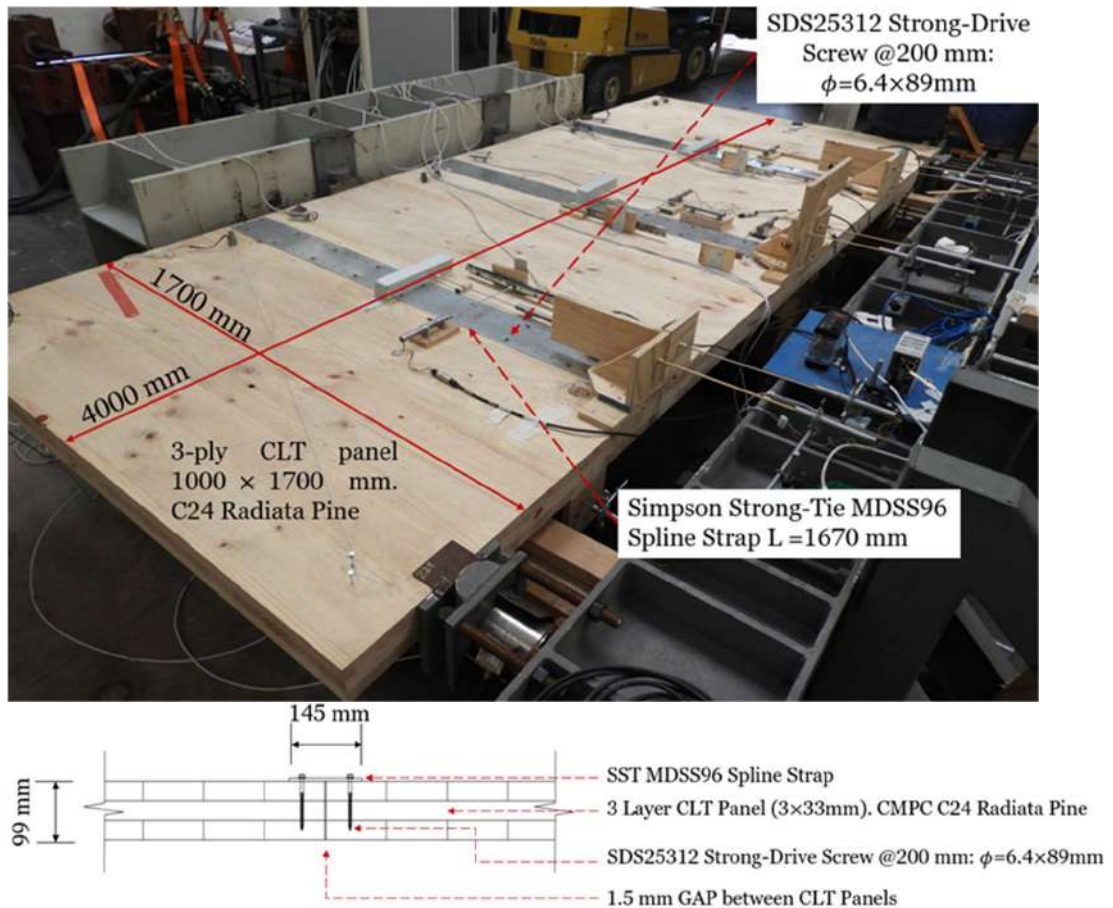


Fig 10. Configuración del diafragma CLT SS@200 y corte esquemática de su junta.

Finalmente, las Tablas 2 y 3 resumen la matriz experimental de todos los especímenes de diafragmas ensayados, tanto de los de entramado ligero como de CLT, respectivamente.

Tabla 2. Matriz de diafragmas de entramado ligero.

Nombre	Espaciamiento clavos (mm)			Tablero	Espesor (mm)	Tamaño Clavo (mm)	Tipo de vástago
	Bordes	En juntas	Interior				
SL – BARE	-	-	-	-	-	-	-
SL – OSB	100	150	300	OSB	11.1	2.9x65	Liso
SL – OSB Optimized**	Var	Var	200	OSB	11.1	2.9x65	Liso
SL – PLY	100	150	300	Terciado	15.1	2.9x65	Liso
SL -PLY/GWB	100	150	300	Terciado	15.1	2.9x65	Liso
	(300)	(300)	(300)	(Yeso)	(15)	(8x75)	(Tornillo)
IJ – BARE	-	-	-	-	-	-	-
IJ – OSB	65	100	300	OSB	11.1	2.5x50	Anillado
IJ – OSB Optimized**	Var	Var	200	OSB	11.1	2.5x50	Anillado
IJ – PLY	65	100	300	Terciado	15.1	2.5x50	Anillado
IJ -PLY/GWB	65	100	300	Terciado	15.1	2.5x50	Anillado
	(300)	(300)	(300)	(Yeso)	(15)	(8x75)	(Tornillo)
HC - OSB9.5	100	100	150	OSB	9.5	3.1x80	Anillado
HC - OSB11.1	50	65	150	OSB	11.1	3.1x80	Anillado
HC - PLY15.1	50	65	150	Terciado	15.1	3.1x80	Anillado

* Diafragmas con yeso cartón utilizaron tornillos drywall.

Tabla 2. Matriz de diafragmas de CLT.

Nombre	Número de paneles	Dimensión de paneles (mm)	Dimensión global (m)	Tipo de junta	Tipo tornillo	Espaciamiento tornillos (mm)
CLT PS@150	3	1200x2400x165	3.6x2.4	Plywood spline	SDWS22600	150
CLT PS@400	3	1200x2400x165	3.6x2.4	Plywood spline	SDWS22600	400
CLT SS@200	4	1000x1700x99	4x1.7	Strap spline	SDS25312	200

2. MODELOS

Esta sección muestra el desarrollo de un set de modelos numéricos (elementos finitos) y analíticos utilizados para simular los diafragmas testeados. En cada uno de ellos, se presenta su base teórica y sus supuestos mas importantes.

2.1 MODELO NUMÉRICO PARA DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO (M-CASHEW)

2.1.1. DESCRIPCIÓN

Para simular diafragmas de entramados ligeros se utilizó el modelo no-lineal de Pang et al. [Pang, 2013] y modificado por Estrella et al. [Estrella et al., 2021]. Este modelo se encuentra implementado en el software MATLAB-Cyclic Analysis for Shear Walls (M-CASHEW). Este modelo permite simular adecuadamente el comportamiento lineal y no-lineal, prediciendo con gran precisión la rigidez, capacidad, desplazamientos, e histéresis de elementos estructurales de madera (u otro material) con el sistema de marco-plataforma y de entramado ligero. La particularidad de este modelo radica en que con poca información experimental -basada en ensayos de conexiones- representa y predice de manera adecuada este tipo de estructuras, lo cual permite realizar de forma eficiente análisis paramétricos y de sensibilidad.

Los supuestos de este modelo consisten en: (i) vigas modeladas con elementos tipo frame Euler-Bernoulli, con x Grados De Libertad (GDL)s por nodo y material lineal-elástico; (ii) tableros arriostrantes (OSB o terciado) simulados mediante elementos tipo *shell* con 5 GDLs y material lineal-elástico; (iii) conexión fijación-tablero-viga representadas por resortes con 3 GDLs por nodo y con modelo de material histerético llamado MSTEW [Folz & Filiatrault, 2001]. Es de notar, que el modelo de conexión es el más relevante para simular el diafragma correctamente.

Para calibrar las vigas se requiere solo su módulo de elasticidad experimental y los tablero con el módulo de corte experimental o de la literatura. En tanto, para calibrar el modelo de conexión, se requiere de ensayos de corte cíclicos experimentales, los cuales serán provistos de la etapa de

conexiones de este informe. La **Fig. 11** compara la curva fuerza-desplazamiento experimental y del modelo MSTEW de una conexión clavada bajo una carga cíclica y monotónica, respectivamente.

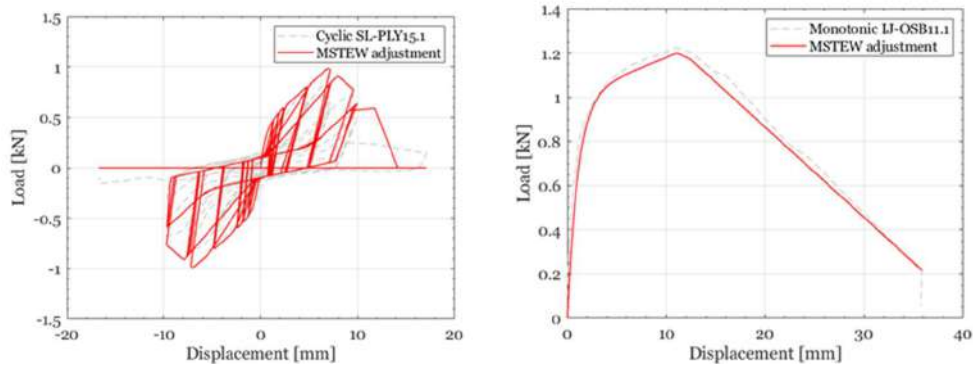


Fig 11. Comparación de curva fuerza-desplazamiento entre ensayo experimental y modelo MSTEW para una conexión clavada: (izquierda) carga cíclica; y (derecha) carga monotónica.

2.1.2. VALIDACIÓN DEL MODELO

Para validar este modelo, es necesario considerar los resultados experimentales de las conexiones y de los diafragmas de escala real. Además, es necesario representar las mismas condiciones de borde que las ocurridas durante los ensayos experimentales. A modo de ejemplo, se realizó un modelo numérico MSTEW de un diafragma de entramado ligero tipo IJ-OSB11.1 Optimized (véase **Fig. 12**). La **Fig. 13** compara la respuesta fuerza-desplazamiento de este ensayo con el modelo numérico, donde el desplazamiento es medido en el punto medio inferior del diafragma y la fuerza es la total aplicada. Notese la alta correlación de toda la curva entre la respuesta del modelo y el experimento. Los resultados de todos los modelos de diafragmas y sus respectivos análisis paramétricos se encuentran en el Capítulo 3.

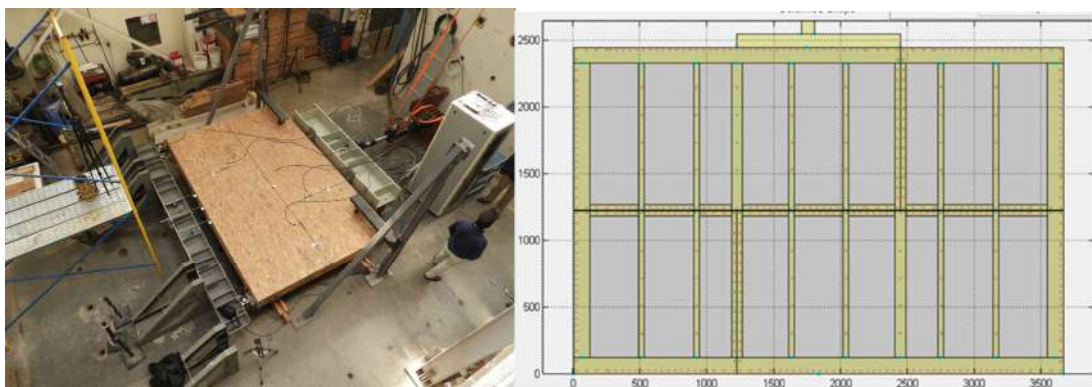


Fig 12. Setup de ensayo experimental de diafragma de entramado ligero tipo IJ-OSB11.1 Optimized y su modelo numérico M-CASHEW.

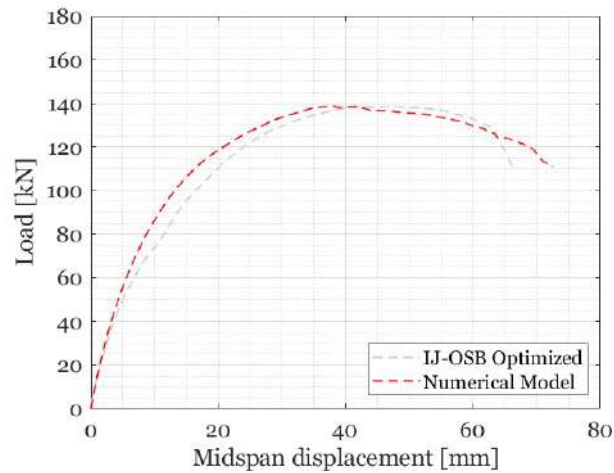


Fig 13. Comparación de curva fuerza-desplazamiento entre ensayo experimental de diafragma IJ-OSB Optimized y modelo numérico.

2.1.3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Debido a la fidelidad de la respuesta que entrega este modelo, se realizó un estudio paramétrico considerando 4 variables cruciales en el diseño de este tipo de diafragmas:

- Razón de aspecto: tomada como la razón entre el ancho y el largo del diafragma. Se consideraron 3 razones de aspecto: (i) 1:1 (cuadrado); (ii) 2.5:1; y (iii) 4:1 (véase **Fig. 14**). Es de notar, que pocos estudios existen variando esta razón para este tipo de diafragmas. Además, esto permitirá evaluar el grado de precisión que entrega la ecuación analítica de deformación elástica de la norma de diseño SDPWS.
- Distribución de tableros arriostrantes: se consideraron dos casos: (i) juntas alineadas; y (ii) en zig-zag (véase **Fig. 14**). La diferencia entre ambos tipos de disposiciones puede producir notorias diferencias en la capacidad y la rigidez global del diafragma.
- Presencia o ausencia de elementos bloqueantes: corresponden a las vigas perpendiculares al entramado principal (gravitacional) y proveen una mayor área para clavar los paneles arriostrantes, impidiendo el pandeo flexural de las vigas gravitacionales. Por ende, su ausencia suele disminuir la capacidad y rigidez del diafragma completo.
- Dimensión de vigas del entramado: se consideraron dos dimensiones de vigas del entramado: (i) 41x185 mm; y (ii) 65x185 mm.

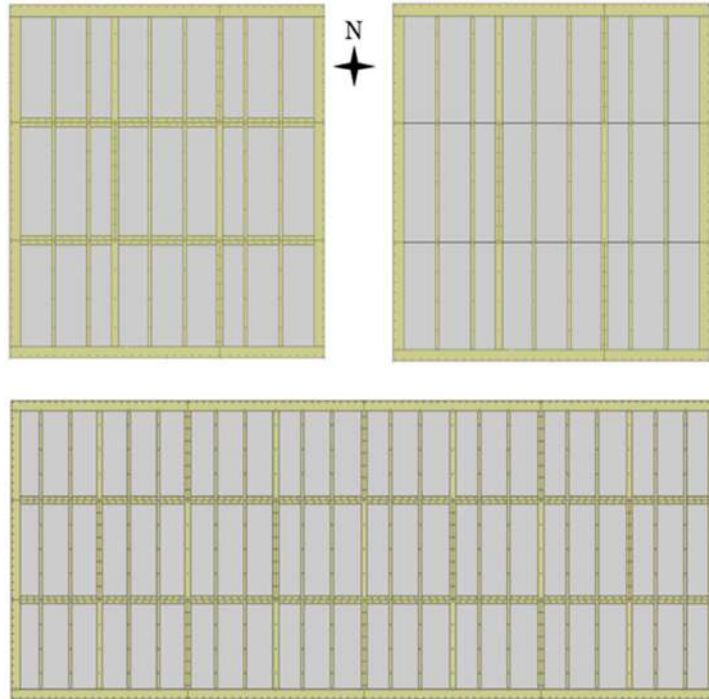


Fig 14. Algunas de las variantes de modelos considerados para el análisis paramétrico. Se muestran diferentes disposiciones de tableros y presencia/ausencia de elementos bloqueantes, y con distintas razones de aspecto.

En todos los casos, se consideró constante un tablero arriostrante de OSB de 11.1 mm de espesor y clavos tipo 1 (según **Tabla 1**) con un patrón de espaciamiento cada 100 mm en los bordes de los paneles y cada 150 mm en las juntas de paneles paralelas a la carga.

2.2. MODELO NUMÉRICO LINEAL PARA DIAFRAGMAS DE CLT (RFEM)

2.2.1. DESCRIPCIÓN

Para modelar diafragmas de CLT en el rango lineal se desarrolló un modelo de elementos finitos simplificado en el software RFEM. La ventaja de este modelo es que permite evaluar de forma rápida el desempeño sísmico de estos elementos en una etapa inicial de diseño.

Los supuestos de este modelo consisten en: (i) tableros de CLT simulados mediante elementos tipo *shell* con 5 GDLs y material lineal-elástico; y (ii) conexión panel/panel modeladas por resortes elásticos con GDLs por nodo, utilizando la rigidez elástica entregada por el proveedor. Para este caso, se modelaron los tres diafragmas de CLT ensayados.

2.3. MODELO NUMÉRICO NO-LINEAL PARA DIAFRAGMAS DE CLT (ANSYS)

2.3.1. DESCRIPCIÓN

Para representar el comportamiento inelástico de diafragmas de CLT, se utilizó el modelo numérico desarrollado por Chacón et al. [Chacon_2023], el cual es implementado en el software ANSYS [Ansys_2023]. Este modelo permite simular con precisión la rigidez, capacidad, y mecanismo de falla de paneles de CLT conectados con fijaciones discretas (tornillos, clavos, etc.) bajo cargas monónicas y dinámicas en su plano.

Los supuestos de este modelo consisten en los siguientes: (i) tableros de CLT simulados mediante elementos tipo *layered-shell* (SHELL181) de 3/4 nodos con 6 GDLs cada uno y material lineal-elástico ortotrópico para cada lamella (capa o *layer*) de CLT y orientada en la dirección paralela a la fibra, en cada una de las cuales se usaron propiedades dadas por el proveedor; y (ii) conexión panel/panel modeladas con 4 elementos tipo resorte lineales/no-lineales de diferente comportamiento según el tipo de fenómeno simulado, los cuales son: (1) resorte axial de 2 nodos y 1 GDL por nodo con material asimétrico tensión/compresión lineal para representar la apertura/cierre de los paneles, (2) resorte de corte en el plano de 2 nodos y 1 GDL por nodo con material lineal para simular el roce en esta dirección entre los paneles, (3) resorte de corte fuera del plano similar al anterior, y (4) resorte en dirección radial de 2 nodos y 2 GDLs por nodo con formulación co-rotacional y con material histerético de Richard–Abbott para representar la capacidad y rigidez de los tornillos. Este último modelo consta de 24 parámetros, los cuales casi todos se calibran con ensayos experimentales. La A compara la histeresis de fuerza-desplazamiento que genera el modelo de Richard–Abbott con un ensayo experimental cíclico de corte en el plano de una conexión de CLT de Gavric *et al.* [Gavric2015], donde se observa que el modelo predice con alta fidelidad tanto las ramas de endurecimiento, enblandecimiento (*softening*), y pinching, así como la degradación de rigidez/resistencia (fatiga de bajo ciclo). También, A compara la energía disipada entre el modelo y el ensayo, donde se observa su alto nivel de correlación.

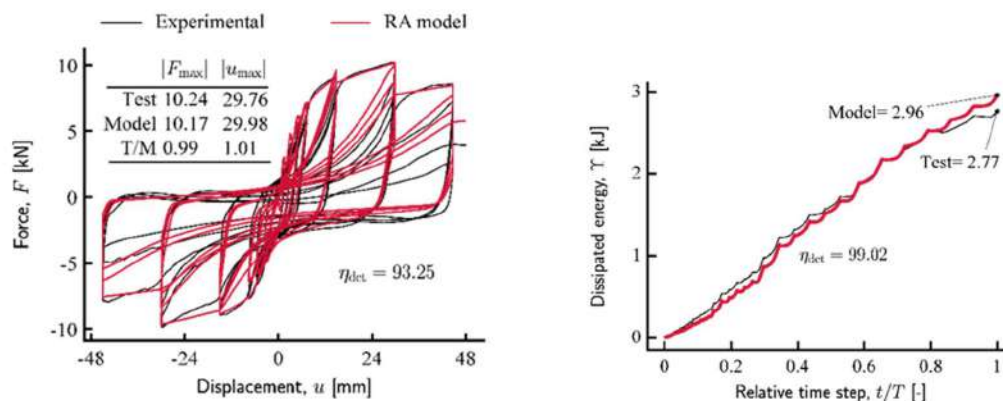


Fig A. Comparación de respuesta entre modelo de Richard–Abbott y ensayo de conexión de CLT bajo carga cíclica en el plano de Gavric *et al.* [Gavric2015]: (izquierda) curva fuerza-desplazamiento; y (derecha) curva energía disipada.

Para este caso, se modelaron solo dos de los diafragmas de CLT ensayados: CLT PS@400 y CLT SS@200. La figura B muestra el modelo considerado para ambos casos, donde se incluyeron las mismas condiciones de apoyo y carga aplicada que en los ensayos reales.

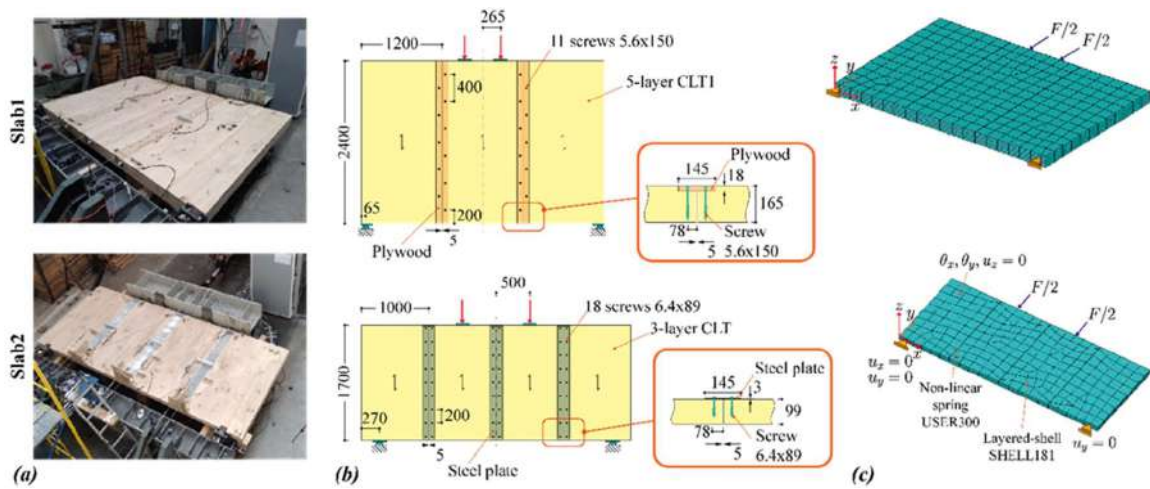


Fig B. Modelos numéricos de diafragmas de CLT para los especímenes CLT PS@400 y CLT SS@200: (a) vista 3D de los ensayos reales; (b) vista 2D de los setup; y (c) vista 3D de los modelos.

2.2.2. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Debido a la alta fidelidad que entrega este modelo de elementos finitos, es que se realizó un análisis paramétrico en dos de los especímenes ensayados (CLT PS@400 y CLT SS@200). Se estudio solo el efecto de variar la razón de aspecto de los diafragmas, dado que es una de las variables que mas influye en el comportamiento de este tipo de diafragmas. En específico, se mantuvo constante el alto de los paneles, el tipo de conexión (misma tipo y distribución de tornillos y el elemento de conexión), y se agregó una cantidad discreta de los mismos paneles ensayados hacia los costados para cada caso, variando desde 3 hasta 8 paneles (véase Fig. c).

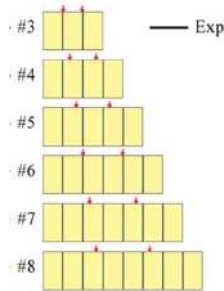


Fig C. Casos considerados para variar la razón de aspecto en diafragmas de CLT.

2.4. MODELO ANALÍTICO PARA DIAFRAGMAS (SDPWS)

El modelo utilizado para estimar las capacidades y rigideces de los diafragmas de madera - tanto de entramado ligero como de CLT - en este proyecto fue el presentado en el código estadounidense *Special Design Provisions for Wind and Seismic* o SDPWS [AWC, 2021], el cual permite determinar con relativa facilidad la capacidad de flujo de corte admisible de un diafragma

(en el rango lineal), y el desplazamiento del punto medio del diafragma en este mismo rango de cargas laterales.

El método usualmente utilizado por el código SDPWS entrega diferentes posibilidades de diafragmas en cuanto a su tipo de clavo, de entramado, tablero arriostrante, etc. que dada la gran cantidad de ensayos experimentales que la sustentan, han sido tabulados en dicho código. Sin embargo, la realidad chilena tiene una carencia de estudios de este tipo, además de no presentar los mismos tipos de materiales en la industria nacional, por lo que asumir el buen funcionamiento de dichas tablas para la realidad chilena no sería del todo recomendable. Dicho esto, a continuación se presenta la formulación matemática que sustenta el código estadounidense, y presentado por primera vez por Tissell & Elliot [Tissell & Elliot, 1977] cuyos resultados aún siguen siendo utilizados en la industria estadounidense. Tal formulación está compuesta de un método matemático para estimar la capacidad al corte admisible del diafragma, y a través de este, estimar la deformación lateral del diafragma, presentado por Countryman [Countryman, 1954], el cual asume al diafragma como una viga profunda, la que puede estar sometida a cargas laterales, ya sea sísmica, de viento u otra.

2.3.1. ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD AL CORTE ADMISIBLE

El método matemático empleado por Tissell & Elliott [Tissell & Elliott, 1977] para estimar la capacidad del flujo de corte (v) admisible de un diafragma emplea dos partes: (1) estimar la capacidad admisible de los tableros estructurales (OSB/terciado) sometidos a corte, y (2) estimar la capacidad admisible a corte de la unión clavada tablero/envigado. Luego de esto, la capacidad admisible del diafragma quedará determinada como la menor de ambas capacidades. Nótese que, este procedimiento asume que el diafragma es una viga profunda (con deformación por corte importante), y que se apoya en dos puntos, por lo que la capacidad de un diafragma vendrá dada por una capacidad a flujo de corte que corresponde a la capacidad por unidad de largo que tiene un lado del diafragma. Dicho esto, la capacidad total del diafragma será obtenida multiplicando este valor por el ancho del diafragma, y por un factor de 2, para dar cuenta de los dos apoyos inferiores.

Para esta investigación, el primer paso fue omitido, dado que usualmente los proveedores de tableros estructurales en Chile no entregan valores de capacidad estructural. Sin embargo, usualmente los tableros estructurales suelen ser mucho más resistentes que la conexión clavada, por lo que se utilizó el supuesto de que la conexión clavada iba a representar la componente débil de este estudio.

El segundo paso, correspondiente a la estimación de la capacidad al corte de los clavos arriostrantes, la cual utiliza la teoría de Johansen [Johansen, 1949], disponible actualmente en la norma NCh1198 [INN, 2014]. La metodología consiste en estimar la capacidad admisible de un clavo mediante el método de Johansen, y este valor, ponderarlo por el factor de modificación por duración de carga sísmico (1.6), un factor de diafragma (1.1) que da cuenta del “efecto hilera” que producen los clavos arriostrantes en el panel, un factor que considera la cantidad de clavos por pie, y por último, un factor de castigo (0.89) por el uso de entramados interiores de madera con espesor nominal menor a 3 pulgadas. Así, por ejemplo, para el primer diafragma de entramado ligero

arriostrado ensayado en esta investigación (SL-OSB según la **Tabla 2**), el método de corte matemático viene dado a continuación:

- (1) Se obtiene la capacidad de corte nominal de un clavo de dimensiones 2.9x65 mm sometido a corte simple según Johansen, con un valor admisible de aproximadamente 0.26 kN, equivalente a 58 lbf (libras).
- (2) Luego, considerando que el espaciamiento entre clavos en el diafragma SL-OSB es de 100 mm en bordes de paneles, y 150 mm en juntas de paneles paralelas a la carga, se toma el primer valor, correspondiente a los bordes del diafragma, que es la zona de mayor sollicitación a corte. Así, se calcula la cantidad de clavos por pie (ft) que existe en el diafragma. Para este caso, dado que los clavos se encuentran espaciados cada 10 cm (3.93 pulgadas), se encontrarán aproximadamente tres clavos por pie (1 pie tiene 12 pulgadas, luego $12 \text{ pulgadas} / 3.93 \text{ pulgadas} = 3.05$ clavos). Cabe mencionar que este valor, en unidades de medida utilizadas en Chile generalmente, correspondería a aproximadamente 9-10 clavos por metro de largo.
- (3) Por último, se ponderan estos valores con los factores de modificación antes explicados, tal que:

$$v_{ASD,SL-OS} = 58 \text{ lbf} \times 1.6 \times 3 \frac{\text{clavos}}{\text{pie}} \times 1.1 \times 0.89 \approx 275 \text{ lb/ft (o plf)}$$

O escrito usando el sistema de medida internacionales (generalmente en Chile):

$$v_{ASD,SL-OSB} = 0.26 \text{ kN} \times 1.6 \times 10 \frac{\text{clavos}}{\text{metro}} \times 1.1 \times 0.89 \approx 4 \text{ kN/m}$$

Las diferencias entre ambos valores al hacer la conversión viene dada por la aproximación de la cantidad de clavos por pie, y la cantidad de clavos por metro. Cabe destacar que, estos valores vienen directamente divididos por el ancho del diafragma (W), y por la mitad de la carga total aplicada. Esto significa que, al tener un diafragma de dimensiones 3.6x2.4 m, donde la carga es aplicada en la dirección paralela al lado corto (es decir, el ancho corresponde a 2.4 m), la capacidad total admisible del diafragma vendría dada por:

$$v_{ASD} = \frac{F_{ASD}}{2W} \rightarrow F_{ASD} = 2 \times v_{ASD} \times W$$

$$F_{ASD} = 2 \times 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 2.4 \text{ m} = 19.2 \text{ kN}$$

El mismo procedimiento fue utilizado para calcular la capacidad admisible de cada uno de los diafragmas de entramado ligero. El procedimiento para el cálculo de la capacidad al corte admisible

de diafragmas de CLT es idéntico al antes mencionado, aunque usualmente los proveedores entregan la capacidad admisible al corte de las conexiones de forma directa.

2.3.2. ESTIMACIÓN DE DEFLEXIÓN EN RANGO ADMISIBLE

El método generalmente utilizado para estimar la deflexión de diafragmas dentro del rango admisible (lineal elástico) realiza una analogía, considerando a los diafragmas como vigas simplemente apoyadas, con una contribución de deformación por corte importante. Según este método, se asume a los tableros del diafragma como el alma de una viga, encargándose de tomar las cargas por corte, mientras que las cargas axiales son tomadas por las cuerdas, que actúan como las alas de la viga.

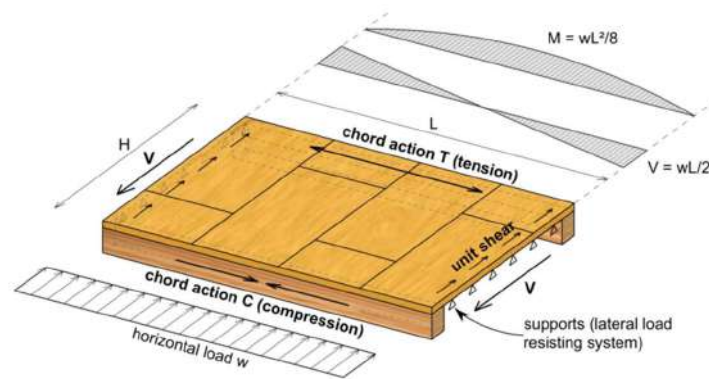


Fig 15. Analogía de viga corta para diafragmas. Tomado de Moroder.

La ecuación para estimar la deflexión del punto medio de diafragmas con patrones de clavado uniforme consistente cualitativamente de cuatro componentes:

1. Deformación por las cuerdas sometidas a cargas axiales.
2. Deformación de los paneles arriostrantes por corte.
3. Deformación de la conexión clavada panel/viga por corte.
4. Deformación de los empalmes entre cuerdas.

donde sus respectivas componentes vienen expresadas analíticamente de la siguiente forma:

$$\delta = \frac{5vL^3}{8EAW} + \frac{vL}{4G_v t_v} + 0.188Le_n + \frac{\Sigma x \Delta_c}{2W}$$

donde...

Sin embargo, en la práctica, esta ecuación suele acoplar el segundo y tercer término en uno sólo, que incluye ambas componentes de corte (tableros y clavos), dando lugar a la siguiente ecuación:

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

donde:

- v : Capacidad de flujo de corte admisible (lb/ft)
- L : Largo del diafragma (ft)
- E : Módulo elástico de la madera de las cuerdas (psi)
- A : Área de la sección transversal de las cuerdas (in^2)
- G_a : Rigidez aparente del diafragma, obtenido del módulo de corrimiento de un clavo y de la deformación de los tableros (kips/in)
- W : Ancho del diafragma (ft)
- x : Distancia desde el empalme de la cuerda al apoyo más cercano (ft)
- δ : Desplazamiento máximo del punto medio del diafragma, dentro del rango elástico (in)

La rigidez aparente del diafragma se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$G_a = \frac{1.4v_{ASD}}{\frac{1.4v_{ASD}}{G_v t_v} + 0.75e_n},$$

donde:

- $G_v t_v$: Rigidez en el plano de los tableros arriostrantes (multiplicado por el espesor del tablero)
- e_n : Módulo de corrimiento de un clavo asociado a la conexión estudiada, en el rango lineal.

Es de notar que todos los parámetros se pueden estimar matemáticamente, exceptuando el módulo de corrimiento. Este último valor, viene tabulado en la industria estadounidense. Sin embargo, dado que en Chile los tipos de conectores son diferentes, no se pueden asumir tales valores, por lo que se requiere de ensayos de conexiones para obtener el valor de este módulo. Este procedimiento se realizó utilizando la matriz de conexiones presentada en el **Capítulo 1**.

La misma ecuación para estimar la deflexión del diafragma dentro del rango lineal puede ser ajustada al sistema de unidades internacionales dado por

$$\delta = \frac{0.052vL^3}{EAW} + \frac{vL}{4G_v t_v} + 0.614Le_n + \frac{\Sigma x \Delta_c}{2W},$$

donde ahora las unidades son:

- v : (N/mm)
- L : (mm)
- E : (N/mm^2)
- A : (mm^2)
- e_n : (mm)
- $G_v t_v$: (N/mm)
- W : (mm)
- $\Sigma x \Delta_c$: (mm)
- δ : (mm)

Esta ecuación tiene la capacidad de estimar la deflexión de diafragmas regulares, sin aperturas y bi-apoyados. Por ende, los resultados experimentales nos entregarán el grado de validación de esta ecuación.

Por último, actualmente, estas ecuaciones han sido también utilizadas para estimar los desplazamientos en rango lineal de diafragmas de CLT, pero modificando el tercer término, donde se utiliza una constante geométrica "C" que considera la razón de aspecto de los paneles de CLT. Así, la ecuación de desplazamientos para diafragmas de CLT se expresa como:

$$\delta = \frac{5vL^3}{8EAW} + \frac{vL}{4G_v t_v} + CLe_n + \frac{\Sigma x \Delta_c}{2W},$$

donde

$$C = \frac{\frac{1}{L} + \frac{1}{W}}{2}.$$

3. RESULTADOS

3.1. RESULTADOS DE CONEXIONES

Cuarenta ensayos de conexiones fueron llevados a cabo en dependencias de la Universidad del Bio-Bio. Se hicieron ensayos monotónicos, cíclicos paralelos a las fibras de la madera, y cíclicos perpendiculares a las fibras de la madera para estudiar el comportamiento de todas las conexiones utilizadas dentro de los diafragmas en el proyecto. Tal información entregó datos muy relevantes para estimar la capacidad, la rigidez, y el módulo de corrimiento de cada clavo; obtener parámetros para las ecuaciones de diseño; y validar los modelos numéricos de los diafragmas, los cuales se alimentan en base a estos resultados de conexiones.

Por una parte, se observó que todas las conexiones ensayadas monotónicamente exhibieron altas ductilidades, exceptuando aquellas que incluían tornillos de yeso cartón, cuyo comportamiento fue más bien frágil. Por otra parte, los ensayos de conexiones cíclicas presentaron diversos modos de falla, dependiendo del tipo de clavo y de su vástago. Se apreciaron fallas de extracción axial de los clavos, fallas por corte de los clavos (dúctil), penetración de la cabeza del clavo dentro del tablero arriostrante, entre otras, como se puede apreciar en la **Fig. 16**

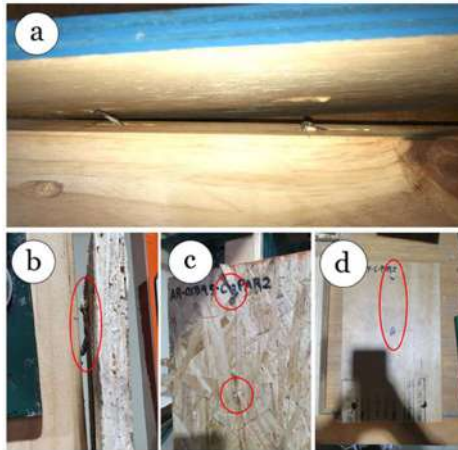


Fig 16. Modos de falla cíclicos: (a) Extracción axial de clavos (izquierda) y penetración de la cabeza del clavo en el tablero (derecha); figuras (b) y (d) muestran fallas dúctiles por corte en los clavos; (c) extracción axial y corte de clavos, con leve aplastamiento del OSB.

Las envolventes de las curvas cíclicas y monotónicas fueron utilizadas para estimar los módulos de corrimiento de cada tipo de conexión, y así, estimar correctamente los módulo de rigidez aparente G_a para cada entramado de forma correcta, sin necesidad de tener que utilizar los valores proporcionados por la SDPWS [AWC, 2021], cuyos tipos de clavos son diferentes a los utilizados en Chile, por ende, poco representativos para nuestra realidad. A modo de ilustración, la **Fig. 17** presenta algunos resultados de los ensayos de conexiones cíclicas de las conexiones tipo 10, 11 y 12 de la **Tabla 1**, mientras que la **Fig. 18** muestra los resultados asociados a las conexiones de tornillo con yeso cartón, también según la **Tabla 1**. Cabe destacar que todos los resultados de conexiones presentados son relacionados a un sólo clavo (a pesar que las conexiones tenían más de un clavo), lo que se logró dividiendo la capacidad máxima por la cantidad de clavos, y manteniendo el desplazamiento fijo dado que las conexiones comparten el mismo desplazamiento.

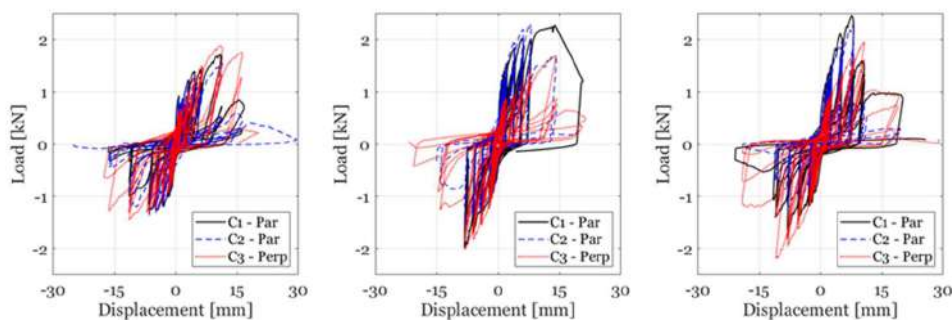


Fig 17. Resultados cíclicos de conexiones tipo 10 (izquierda), 11 (centro) y 12 (derecha).

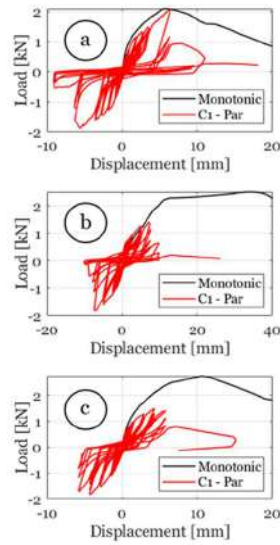


Fig 18. Resultados de conexiones con yeso cartón. (a) conexión tipo 7, (b) conexión tipo 8, (c) conexión tipo 9.

3.2. CALIBRACIÓN DE CONEXIONES PARA MODELO M-CASHEW

Los resultados de todas las conexiones ensayadas, presentadas en la sección anterior, sirvieron de base para modelar los resortes con una histeresis del tipo MSTEWE requerido para los modelos numéricos M-CASHEW. La **Fig. 11** compara los resultados obtenidos de una conexión experimental y su respectivo modelo en M-CASHEW, el que consta de 10 valores, que representan rigidez elástica, capacidad máxima, disipación de energía, entre otros, los cuales son esquematizados en la **Fig. 19**. A continuación, en la **Tabla 3** y **Tabla 4** se presenta el resumen de los valores obtenidos para cada tipo de conexión utilizada en este estudio.

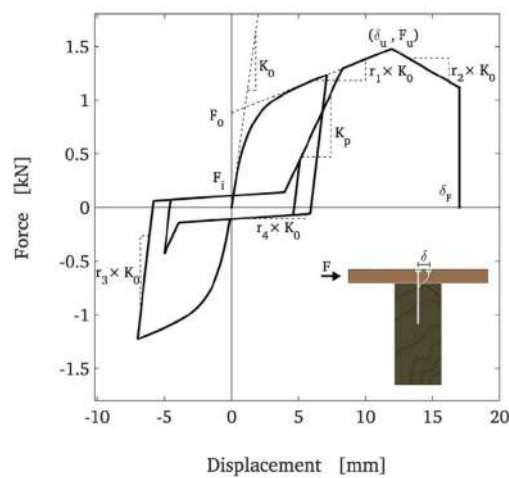


Fig 19. Descripción del modelo MSTEWE. Tomado de Estrella et al [referencia].

Tabla 3. Parámetros MSTEWS para conexiones con clavos de 2.9x65, 2.5x50 y tornillos de 8x75.

Sheathing – to – framing					K_0	r_1	r_2	r_3	r_4	F_0	F_T	δ_u	α	β
Nail	Sheathing	Thickness (mm)	Frame	Type (M/C)	($\frac{kN}{mm}$)					(kN)	(kN)	(mm)		
2.9x65	OSB	11.1	S-L	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.9x65	OSB	11.1	S-L	M	1.67	0.012	-0.016	-	-	0.85	-	7.25	-	-
2.9x65	Plywood	15.1	S-L	C	0.85	0.1	-0.099	1.7	0.025	0.397	0.099	7	0.7	1.1
2.9x65	Plywood	15.1	S-L	M	0.8	0.024	-0.069	-	-	1	-	12.8	-	-
2.5x50	OSB	11.1	I-joint	M	0.95	0.019	-0.043	-	-	1	-	11.5	-	-
2.5x50	Plywood	15.1	I-joint	M	1.3	0.045	-0.033	-	-	0.7	-	11	-	-
2.5x50	OSB	11.1	LSL	M	1.5	0.021	-0.025	-	-	1.057	-	7.6	-	-
2.5x50	Plywood	15.1	LSL	M	0.68	0.105	-0.5	-	-	0.65	-	14.5	-	-

Sheathing – to – framing					K_0	r_1	r_2	r_3	r_4	F_0	F_T	δ_u	α	β
Screw	Sheathing	Thickness (mm)	Frame	Type (M/C)	($\frac{kN}{mm}$)					(kN)	(kN)	(mm)		
8x75	Plywood	15.1	SL	M	1.74	0.108	-0.048	-	-	1.07	-	5.57	-	-
	Gypsum	15												
8x75	Plywood	15.1	I-joint	M	0.34	0.01	-0.442	-	-	2.6	-	36	-	-
	Gypsum	15												
8x75	Plywood	15.1	LSL	M	1.47	0.086	-0.046	-	-	1.54	-	9.33	-	-
	Gypsum	15												

Nota. M: Monotónico. C: Cíclico.

Tabla 4. Parámetros MSTEWS para conexiones con clavos de 3.1x80.

Sheathing – to – framing				K_0	r_1	r_2	r_3	r_4	F_0	F_T	δ_u	α	β
Nail	Sheathing	Thickness (mm)	Type	($\frac{kN}{mm}$)					(kN)	(kN)	(mm)		
	OSB	9.5	Monotonic	1.38	0.087	-0.059	-	-	0.61	-	9.37	-	-
3.1x80	OSB	11.1	Monotonic	1.19	0.055	-0.099	-	-	1.07	-	9.73	-	-
	Plywood	15.1	Monotonic	0.95	0.12	-0.135	-	-	0.8	-	10.2	-	-

3.3. RESULTADOS DE DIAFRAGMAS

La siguiente sección presenta los resultados experimentales de los diafragmas, tanto de entramado ligero como de CLT. Se muestran los modos de falla de cada ensayo y las curvas fuerza-desplazamiento.

3.3.1. MODOS DE FALLA DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO COMUNES

Los diafragmas de entramado ligero común, como se explicó previamente, son aquellos que fueron diseñados de acuerdo a lo indicado por la SDPWS [referencia], es decir, patrones de clavado homogéneos, y sin superposición de tableros estructurales (sin incluir yeso cartón). Esta sección se compone de cuatro diafragmas: SL-OSB, SL-PLY, IJ-OSB y IJ-PLY (ver **Tabla 2**).

El primer y segundo diafragmas ensayados, SL-OSB y SL-PLY, presentaron distintos tipos de falla. En primer lugar, SL-OSB presentó modos de falla dúctiles, asociados a la fluencia de los clavos y posterior extracción de estos desde el envigado (ver **Fig. 20(a)**), lo que le proporcionó ductilidad globales muy altas dentro del ensayo. Igualmente, se evidenció una apertura en las zonas de juntas de tableros, como se muestra en la **Fig. 20(d)**. Por otro lado, el ensayo asociado al diafragma SL-PLY tuvo una falla frágil no esperada, donde la cuerda superior falló de manera local en las cercanías del actuador hidráulico (ver **Fig. 20(b)**), aun que también se alcanzó a evidenciar fallo en los clavos que unían tableros a envigado, como se puede apreciar en la **Fig. 20(c)**. Tal modo de falla en el diafragma SL-PLY fue luego corroborado en la baja ductilidad de este ensayo.



Fig 20. Modos de falla diafragmas comunes tipo SL, diafragmas con yeso cartón y con patrón optimizado. (a) fallo de SL-OSB, (b) y (c) fallos de SL-PLY, (d) apertura inter-panel para SL-OSB y SL-OSB Optimized, (e) modo de falla en bordes de paneles en SL-OSB Optimized y (f) fallas dúctiles de clavos y falles frágiles de tornillos en SL-PLY/GWB.

El tercer y cuarto diafragma, IJ-OSB y IJ-PLY, ambos presentaron modos de falla dúctiles y esperados. En primer lugar, el espécimen IJ-OSB presentó fallas por fluencia de los clavos, como se aprecia en la **Fig. 21(a)**, al igual que el diafragma IJ-PLY, cuyo modo de falla por fluencia de clavos se aprecia en la **Fig. 21(b)**. Sin embargo, el diafragma IJ-PLY también presentó pequeños indicios de fallas frágiles, como la que se ve en la **Fig. 21(c)**, donde los elementos bloqueantes del diafragma (ver **Fig. 4** “*blocking flatwise*”) tuvieron un patrón de clavado muy cercano al borde de las vigas de madera inferiores, produciendo fallas por tracción perpendicular a la fibra en estos elementos. Sin

embargo, el modo de falla global y más relevante de la estructura fue por fluencia de los clavos, y entregó valores de ductilidad aceptables.

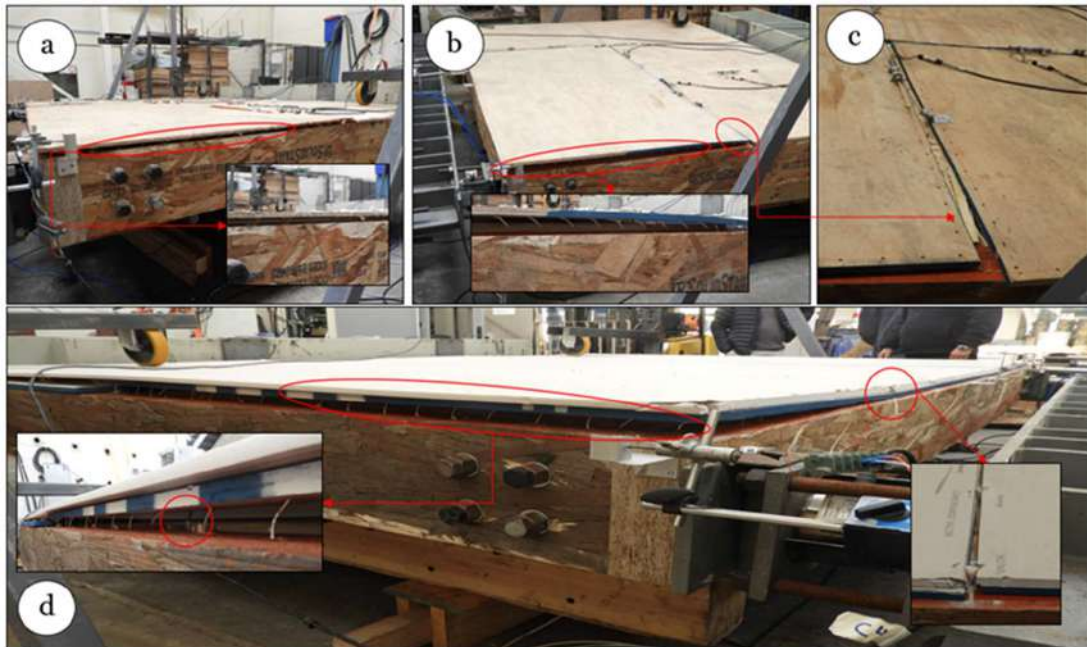


Fig 21. Modos de falla de diafragmas comunes tipo IJ, y diafragmas con yeso cartón. (a) modo de falla IJ-OSB por extracción de clavos del envigado, (b) modo de falla IJ-PLY por extracción de clavos en borde de panel, (c) modo de falla frágil en IJ-PLY por rotura de elemento bloqueante, (d) modo de falla dúctil en clavos, fallo por corte de tornillos para yeso cartón, en diafragma IJ-PLY/GWB.

3.3.2. MODOS DE FALLA DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO CON YESO-CARTÓN

Dos diafragmas fueron ensayados utilizando planchas de yeso cartón sobre tableros estructurales de terciado: SL-PLY/GWB utilizó un entramado de vigas de madera aserrada, y IJ-PLY/GWB utilizó una combinación en su entramado de vigas usando LSL y I-joist. El primer diafragma, SL-PLY/GWB, presentó un mejor comportamiento en términos de rigidez y capacidad que SL-PLY (sin yeso cartón), y el modo de falla inicial fue por el corte de los tornillos de manera frágil, con una subsecuente falla dúctil de los clavos arriostrantes, como se puede apreciar en la **Fig. 20(f)**. Por su parte, el diafragma IJ-PLY/GWB presentó exactamente el mismo tipo de fallo mencionado anteriormente, pero agregando también fallas locales en las planchas de yeso cartón en las cercanías de los tornillos, como se puede observar en la **Fig. 21(d)**. No se evidenciaron fallas frágiles en las planchas de yeso cartón en ningún caso.

3.3.3. MODOS DE FALLA DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO CON PATRÓN OPTIMIZADO

Los diafragmas diseñados con un patrón optimizado de clavos consistieron en un patrón de clavado doble en las esquinas de cada panel (ver **Fig. 5**), los cuales tuvieron el propósito de aumentar la distancia de cada clavo con respecto al centro de giro de cada panel, aumentando así la rigidez rotacional, y por ende, la rigidez global y capacidad del sistema. Sin embargo, tal disposición de clavado doble en los paneles, obligó a disminuir el espaciamiento entre líneas de clavos, y a disminuir el espaciamiento de clavado al borde de los paneles, con tal de seguir cumpliendo los espaciamientos mínimos requeridos por la norma NCh1198 [INN, 2014]. Tal configuración, llevó a un modo de falla asociado a la ruptura de los paneles de OSB en las esquinas, como se aprecia en la **Fig. 20(e)**, tanto para el ensayo SL-OSB Optimized como para IJ-OSB Optimized. Tal modo de falla confirma que una disposición de clavos muy cercana a los bordes de paneles genera modos de falla no esperables, lo que confirma la necesidad de un espaciamiento mínimo al borde de los paneles (y al borde del envigado inferior).

3.3.4. MODOS DE FALLA DE DIAFRAGMAS DE CLT

Tres diafragmas de CLT fueron ensayados: CLT PS@150, CLT PS@400 y CLT SS@200. El primero de estos, alcanzó una resistencia tal que el actuador hidráulico no fue capaz de llevarlo a la falla, por lo que éste primer ensayo no presentó fallas notorias, aunque en el proceso de desarme de la probeta, se evidenciaron algunos tornillos con fallas dúctiles, como se aprecia en la **Fig. 22(c)**. En consecuencia, un nuevo diafragma de iguales características, pero de menor capacidad fue diseñado: CLT PS@400 se diseñó con las mismas características que el espécimen anterior, pero con un mayor espaciamiento entre tornillos, de forma de alcanzar el modo de falla.

El espécimen CLT PS@400 presentó los modos de falla esperados. En un inicio, se diseñó las probetas con dilataciones entre los paneles de CLT de 1-2 mm aproximadamente para evitar fallas por compresión entre paneles, lo que fue logrado de manera efectiva, como se aprecia en la **Fig. 22c** (ver junta entre paneles). Sin embargo, actualmente las normativas de diseño de diafragmas de CLT requieren del uso de *straps* metálicos para evitar la excesiva apertura entre paneles en zonas de flexo-tracción, lo cual se evidenció en estos ensayos (ver **Fig. 22a**). Sin embargo, estas normas no entregan explicaciones explícitas de su uso, por lo que el presente estudió este aspecto, y por ende no se utilizaron *straps* metálicos en las zonas de apertura. También, no se evidenció falla alguna en los paneles de CLT, dado que las zonas de conexión entre paneles no se encontraban en el área de tracción máxima. Además, los tornillos que trabajaban en corte, tuvieron evidentes modos de falla dúctiles (ver **Fig. 22c**), al mismo tiempo que presentaron penetración dentro de los tableros de terciado (ver **Fig. 22b**).

Para estudiar el comportamiento de un diafragma de CLT con aperturas en el punto de máxima tracción, se diseñó el espécimen CLT SS@200, el cual consistió de cuatro paneles (ver **Fig. 22d**), con una junta en el medio del diafragma (la zona de máxima tracción). Esta acción, llevó a un modo de falla frágil al diafragma, generando una notoria apertura en la junta panel-panel del medio, y posteriormente generando fallas en la madera por tracción perpendicular a la fibra, como se aprecia en las **Figs. 22e y 22f**. Por último, también se evidenció fallas por corte en los tornillos para juntar paneles, como se puede ver en la **Fig. 22g**.

Cabe destacar que, a pesar de no utilizar *straps* metálicos para las zonas de tracción en estos diafragmas, las capacidades máximas alcanzadas fueron notablemente superiores a las capacidades de diseño. Sin embargo, la ausencia de los *straps* metálicos en tracción demostraron la importancia de utilizarlos: las fallas frágiles en la madera nunca pueden ser permitidas, si no más bien, las fallas deben venir asociadas únicamente a los tornillos.

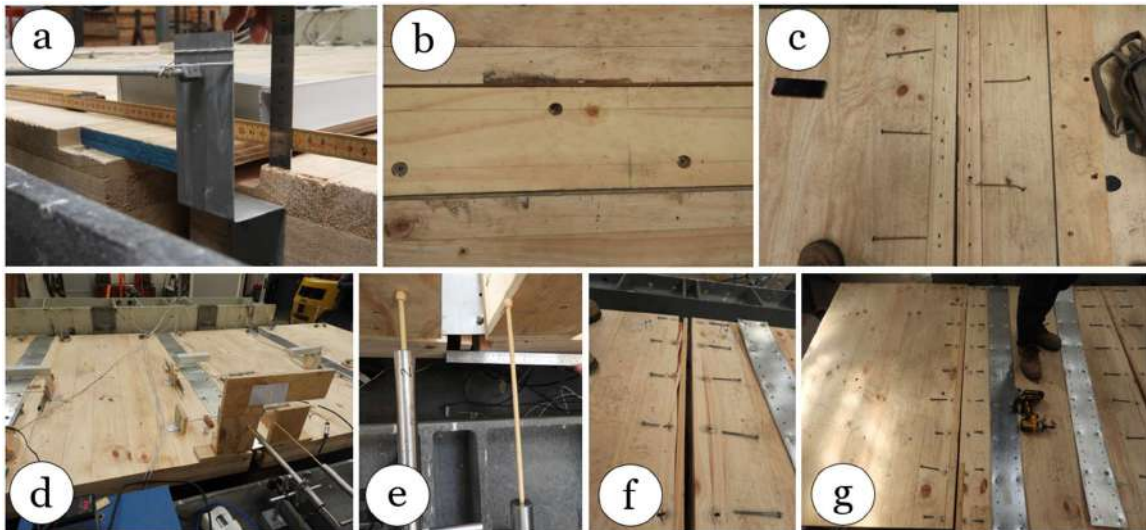


Fig 22. Modos de falla en diafragmas de CLT: (a),(b) y (c) muestran fallas de CLT PS@400 y CLT PS@150, (d)-(g) muestra fallas de CLT SS@200: (a) apertura y movimientos fuera del plano del diafragma, (b) aplastamiento del tablero de terciado e introducción del tornillo a través de este, (c) fluencia de tornillos, (d) vista de CLT SS@200, (e) y (f) muestran la apertura en zona de tracción, y falla en tracción perpendicular de la madera, (g) muestra el modo de falla de los tornillos.

3.3.5. MODOS DE FALLA DIAFRAGMAS DE ALTA CAPACIDAD (HC)

Los tres diafragmas de alta capacidad presentaron modos de falla similares. En primer lugar, tanto HC-OSB11.1 como HC-PLY15.1 fueron diseñados con capacidades extremadamente altas dentro del plano, sin embargo, el set-up experimental no consideró un arriostamiento fuera del plano lo suficientemente rígido, lo que llevó consigo fallas fuera del plano en ambos especímenes. Se presentó una tendencia de fallas fuera del plano en los tableros estructurales, lo que confirma la necesidad de diseñar diafragmas en el plano, y envigado fuera del plano igualmente, priorizando que el elemento limitante sea la componente tipo diafragma.

En consecuencia, el tercer diafragma, HC-OSB9.5 fue ensayado introduciendo al setup experimental un fuerte arriostamiento fuera del plano. Con esto, este diafragma tuvo un modo de falla asociado a los clavos, que tendieron a penetrar dentro del tablero de OSB, y a rajar este en algunos bordes de panel, y por otro lado, también se evidenciaron fallas transversales por corte en los tableros de OSB, como se puede observar en la **Fig. 23**.



Fig 23. Modos de falla HC-OSB9.5: (a) vista del ensayo con una marca en la zona de falla por corte de tableros, (b) acercamiento a falla por corte de tablero OSB, (c) falla en los conectores.

3.3.6. CURVAS FUERZA-DESPLAZAMIENTO

Se presentan a continuación las curvas experimentales de fuerza-desplazamiento de todos los diafragmas. Se ha realizado una separación en dos figuras por temas de orden. Las etiquetas de cada ensayo corresponden con aquellos entregados en la **Tabla 2**. Las **Figs. 24 y 25** muestran la curva de carga total aplicada vs. desplazamiento en la mitad de la cuerda inferior. En el caso de la **Fig. 24**, se presenta también en el eje y de la derecha la capacidad de corte unitario (vale decir, la mitad de la carga aplicada y dividida por el ancho del diafragma). Sin embargo, tal magnitud no es presentada en la **Fig. 25**, dado que no todos los diafragmas fueron construidos con las mismas dimensiones.

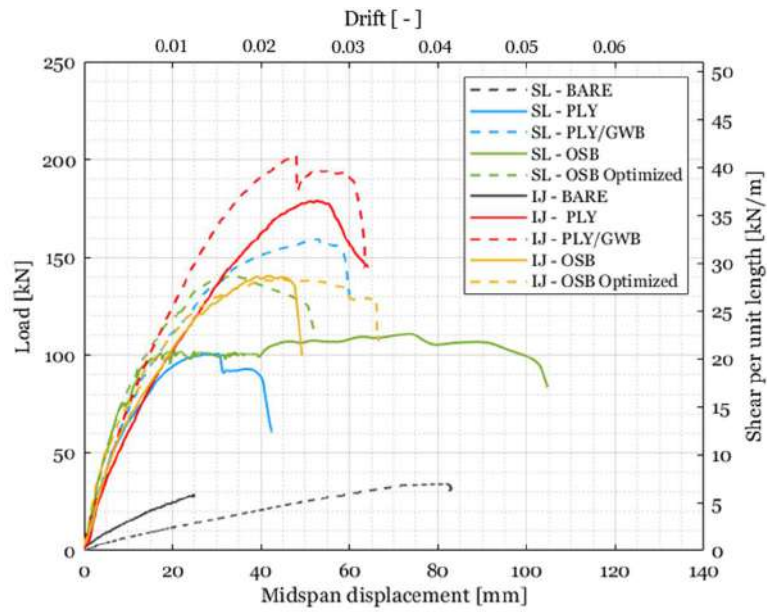


Fig 24. Curvas experimentales, parte 1.

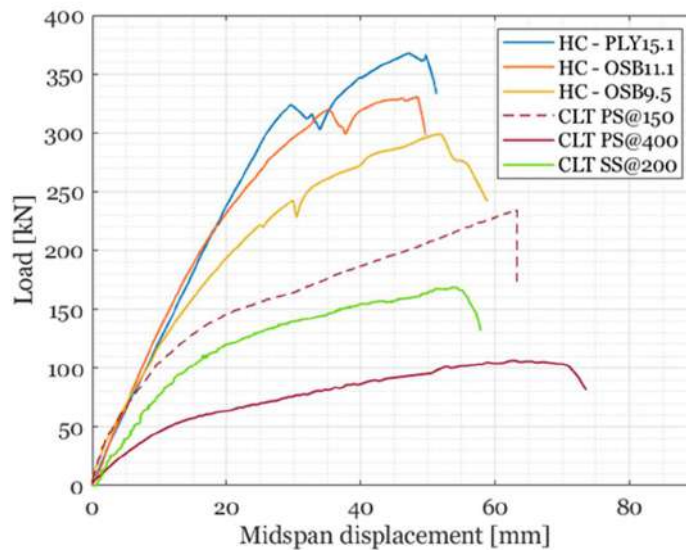


Fig 25. Curvas experimentales, parte 2.

3.3.7. PARÁMETROS EXPERIMENTALES RELEVANTES

Las curvas experimentales presentadas en el apartado anterior, fueron evaluadas utilizando el protocolo de la ASTM E2126 [ASTM, 2018] para estimar propiedades relevantes, como el punto de fluencia, la ductilidad, capacidad, y rigidez. Se midieron los siguientes parámetros de respuesta: (i) capacidad máxima F_0 y de fluencia F_y ; (ii) rigidez en el rango elástico K_0 ; (iii) deformación de fluencia δ_y y última δ_u , donde esta última se considera cuando la capacidad se reduce en un 80%;

y (iv) ductilidad μ , la que se estimada como la razón δ_u y δ_y . La **Tabla 5** resume los valores de estos parámetros para cada uno de los ensayos.

Es directo notar de las **Fig. 24 y 25 y Tabla 5** que las capacidades máximas de los diafragmas de entramado ligero son directamente proporcionales al espaciamiento de clavado utilizado, mientras que la rigidez global de los diafragmas muestra una mayor correspondencia con el diámetro del clavo utilizado, más que la cantidad de clavos. Por ejemplo, se puede notar que las capacidades máximas logradas por los diafragmas SL-OSB y SL-PLY son notoriamente menores a aquellas alcanzadas por IJ-OSB y IJ-PLY, dado que éstos últimos tenían un patrón de clavado con mayor cantidad de clavos. Por el contrario, SL-OSB y SL-PLY utilizaban clavos de diámetro 2.9 mm, mientras que IJ-OSB y IJ-PLY utilizaban clavos de diámetro 2.5 mm, lo que repercutió en una notable mayor rigidez global para los diafragmas tipo SL, por sobre aquellos tipo IJ

Asimismo, se puede apreciar que aquellos diafragmas que fueron diseñados con tableros de yeso cartón, también alcanzaron mayores capacidades que sus semejantes sin yeso cartón. Esto debido al trabajo en el rango elástico de los tornillos de yeso cartón, que mostraron tendencias al fallo alrededor de los 30 mm de desplazamiento global. Por otro lado, en cuanto a la ductilidad, se presentó una tendencia donde los diafragmas de entramado ligero de alta resistencia (HC) mostraron las menores ductilidades (entre 1.87 y 2.82), luego vinieron aquellos diafragmas construidos con marco de I-joist (2.36 - 2.85), y por último, los diafragmas más dúctiles fueron aquellos construidos con marco de madera aserrada (valores entre 3 y 4). El espécimen SL-OSB presentó una ductilidad mayor a 10, por lo que no se tomó en consideración, dado que fue un valor demasiado alejado del promedio. Finalmente, se puede apreciar también que las ductilidades entre tipos de diafragmas (SL-IJ-HC) presentan una relación inversa con respecto al espesor de los tableros arriostrantes. Así, por ejemplo, el diafragma tipo HC con mayor ductilidad, fue aquel con el tablerio OSB de menor espesor (9.5 mm), mientras que el diafragma tipo HC de menor ductilidad, fue HC-PLY15.1, con un tablero de terciado de 15.1 mm de espesor. La misma tendencia se presentó para todos los diafragmas de entramado ligero.

En último lugar, los diafragmas de CLT presentaron ductilidades superiores al promedio de los diafragmas de entramado ligero, marcando valores superiores a 3.5 en todos los casos, lo que se puede explicar por el hecho de que los tornillos utilizados en el CLT suelen presentar notables diferencias con los clavos utilizados en el entramado ligero, en término de disipación de energía. Asimismo, utilizando una cantidad reducida de tornillos, las capacidades estructurales pueden ser fácilmente igualadas con los diafragmas de entramado ligero.

Tabla 5. Parámetros estructurales de los ensayos experimentales en diafragmas.

Tested	F_0	K_0	F_y	δ_{40}	δ_y	δ_u	μ
Diaphragm	(kN)	(kN/mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
SL – BARE	33	0.5	-	-	-	82	-

SL – OSB	110	11.4	104	4.1	9.8	104	10.6
SL – OSB Optimized	140	10.1	125	5.6	12.6	51.9	4.12
SL – PLY	100	9.3	92	4.8	11.2	41.5	3.71
SL -PLY/GWB	160	7.5	145	8.2	19.2	60	3.11
IJ – BARE	-	1	-	-	-	-	-
IJ - OSB	141	7.6	125	7.6	17	48.5	2.85
IJ – OSB Optimized	138	9.2	125	5.8	13.3	66.5	5
IJ – PLY	179	5.5	156	12.3	26.8	63.2	2.36
IJ-PLY/GWB	203	6.6	182	11.2	25.2	63	2.5
HC - OSB9.5	300	20	245	10.5	20.8	58.8	2.82
HC - OSB11.1	330	14	297	9.9	22.3	49.7	2.22
HC - PLY15.1	367	14	335	12	27.5	51.4	1.87
CLT PS@150*	≥235	≥21.7	≥180	≥8.5	≥16.4	≥63.3	≥3.85
CLT PS@400	106	4.4	88	8.8	18.2	73	4.01
CLT SS@200	168	10.6	142	8.17	17.3	60.4	3.49

* Notar que CLT PS@150 no llegó al fallo, por lo que sus valores pudieron haber sido aún mayores, de ahí el uso del signo \geq .

3.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE DIAFRAGMAS CON MÉTODO SIMPLIFICADO

En la **sección 2.3** se presentó el procedimiento para estimar tanto la capacidad a corte admisible (rango lineal elástico), como la ecuación para estimar el desplazamiento de los diafragmas. Usualmente, la norma SDPWS [AWC, 2021] entrega una capacidad **nominal** de flujo de corte, la cual debe ser luego reducida por un factor (2.8 en este caso) para transformarla en una capacidad admisible, la que es comúnmente utilizada tanto en Estados Unidos como en Chile. Tal factor, para pasar de admisible a nominal, permite validar una solución de diafragmas, asegurando de alguna manera un factor de seguridad. De esta manera, uno de los objetivos generales de esta sección, es presentar experimentalmente la razón entre los valores de corte experimentales obtenidos en cada ensayo, contra el corte admisible que fue calculado según lo dispuesto en la **sección 2.3**.

Adicionalmente, la misma **sección 2.3** presentó el procedimiento para estimar la deflexión elástica de un diafragma sometido a cargas laterales, la que es dependiente de la capacidad a corte admisible, entre otras. Esta sección tiene como segundo objetivo presentar la correspondencia entre las deflexiones de un diafragma ensayado experimentalmente y su estimación mediante el método SDPWS [AWC, 2021]. La **Tabla 6**, en primer lugar, presenta las capacidades de flujo de corte admisibles, estimadas según el método simplificado mencionado anteriormente, al igual que la capacidad de flujo de corte experimental obtenido en cada ensayo. Por último, se presenta la razón entre estos dos valores, y dividiendo también por el factor 2.8, generando así un factor de seguridad entre los valores experimentales, nominales, y admisibles. Cabe mencionar que estos flujos de corte admisibles estimados solo son posibles de calcular matemáticamente para los diafragmas comunes, con un patrón de clavado uniforme, para los diafragmas de alta capacidad con patrón de clavado múltiple, y para los diafragmas de CLT. Aquellos diafragmas que consideran el uso de yeso cartón, y un patrón de clavado optimizado, no tienen un valor de capacidad admisible asociado en esta sección. Sin embargo, de igual manera se presenta su capacidad a flujo de corte experimental obtenida.

Tabla 6. Capacidades experimentales, admisibles, y factores de seguridad.

Ensayo	Experimental		Admisible (ASD)		
	v_{exp} (kN/m)	v_{exp} (lb/ft)	v_{ASD} (lb/ft)	v_{ASD} (kN/m)	$v_{exp}/2.8v_{ASD}$ (-)
SL – OSB	22.5	1540	275	4	2

SL – OSB Optimized	28.7	1965	-	-	-
SL – PLY	20.5	1400	310	4.5	1.64
SL – PLY/GWB	32.8	2250	-	-	-
IJ – OSB	28.9	1980	290	4.2	2.46
IJ – OSB Optimized	28.3	1940	-	-	-
IJ – PLY	36.7	2515	330	4.8	2.71
IJ - PLY/GWB	41.6	2850	-	-	-
HC - OSB9.5	61.5	4215	590	8.5	2.57
HC - OSB11.1	67.6	4635	905	13.2	1.82
HC - PLY15.1	75.1	5145	1020	14.9	1.78
CLT PS@150	≥ 49	3360	670	9.7	≥ 1.82
CLT PS@400	22.1	1515	255	3.7	2.14
CLT SS@200	49.4	3385	720	10.4	1.71

Es directo notar de la **Tabla 6** que todos los diafragmas ensayados cumplen con un factor de seguridad superior a 1.5, es decir, los resultados experimentales en todos los casos fueron por lo menos 1.5 veces superiores al valor nominal asociado. De la misma manera, todos los valores experimentales fueron por lo menos $1.5 \times 2.8 = 4.2$ veces su respectivo valor admisible, confirmando la factibilidad de estos diseños para ser implementados, asegurando un comportamiento elástico, como suele ser requerido por los códigos.

Con respecto a los desplazamientos en el rango lineal elástico de los diafragmas, estos fueron estimados completando las ecuaciones presentadas en la sección 2.3, particularmente para aquellos diafragmas con patrón de clavado uniforme y un solo tipo de tablero arriostrante, además de los diafragmas de CLT. Cabe mencionar que el valor de la rigidez aparente de cada diafragma fue obtenida haciendo un promedio de los G_a obtenidos por cada ensayo experimental de la matriz de conexiones. A continuación, la **Tabla 7** presenta los parámetros utilizados en los diafragmas comunes, aquellos de alta capacidad y CLT para estimar los desplazamientos de cada uno. Por otro lado, las **Figs. 26 y 27** muestran los desplazamientos estimados en los diafragmas de entramado ligero, incluyendo también aquellos diafragmas con patrón optimizado y yeso cartón (solo a modo de comparación), mientras que la **Fig. 28** muestra su semejante para los diafragmas de CLT.

Tabla 7. Parámetros utilizados para estimar desplazamiento de diafragmas de entramado ligero.

Diafragma	SL – OSB	SL – PLY	IJ – OSB	IJ – PLY	HC-OSB9.5	HC-OSB11.1	HC-PLY15.1
L (mm)	3663	3663	3663	3663	3663	3663	3663
L (ft)	12	12	12	12	12	12	12
E (GPa)	11.4	11.4	9.3	9.3	8.9	8.9	8.9
E (psi $\times 10^6$)	1.65	1.65	1.35	1.35	1.29	1.29	1.29
A_{chord} (mm^2)	22755	22755	21450	21450	36075	36075	36075
A_{chord} (in^2)	35.3	35.3	33.2	33.2	55.9	55.9	55.9
W (mm)	2443	2443	2443	2443	2443	2443	2443
W (ft)	8	8	8	8	8	8	8
x (mm)	1831	1831	-	-	1831	1831	1831
x (ft)	6	6	-	-	6	6	6

Δ_c (in)	0.003	0.003	-	-	0.003	0.003	0.003
G_a (kips/in)	7	5	11.5	6.5	31	39	23
v_{ASD} (lb/ft)	275	310	290	330	590	905	1020
δ_{SDPWS} (in)	0.12	0.19	0.076	0.15	0.05	0.08	0.14
δ_{SDPWS} (mm)	3.07	4.81	1.94	3.89	1.3	2	3.6
δ_{exp} (mm)	1.69	2.56	2.59	3.22	2.5	4.8	5.6
$\delta_{SDPWS}/\delta_{exp}$	1.81	1.87	0.75	1.21	0.52	0.42	0.64

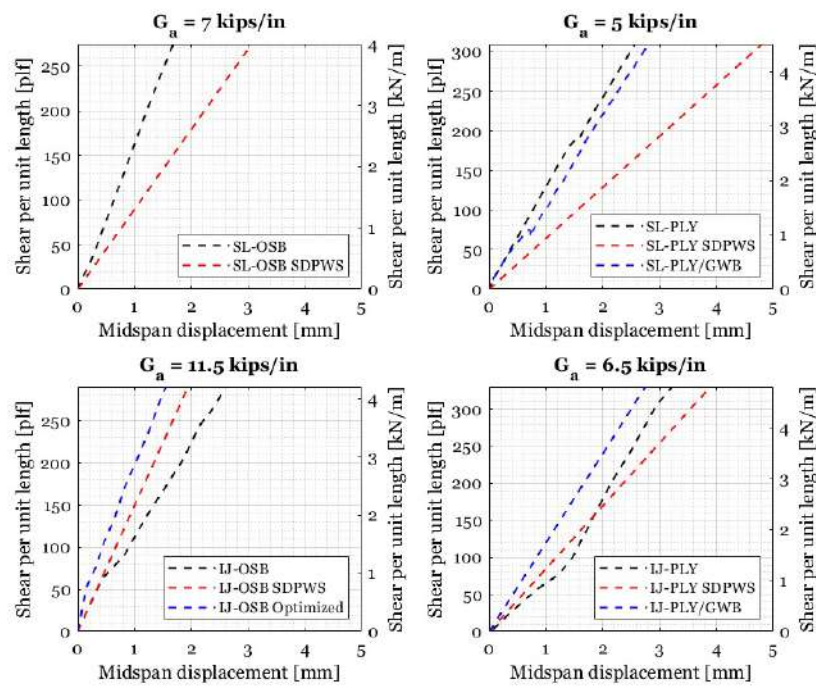


Fig 26. Comparación de desplazamientos experimentales y estimaciones de diafragmas de entramado ligero comunes, con yeso cartón, y con patrón optimizado.

La Fig. 26 y 27 muestran en sus ejes x el desplazamiento medido en la cuerda inferior de los diafragmas, mientras que en los ejes y se muestra la capacidad, entendida como flujo de corte (entendiéndose una equivalencia entre *shear capacity* y *shear per unit length*), donde el límite de cada figura es la capacidad de corte admisible estimada para cada tipo de diafragma. Es posible notar desde la Fig. 26 el buen comportamiento general de la ecuación para estimar el desplazamiento de los diafragmas en su rango lineal elástico. En particular, todas las estimaciones (curvas rojas) tendieron a entregar valores de desplazamiento mayores a los desplazamientos obtenidos experimentalmente, lo que es beneficioso para temas de diseño, dado que se entregan valores conservadores para el diseño. Solo el diafragma IJ-OSB, presentó valores de desplazamiento levemente superiores a su estimación, lo que se explica por un procedimiento de clavado pobre en tal diafragma. A modo de comparación, se incluyó también el diagrama IJ-OSB Optimized en la figura (el cual tiene la misma cantidad y tipo de clavos que IJ-OSB), y éste entregó un resultado más rígido que la estimación entregada por la ecuación de la SDPWS [AWC, 2021], confirmando el buen comportamiento de ésta.

Por su parte, los diafragmas de alta capacidad, o tipo HC, presentaron resultados de desplazamientos en rango lineal un poco más alejados de sus estimaciones correspondientes. Esto debido a que, como se mencionó anteriormente, los mecanismos de falla asociados a este tipo de diafragmas fue principalmente fuera del plano, cuando los diafragmas generalmente son pensados para fallar en el plano (fallo por fluencia de clavos, por ejemplo). Este mecanismo en particular, disminuyó la rigidez global de los ensayos, sobretodo en el diafragma HC-OSB11.1, el cual falló completamente fuera del plano, sin indicios de falla en los clavos. Tal caída de rigidez quedó reflejada en la Fig. 27, donde se puede notar que tanto HC-OSB9.5 como HC-PLY15.1 tienen cierta correspondencia con sus estimaciones de desplazamientos. Sin embargo, el comportamiento fuera del plano del diafragma HC-OSB11.1 generó problemas en los desplazamientos desde el inicio del ensayo, como se puede ver en la Fig. 27 (centro), donde el resultado experimental (curva negra) entregó resultados más flexibles que la estimación SDPWS [AWC, 2021], lo que implica un diseño poco conservador.

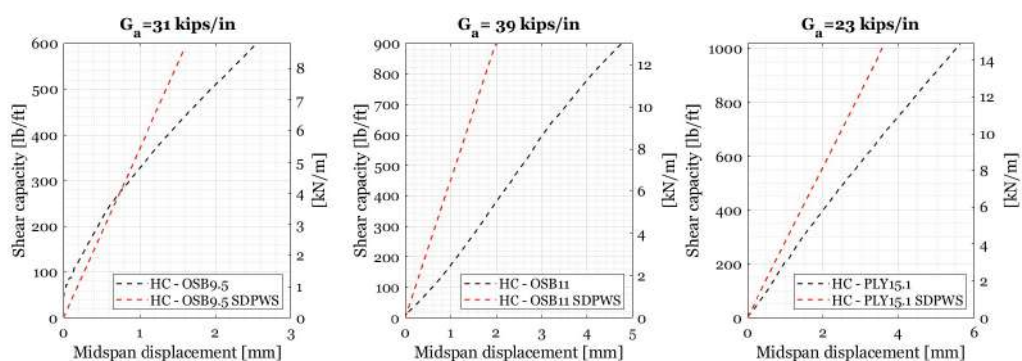


Fig 27. Comparación de desplazamientos experimentales y estimaciones de diafragmas de entramado ligero de alta capacidad.

Por último, los desplazamientos en rango lineal asociados a los diafragmas de CLT fueron estimados utilizando la ecuación respectiva, sin embargo, el último término asociado al desplazamiento de empalmes fue omitido. Por otro lado, el término asociado al desplazamiento por tracciones axiales fue estimado considerando un área de trabajo en las cuerdas, dado que no se utilizaron empalmes para tomar las tracciones en esta zona. Generalmente, esta área de trabajo se calcula en base al ancho de los empalmes. De todas maneras, tal componente de desplazamiento no suele ser la más relevante para estimar el desplazamiento global del diafragma, sino que son las componentes asociadas al corte, y a las dimensiones de los paneles de CLT. Se puede ver en el **Fig. 28** el buen comportamiento de la ecuación para estimar desplazamientos, entregando siempre valores más flexibles que aquellos obtenidos experimentalmente, es decir, valores conservadores.

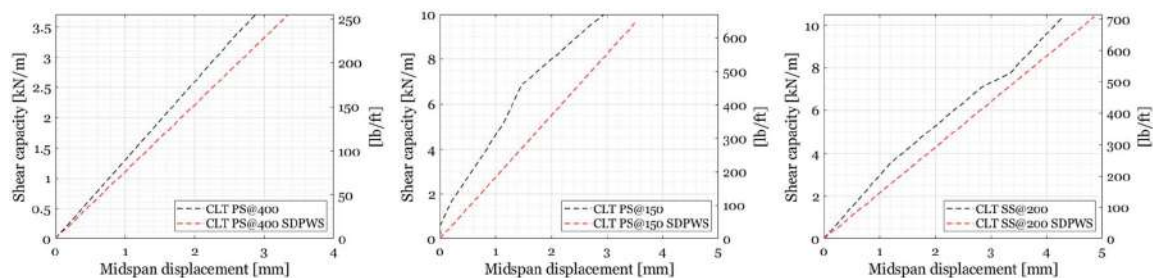


Fig 28. Comparación de desplazamientos experimentales y estimaciones de diafragmas de CLT.

3.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON MODELOS DE DIAFRAGMAS M-CASHEW

Tal como se mencionó anteriormente, una de las etapas de este proyecto contempló la modelación numérica de los diafragmas. La correcta validación de cada uno de estos permite aumentar la confiabilidad de los resultados numéricos, para así poder generar un análisis paramétrico fiable. Hoy en día, las limitaciones espaciales en los laboratorios estructurales para ensayar probetas de escala real, suelen ser abordadas mediante modelos numéricos validados previamente. Es por esto, que se presenta en la **Fig. 29**, **Fig. 30** y **Fig. 31** el contraste entre todos los resultados experimentales de los diafragmas de entramado ligero, y su correspondiente modelo numérico realizado en M-CASHEW.

Es directo notar de las comparaciones entre los resultados obtenidos en los ensayos tipos IJ, el buen comportamiento de los modelos numéricos para estimar las características de cada ensayo, tanto en el rango lineal como en el no lineal (**Fig. 29**). También se obtuvieron buenos resultados con los ensayos tipo SL (**Fig. 30**), a excepción del ensayo SL-OSB, cuya gran ductilidad no pudo ser captada por el modelo numérico. En general, tanto los ensayos tipo SL como los ensayos tipo IJ fueron fáciles de reproducir por el modelo M-CASHEW, dado que la mayor componente de fallo asociada a estos ensayos fueron los clavos, como se mencionó varias veces anteriormente. En este sentido, dado que la principal herramienta del modelo numérico para reproducir comportamientos lineales y no lineales es la curva de histéresis asociada a los clavos, éste no presentó problemas para entregar de manera precisa los comportamientos de cada diafragma.

Por el contrario, los diafragmas tipo HC, dado que presentaron comportamientos más bien fuera del plano, tendieron a entregar resultados experimentales más flexibles (con mayor desplazamiento) que las estimaciones del modelo numérico, el cual solo es capaz de reproducir el movimiento en el plano (y no fuera de éste). Más aún, es posible notar en la **Fig. 31** que el diafragma HC-OSB11.1 presentó experimentalmente una rigidez mucho menor que la rigidez de su modelo numérico asociado. Esto, debido al comportamiento fuera del plano del ensayo experimental. Por otra parte, el ensayo HC-OSB9.5, que sí trabajó dentro del plano, obtuvo comportamientos bastante similares entre lo experimental y numérico, empezando a mostrar diferencias a un desplazamiento de 25 mm aproximadamente, donde los tableros de OSB empezaron a fallar por corte en el ensayo, mecanismo que no es capaz de reproducir el modelo numérico, explicando así las diferencias más allá de ese desplazamiento.

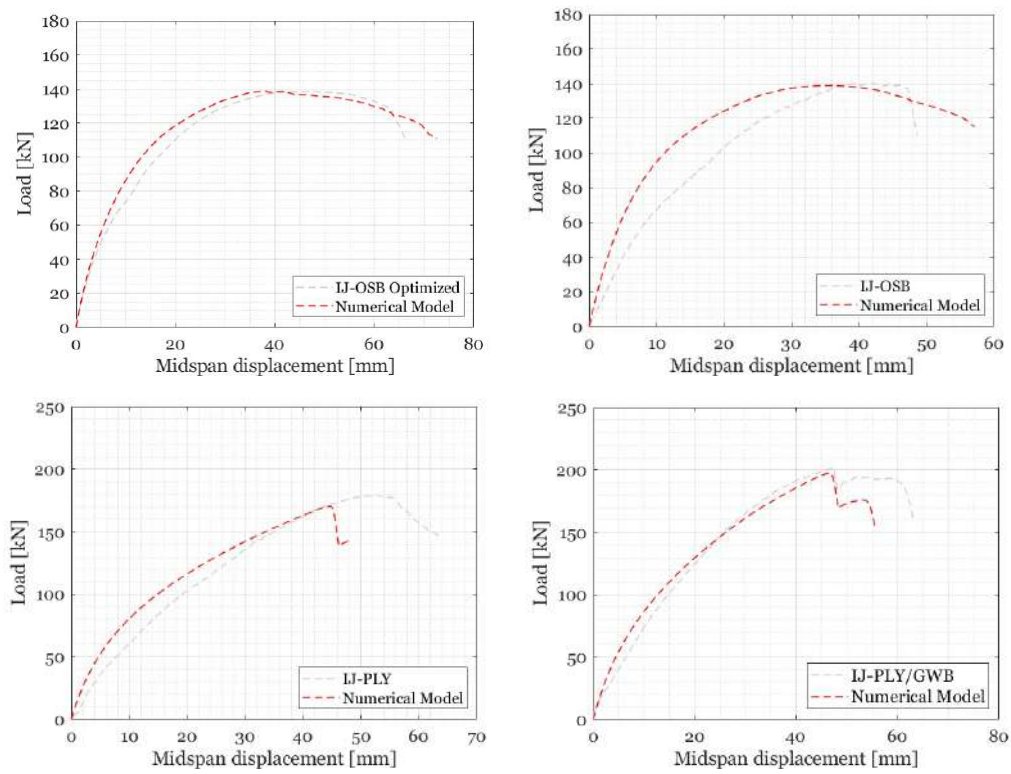


Fig 29. Comparación de diafragmas tipo IJ con modelos numéricos M-CASHEW.

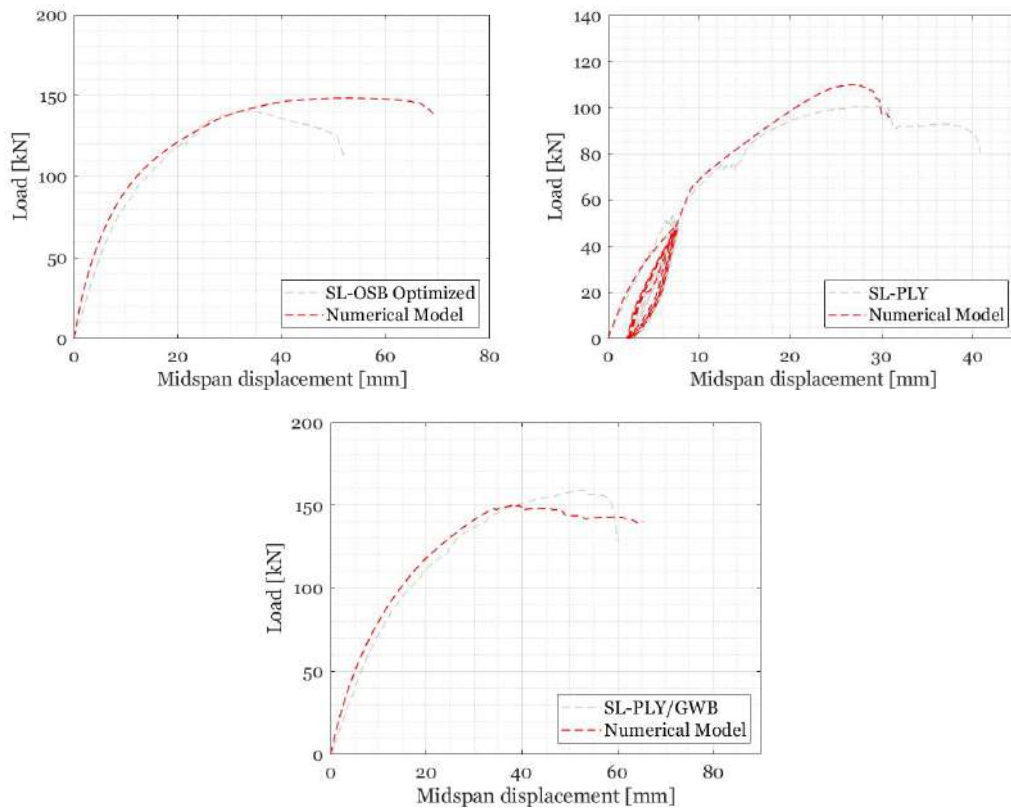


Fig 30. Comparación de diafragmas tipo SL con modelos numéricos M-CASHEW.

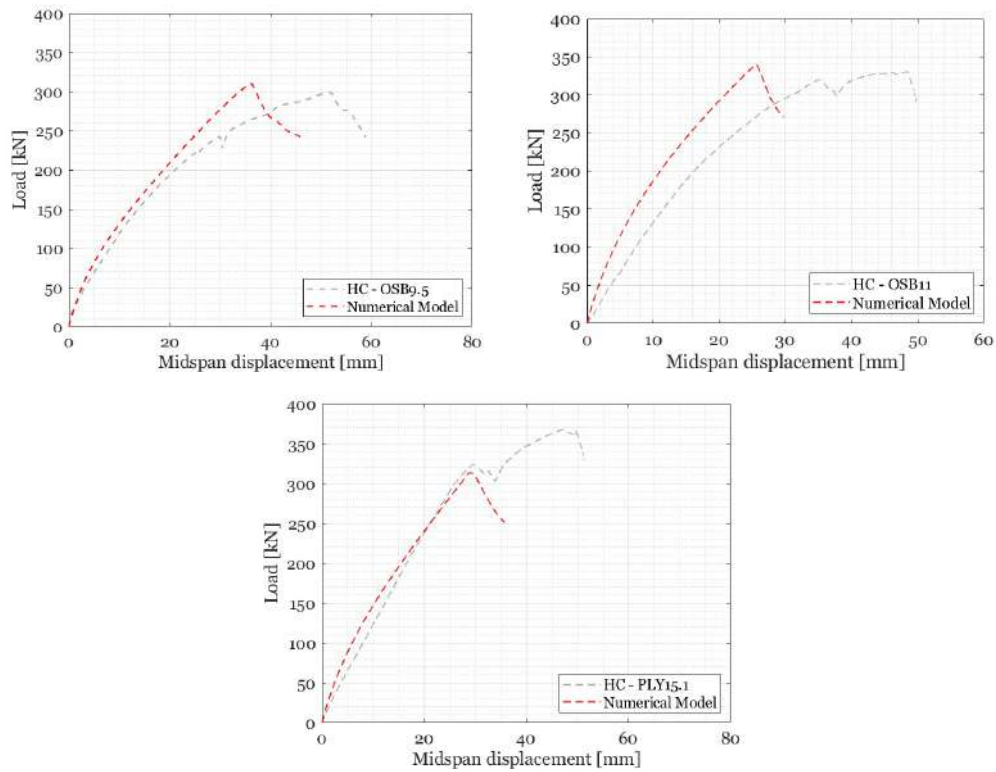


Fig 31. Comparación de diafragmas tipo HC con modelos numéricos M-CASHEW.

Con todos los diafragmas modelados, y validados los modelos, se procedió a desarrollar un análisis paramétrico, variando razón de aspecto, quitando la presencia de elementos bloqueantes, variando la posición de los tableros y cambiando el espesor del envigado inferior (ver **Fig. 14**). Cada una de estos puntos en el análisis paramétrico tuvieron su propia relevancia, que es explicada a continuación:

- **Variación de razón de aspecto:** Usualmente, los estudios académicos sobre diafragmas se han desarrollado sobre probetas cuadradas (razón de aspecto 1:1), dado que esta configuración maximiza la deformación por corte. Sin embargo, no muchos estudios se han realizado considerando diafragmas de razones de aspecto mayores, por lo que no existe un acuerdo sobre la razón de aspecto máxima que puede ser considerada para ser modelada con ecuaciones analíticas, como las presentadas en la sección **2.3**, las que limitan su uso para razones de aspecto de 4:1, por ejemplo. A medida que aumenta la razón de aspecto, las componentes de la ecuación de deformación empiezan a tomar distintas relevancias, por lo que este estudio paramétrico intenta demostrar tal cambio, además de graficar como la ecuación de deformación tiende a ser menos exacta a medida que aumenta la razón de aspecto del diafragma.

- Variación en posición de tableros: La norma estadounidense SDPWS [AWC, 2021] entrega distintas configuraciones dependiendo de la distribución en planta de los tableros estructurales. En particular, este estudio se centró en dos distribuciones: Caso 1 (C1), donde los tableros estructurales tienen una distribución en zig-zag (ver por ejemplo, Fig. 14), y Caso 5 (C5), donde los tableros estructurales se encuentran alineados en ambas direcciones. La hipótesis a tratar aquí, es que al utilizar los tableros en una disposición C1, tienden a ser más rígidos, dado que las juntas de aperturas se superponen con la zona media de el tablero adyacente, impidiendo la apertura entre paneles. Por el contrario, el diafragma tipo C5, al tener juntas continuas entre paneles, permite una apertura más fácil, y por ende entrega rigideces menores.
- Elementos bloqueantes: Los elementos bloqueantes corresponden al envigado secundario de un diafragma. Este va en dirección perpendicular al diafragma primario, y no tiene ningún aporte en el soporte de cargas gravitacionales. Sin embargo, suele disponerse bajo las juntas de los tableros arriostrantes, por lo que permite clavar éstos en los cuatro lados de su perímetro, aumentando así la cantidad de clavos, y por ende, la capacidad del diafragma. Por otro lado, el uso de tales elementos bloqueantes permite reducir la longitud efectiva de pandeo de las vigas del entramado, por lo que también suele ser beneficioso para la rigidez global de los diafragmas.
- Variación del espesor de envigado: Aumentar el espesor de envigado puede tener 3 repercusiones principales:(1) aumenta el área del envigado, por lo que se puede aumentar el espaciamiento de clavado al borde del envigado, lo que suele resultar en un aumento de la capacidad; (2) aumenta el área de las cuerdas, por lo que suele mejorar esta componente de flexibilidad, haciendo al diafragma levemente más rígido; (3) por último, aumenta el área del envigado, disminuyendo por lo tanto las probabilidades de pandeo del entramado por las acciones sísmicas/de viento.

La **Tabla 8** presenta las propiedades de los 20 modelos utilizados para realizar el análisis paramétrico, donde se puede notar las variaciones entre cada caso. Se realizaron estos modelos para dar cuenta de todas las variables antes explicadas. Por otro lado, los resultados de estos modelos fueron graficados en las **Fig. 32, Fig. 33 y Fig. 34**, donde se comparan los resultados entre los desplazamientos de los modelos numéricos y su respectiva deformación según la SDPWS [AWC, 2021], se entregan las capacidades máximas de cada modelo, y su rigidez global. Luego, todos estos resultados son presentados en la **Tabla 9**, donde además se presentan los respectivos factores de seguridad de cada modelo numérico, con respecto a las capacidades admisibles que vienen dadas según la SDPWS [AWC, 2021].

Tabla 8. Propiedades de modelos numéricos para análisis paramétrico. La tabla se subdivide en dos grupos: aquellos con área de cuerdas 22755 mm² (vigas 2x8), y aquellos con área de cuerdas 36075 mm² (vigas de 3x8).

Modelo numérico	L (m)	W (m)	L/W (-)	E (GPa)	G (GPa)	A_{cuerda} (mm ²)	Case (1-5)	Blocking	v_{ASD} (lb/ ft)	v_{ASD} (kN/ m)
1:1 C1 Blocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	22755	1	Yes	275	4
1:1 C1 Unblocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	22755	1	No	275	4
1:1 C5 Blocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	22755	5	Yes	275	4
1:1 C5 Unblocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	22755	5	No	275	4
2.5:1 C1 Blocked	9.15	3.66	2.5:1	11.4	1.3	22755	1	Yes	275	4
2.5:1 C1 Unblocked	9.15	3.66	2.5:1	11.4	1.3	22755	1	No	185	2.7
2.5:1 C5 Blocked	9.15	3.66	2.5:1	11.4	1.3	22755	5	Yes	275	4
2.5:1 C5 Unblocked	9.15	3.66	2.5:1	11.4	1.3	22755	5	No	140	2
4:1 C1 Blocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	22755	1	Yes	275	4
4:1 C1 Unblocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	22755	1	No	185	2.7
4:1 C5 Blocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	22755	5	Yes	275	4
4:1 C5 Unblocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	22755	5	No	140	2
1:1 C1 Blocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	36075	1	Yes	275	4
1:1 C1 Unblocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	36075	1	No	275	4

1:1 C5 Blocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	36075	5	Yes	275	4
1:1 C5 Unblocked	3.66	3.66	1:1	11.4	1.3	36075	5	No	275	4
4:1 C1 Blocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	36075	1	Yes	275	4
4:1 C1 Unblocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	36075	1	No	185	2.7
4:1 C5 Blocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	36075	5	Yes	275	4
4:1 C5 Unblocked	14.4	3.66	4:1	11.4	1.3	36075	5	No	140	2

Los resultados de desplazamiento en el rango admisible de los 20 modelos numéricos fueron contrastados con su desplazamiento estimado según la SDPWS, como se muestra en la **Fig. 32**, donde los modelos marcados con un asterisco azul corresponden a una capacidad admisible diferente (ver **Tabla 8**). Se puede notar, en primer lugar, la baja contribución del desplazamiento de los empalmes metálicos y de la deformación axial de las cuerdas en la ecuación de estimación de desplazamiento. En segundo lugar, se puede notar que los diafragmas con razón de aspecto 1:1 desbloqueados presentaron prácticamente el mismo desplazamiento que sus semejantes bloqueados, confirmando las conclusiones de [Skaggs & Martin, 2004], cuya investigación indicó que las deflexiones de diafragmas de razón de aspecto 1:1 desbloqueados se comportan de manera similar a aquellos diafragmas bloqueados con razón de aspecto 1:1. sin embargo, tal afirmación deja de ser válida para diafragmas de razón de aspecto mayor. En tercer lugar, se puede notar de la **Fig. 32** como las estimaciones de desplazamiento tienden a sobreestimar la deflexión de los modelos numéricos, entregando valores cada vez menos precisos a medida que aumenta la razón de aspecto, especialmente en los casos de diafragmas desbloqueados. Tal información es de suma relevancia para limitar la razón de aspecto en diafragmas.

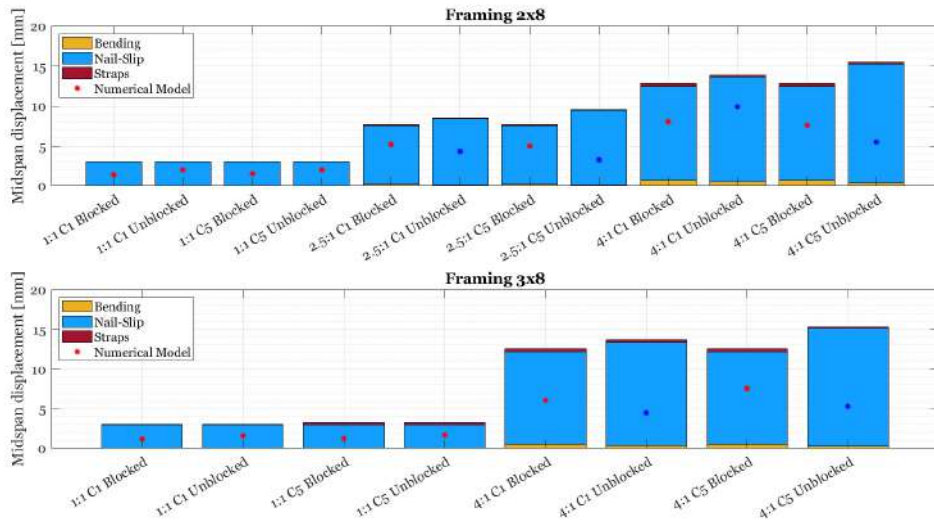


Fig 32. Comparación de desplazamiento de modelos numéricos y estimaciones SDPWS en rango lineal.

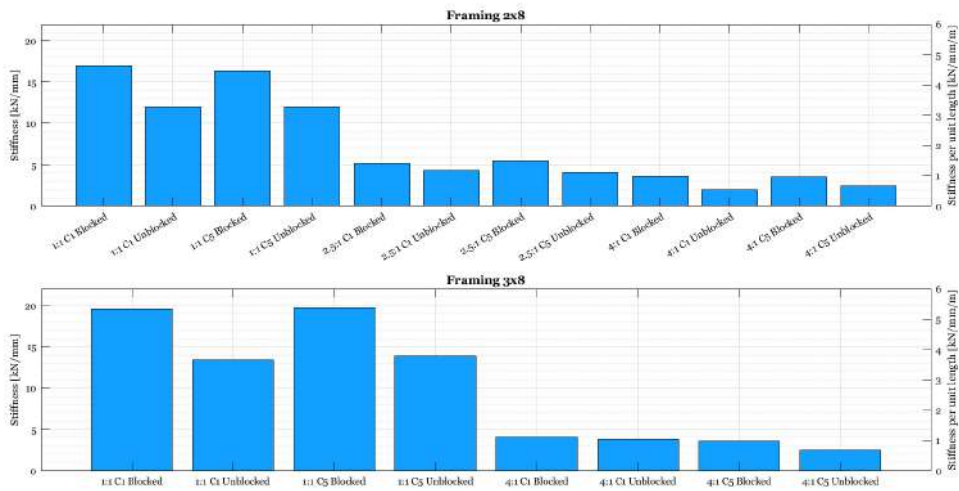


Fig 33. Rigidez global y rigidez por unidad de ancho de modelos numéricos.

El análisis presentado en la **Fig. 34** muestra el impacto negativo en la capacidad al remover los elementos bloqueantes, particularmente en los diafragmas con razón de aspecto 2.5:1 y 4:1, independiente de las dimensiones de las cuerdas. Aun que los diafragmas no bloqueados consideraron un patrón de clavado un poco menos denso (en comparación a los diafragmas bloqueados), la diferencia de capacidades entre ambos es más bien atribuible a la reducción en la

cantidad de clavos asociada a la ausencia de los elementos bloqueantes. Esto es particularmente consistente con los requerimientos de la SDPWS [referencia], que entrega valores de capacidad admisible notoriamente menores para los diafragmas no bloqueados. Para este caso en particular, los diafragmas bloqueados fueron diseñados para aguantar (en rango admisible) un flujo de corte de 4 kN/m, mientras que los diafragmas no bloqueados fueron diseñados para aguantar flujos de corte de 2.7 kN/m (para diafragmas Caso 1) y 2 kN/m (para diafragmas Caso 5).

Así, los factores de seguridad entre la capacidad máxima y la capacidad en rango admisible de cada diafragma puede ser obtenida dividiendo ambos valores, y dividiendo adicionalmente por un valor de 2.8 (tal como se realizó en la **Tabla 6**, para dar cuenta del factor para pasar de carga admisible a carga nominal).

Tabla 9. Resumen de resultados de modelos numéricos. La fila demarcada con una línea separa los valores entre diafragmas con entramado 2x8 y entramado 3x8.

Modelo numérico	Capacidad máxima				Desplazamiento (rango lineal)				Rigidez global	
	v_{MN} (lb/ft)	v_{MN} (kN/m)	v_{SDPWS} (lb/ft)	v_{SDPWS} (kN/m)	$\frac{v_{MN}}{2.8v_{SDPWS}}$	δ_{MN} (mm)	δ_{SDPWS} (mm)	$\frac{\delta_{SDPW}}{\delta_{MN}}$	K_{MN} (kN/mm)	K_{MN}/W (kN/mm/m)
1:1 C1 Blocked	1220	17.8	275	4	1.57	1.4	3.02	0.46	17	4.64
1:1 C1 Unblocked	1011	14.7	275	4	1.31	2	3.02	0.66	12	3.27
1:1 C5 Blocked	1275	18.6	275	4	1.65	1.5	3.02	0.49	16.3	4.45
1:1 C5 Unblocked	1180	17.2	275	4	1.53	2	3.02	0.66	12	3.27
2.5:1 C1 Blocked	1030	15	275	4	1.33	5.2	7.68	0.67	5.2	1.42
2.5:1 C1 Unblocked	562	8.2	185	2.7	1.08	4.3	8.47	0.5	4.3	1.17

2.5:1 C5 Blocked	1030	15	275	4	1.33	5	7.68	0.65	5.5	1.5
2.5:1 C5 Unblocked	655	9.6	140	2	1.66	3.2	9.52	0.33	4.1	1.12
4:1 C1 Blocked	900	13.1	275	4	1.16	8	12.8	0.63	3.6	0.98
4:1 C1 Unblocked	430	6.3	185	2.7	0.82	9.9	13.8	0.71	2	0.54
4:1 C5 Blocked	1030	15	275	4	1.33	7.6	12.8	0.59	3.5	0.95
4:1 C5 Unblocked	525	7.6	140	2	1.33	5.4	15.5	0.34	2.4	0.65
<hr/>										
1:1 C1 Blocked	1536	22.4	275	4	1.99	1.15	3.01	0.38	19.6	5.35
1:1 C1 Unblocked	1500	21.9	275	4	1.94	1.6	3.01	0.53	13.4	3.66
1:1 C5 Blocked	1400	20.4	275	4	1.81	1.25	3.24	0.38	19.7	5.38
1:1 C5 Unblocked	1400	20.4	275	4	1.81	1.65	3.24	0.51	13.9	3.79
4:1 C1 Blocked	908	13.2	275	4	1.17	6	12.55	0.48	4.1	1.12
4:1 C1 Unblocked	515	7.5	185	2.7	0.99	4.4	13.66	0.32	3.8	1.04
4:1 C5 Blocked	1030	15	275	4	1.33	7.5	12.5	0.6	3.6	0.98
4:1 C5 Unblocked	525	7.6	140	2	1.34	5.3	15.3	0.35	2.5	0.68
<hr/>										

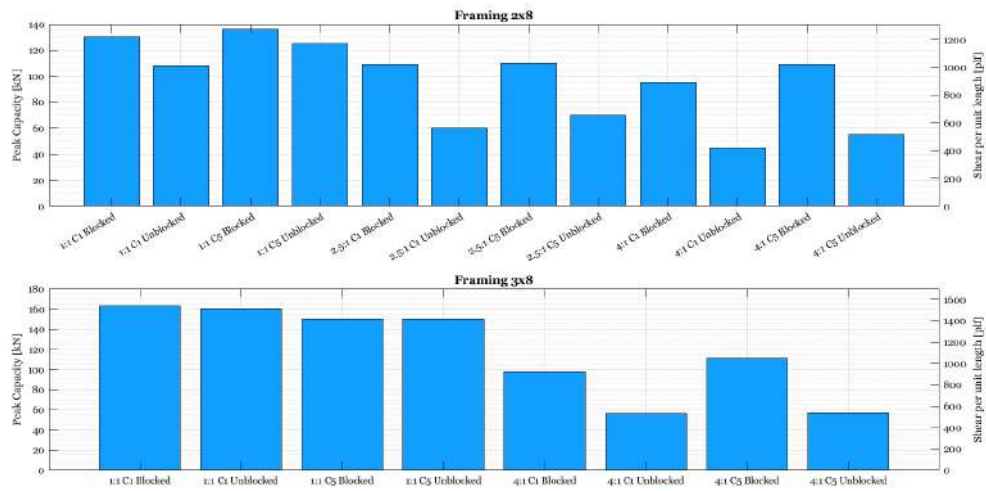


Fig 34. Capacidad máxima y capacidad de corte máximo de modelos numéricos.

3.6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON MODELO DE DIAFRAGMAS CLT RFEM

Los diafragmas de CLT, al no poder ser modelados con el software M-CASHEW (el cual es útil para modelar soluciones de marco plataforma), fueron modelados con un software de elementos finitos, considerando a los paneles de CLT como elementos tipo shell, y utilizando articulaciones lineales para modelar las juntas entre paneles. Tales articulaciones lineales fueron ingresadas al modelo incluyendo las rigideces lineales declaradas por los proveedores, mientras que los paneles de CLT fueron asignados a rigideces en el plano según proveedores previamente utilizadas y disponibles en el software de elementos finitos. Cada modelo fue diseñado con cargas puntuales ubicadas en los paneles centrales (ver **Fig. 35**), las que fueron estimadas de acuerdo a las cargas admisibles máximas, según lo dispuesto en la **Tabla 6**. A continuación, se midió el desplazamiento en el punto medio de la cuerda inferior de cada diafragma, y luego fue comparada con el valor experimental obtenido en cada ensayo. Tales resultados se encuentran resumidos en la **Tabla 10**.

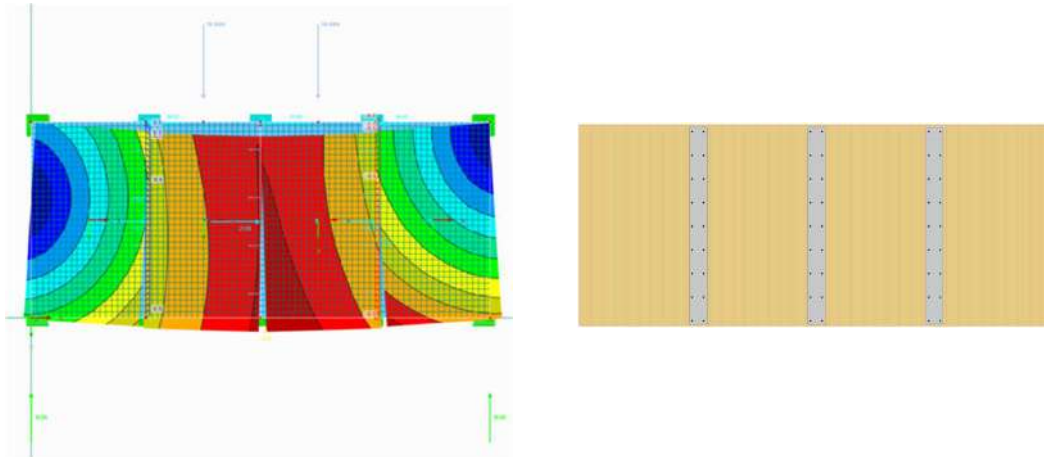


Fig 35. Esquema de diafragma de CLT SS@200 y su respectivo modelo de elementos finitos.

Tabla 10. Desplazamientos en rango lineal de diafragmas de CLT: experimentales, analíticos y FEM.

Diafragma	Diseño sísmico ASD	Desplazamientos en rango lineal (ASD)		
	Capacidad corte, kN/m (lb/ft)	Diseño, mm	Experimental, mm	FEM, mm
CLT PS@150	9.7 (670)	3.6	3	3
CLT PS@400	3.7 (255)	3.3	2.9	2.4
CLT SS@200	10.4 (720)	4.8	4.8	4.4

Se puede notar que las estimaciones de desplazamiento (diseño) entregan valores conservadores respecto a los resultados experimentales, en todos los casos, con errores porcentuales entre 10% y 20%, mientras que los resultados entregados por los modelos de elementos finitos suelen entregar desplazamientos un poco menores a aquellos obtenidos de forma experimental, con errores porcentuales también entre 10% y 20%. En resumen, tanto los modelos analíticos como los modelos de elementos finitos son capaces de predecir de buena manera el comportamiento real de diafragmas de CLT, considerando muy poca información para tales predicciones.

3.7. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON MODELOS DE DIAFRAGMAS CLT ANSYS

Para simular con precisión la respuesta experimental de dos de los diafragmas ensayados (CLTPS@400, Slab1; y CLT SS@200, Slab2), se utilizó el tradicional proceso iterativo inverso para calibrar los parámetros de los elementos tipo resorte. En especial, se calibraron los parámetros de los resortes axial (gap) y radial (tornillos). La variable a optimizar fué la curva de fuerza total-desplazamiento en el punto medio de los diafragmas (véase Fig D). La Figura D muestra la curva de histéresis del resorte radial para ambos diafragmas. Nótese que el tornillo de la segunda losa tiene mayor rigidez/resistencia que la de la primera losa, lo cual está de acuerdo a las especificaciones del fabricante [simpsoncatalog]. Es importante mencionar, que para calibrar directamente los resortes radiales (tornillos) y evitar este proceso inverso es necesario realizar ensayos de conexiones de CLT bajo cargas monotónicas/cíclicas en dirección axial y de corte en el plano.

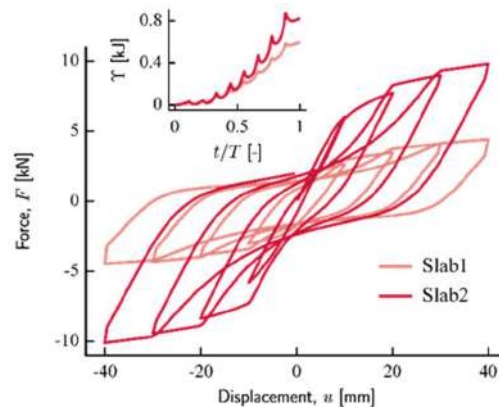


Fig. D: Histeresis de fuerza-desplazamiento de los resortes radiales para simular los tornillos de los dos diafragmas de CLT simulados. Se incluyen sus respectivas curvas de energía disipada.

La Fig. E. compara la fuerza total de reacción-desplazamiento en la mitad del diafragma entre las mediciones experimentales y cada simulación. Es de notar, que para el primer diafragma, fué necesario agregar un desplazamiento inicial de 2.5 mm a la curva experimental debido a la separación inicial de los tableros. En ambos modelos de diafragma, se observa un excelente ajuste para las fases elástica y de endurecimiento respecto de los resultados experimentales, mientras que en la fase de enblandecimiento (softening), pasado el peak de resistencia, el modelo simula una mayor resistencia y desplazamiento que los experimentos. Esto último se debe a que las ecuaciones del modelo de Richard–Abbott pueden simular cambios paulatinos de degradación de resistencia y no caídas abruptas de resistencia como las observadas experimentalmente. La Fig. xx4 (der.) muestra el campo de tensión equivalente de von Mises de ambos diafragmas en el último paso de carga. Se observa que la máxima tensión en ambos especímenes es inferior a la compresión admisible paralela a las fibras, cuyo valor es obtenido de la norma NCh1198-2015, i.e., $f_{c,0}=8$ MPa [20], lo cual demuestra que los paneles de CLT no sufren daño importante. Mas aún, las imagenes también muestran el campo de desplazamiento (amplificado por 3), el cual coincide con el mecanismo de falla observado en ambos experimentos.

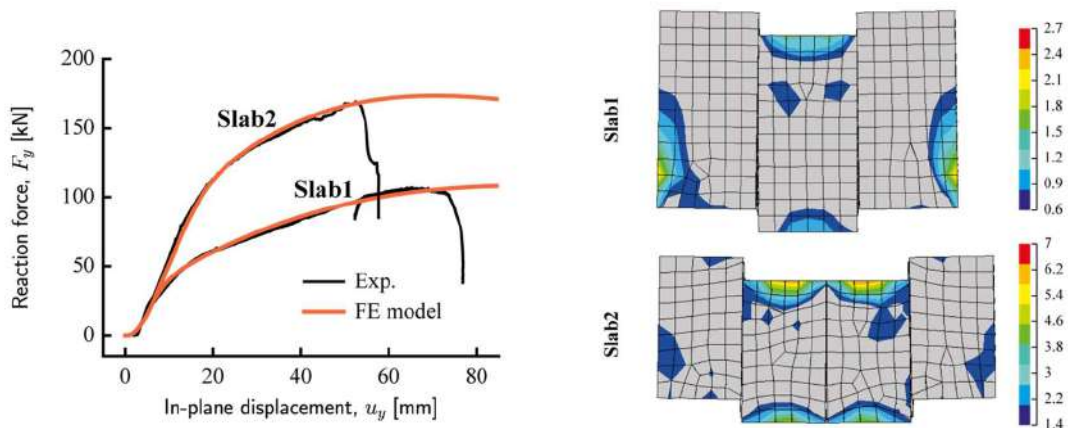


Fig E. Resultados de modelos ANSYS de diafragmas CLTPS@400 (Slab1) y CLT SS@200 (Slab2): (izq.) curva fuerza-desplazamiento; y (der.) campo de tensión equivalente de von Mises de los paneles. Unidades en MPa.

Por una parte, la **Fig F** compara la curva de fuerza-desplazamiento al variar la razón de aspecto de los diafragmas de CLT para las dos losas simuladas. Se observa que la capacidad se mantiene prácticamente constante, pero la rigidez se va reduciendo con mayores razones de aspecto. También, el desplazamiento donde ocurre la capacidad máxima aumenta a mayores razones de aspecto. Ambas observaciones se deben a que todos los modelos tienen la misma cantidad de tornillos por cada franja de conexión, y donde el modelo se va comportando como una viga mas esbelta donde predominan las deformaciones flexurales por sobre las de corte a medida que los diafragmas son mas anchos. Por otra parte, la **Fig F** muestra los campos de deformación del primer diafragma CLTPS@400 (Slab1) variando su razón de aspecto. Se observa que los diafragmas entre 3 a 5 paneles (razón de aspecto 2.5) tienen un mecanismo de falla predominante a corte, mientras que sobre 5 paneles, predominan las deformaciones flexurales. Este mismo comportamiento se observa para la segunda losa simulada.

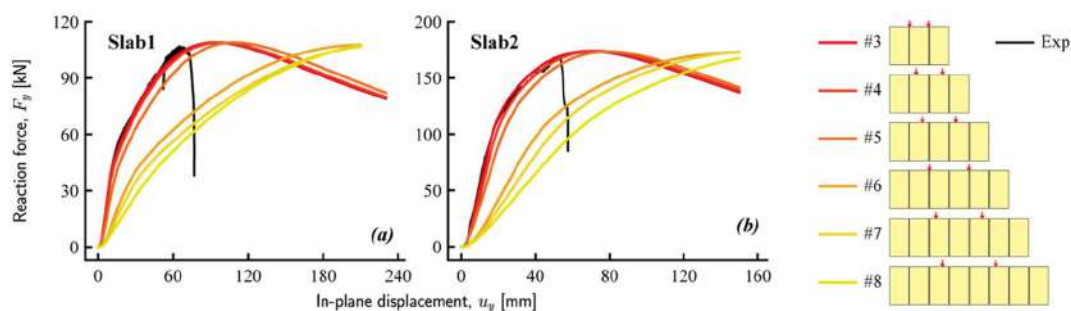


Fig F. Comparación de curva fuerza-desplazamiento de modelos ANSYS de diafragmas de CLT variando su razón de aspecto: (izq.) CLTPS@400 (Slab1); y (der.) CLT SS@200 (Slab2).

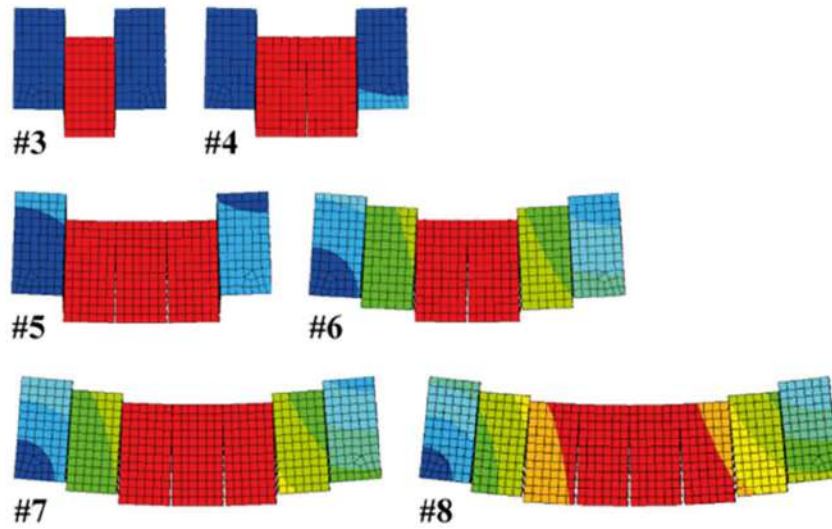


Fig G. Campo de desplazamiento de modelos ANSYS de diafragma CLTPS@400 (Slab1) variando su razón de aspecto.

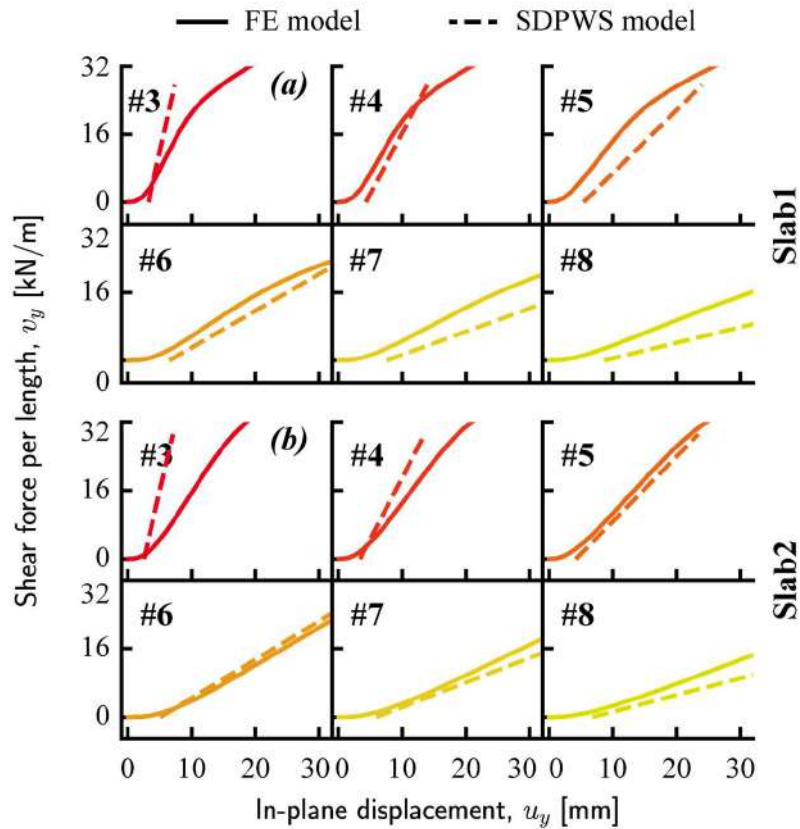


Fig H. Comparación de curva fuerza-desplazamiento entre modelo numérico en ANSYS y modelo analítico SDPWS variando las razón de aspecto: (arriba) CLTPS@400 (Slab1); y (abajo) CLT SS@200 (Slab2).

La Fig H compara la curva de fuerza-desplazamiento entre el modelo numérico ANSYS y el modelo analítico de la norma SDPWS (Ecuación variando la razón de aspecto para ambos diafragmas. La Tabla A resume los valores de desplazamientos admisibles de ambos modelos para un corte unitario constante, así como la razón entre ambos. Se observa que para el primer diafragma los desplazamientos de la ecuación SDPWS son mayores que los del modelo ANSYS para razones de aspecto sobre 2:1 (4 paneles), mientras que para el segundo diafragma esto mismo ocurre pero para razones de aspecto sobre 2.94:1 (5 paneles), a excepción del caso de 6 paneles. Además, la razón entre los desplazamientos del modelo analítico y el modelo numérico aumentan a medida que se incrementa la razón de aspecto, es decir, la ecuación analítica sobreestima los desplazamientos respecto del modelo numérico en mayor medida conforme se aumenta la razón de aspecto.

Tabla A. Comparación de desplazamientos en rango lineal entre modelos numérico ANSYS y analítico SDPWS variando la razón de aspecto de dos especímenes de diafragma.

Diafragma	Geometría		Desplazamiento [mm]		
	Paneles	Razón de aspecto	ANSYS Δ_{FE}	SDPWS, Δ_{AN}	Δ_{AN}/Δ_{FE}
CLT PS@400	3	1.5:1	5.77	4.71	0.82
	4	2:1	5.77	7.75	1.34
	5	2.5:1	8.09	12.04	1.49
	6	3:1	13.71	17.89	1.30
	7	3.5:1	16.87	25.61	1.52
	8	4:1	20.24	35.50	1.75
CLT SS@200	3	1.76:1	7.54	4.15	0.55
	4	2.35:1	8.29	7.01	0.85
	5	2.94:1	9.77	11.07	1.13
	6	3.53:1	18.09	16.63	0.92

7	4.12:1	21.08	23.97	1.14
8	4.71:1	24.58	33.36	1.36

3.7. COMPARACIÓN DE ESTIMACIÓN DE TRACCIÓN AXIAL EN CUERDAS

Un requisito en el diseño de diafragmas viene generalmente asociado a la capacidad de soportar cargas axiales en sus cuerdas (ver **Fig. 15**). Sin embargo, no existe consenso sobre la manera en que se deben estimar las cargas axiales en éstas. Usualmente, al considerar a los diafragmas como vigas profundas, se deduce una manera de estimar las cargas axiales, considerando al alma (elemento que solo toma corte) de tal viga como los tableros arriostrantes, mientras que las cuerdas se encargan de tomar todas las cargas axiales (ya sea de compresión como tracción), estimando el momento aplicado (M), y dividiendo éste por la profundidad (W) del diafragma. Así, matemáticamente, la carga axial en las cuerdas debido al momento aplicado viene dado por

$$T = \frac{M}{W}$$

Donde la ecuación para obtener el momento aplicado depende de las condiciones de apoyo. Generalmente, para diafragmas cargados con cargas linealmente distribuidas, este momento viene dado por

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

La presente investigación estudió este problema, diseñando los diafragmas tipo SL y tipo HC con empalmes metálicos en la zona media de las cuerdas, para captar las cargas axiales, y así compararlas con la ecuación teórica. Los resultados son presentados en la **Fig. 36**, donde se omitieron los resultados asociados a HC-OSB11.1 dado que su fallo fuera del plano alteró notablemente sus resultados. La Figura muestra la curva carga axial medidas en las cuerdas vs. carga aplicada sobre cada diafragma. Adicionalmente, la Figura muestra la carga axial teórica para cada nivel de carga aplicado. Por último, los asteriscos de color rojo indican el límite de carga admisible para cada ensayo (e.g., HC-PLY15.1 tiene un flujo de corte admisible de 14.9 kN/m, lo que es equivalente a $14.9 \times 2 \times 2.44 = 73$ kN).

Los resultados para cada ensayo mostraron un buen comportamiento de la ecuación obtenida de los principios de ingeniería mecánica, con diferencias porcentuales entre +50% y -29%. En particular, SL-OSB registró una carga axial experimental de 7.4 kN (5 kN teóricos), SL-PLY registró una carga axial experimental de 6.6 kN (5.5 kN teóricos). Con respecto a los diafragmas de alta capacidad, HC-OSB9.5 y HC-PLY15.1, registraron cargas axiales experimentales de 7.9 kN y 14.4 kN (10.2 kN y 18.5 kN teóricos) respectivamente.

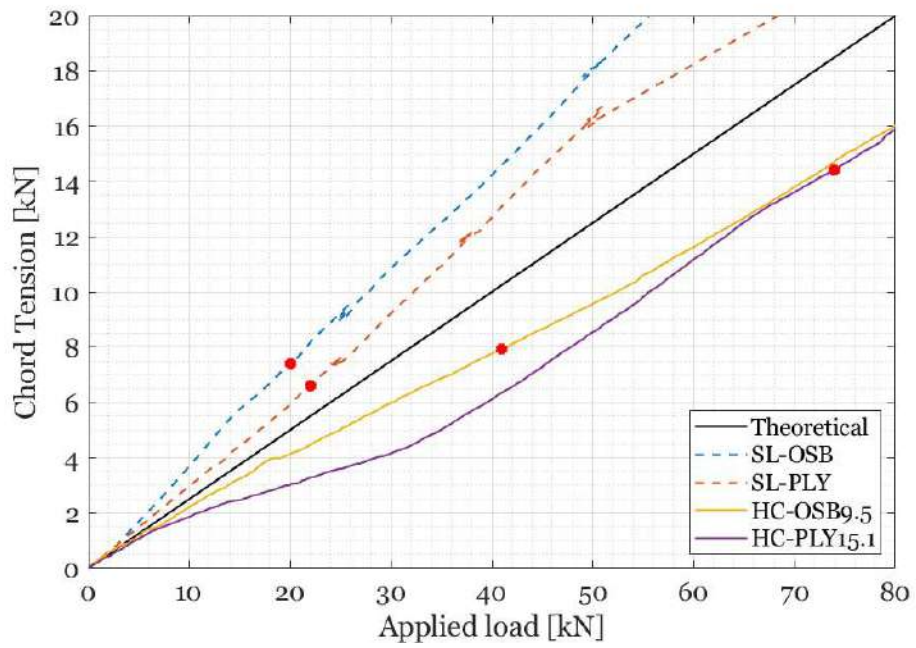


Fig 36. Medidas de tracción en cuerdas vs. estimación teórica por principios de ingeniería mecánica.

4. PROPUESTA DE DISEÑO

4.1 DISEÑO DIAFRAGMAS DE ENTRAMADO LIGERO Y CLT

En la presente sección se plantea una metodología de diseño de diafragmas basado en los resultados experimentales y el análisis paramétrico de losas.

Los resultados experimentales de los diafragmas de entramado ligero demostraron la validez de la utilización de la metodología propuesta por Tissell & Elliott para estimar la capacidad de corte unitario V_c , así como la metodología propuesta por SDPWS 2008 para estimar la rigidez de corte aparente G_a de los diafragmas de entramados ligero. En el caso de los diafragmas de CLT, los resultados experimentales permitieron validar las resistencias de los empalmes utilizados, así como el hecho de que la resistencia queda controlado por el empalme y no por el CLT.

Marco Plataforma

Las capacidades de corte unitario (valores admisibles) y las rigideces de corte aparente de los diafragmas de marco plataforma para ser utilizadas en el diseño se presentan en la **Tabla 4.1** y **4.2**. La **Tabla 4.1** presenta los valores de resistencia y rigidez para los diafragmas bloqueados con solo una hilera de clavado, con una configuración de tableros C1 (en zigzag), considerando la configuración de clavos y tableros de las probetas SL-OSB, SL-PLY, IJ-OSB y IJ-PLY. La **Tabla 4.2** por su parte presenta los valores de resistencia y rigidez de los diafragmas bloqueados de alta resistencia con dos hileras de clavado perimetral, considerando la configuración de clavos y tableros de las probetas HC-OSB9.5, HC-OSB11.1 y HC-PLY15.1.

La razón de presentar valores tabulados y no proponer ecuaciones de diseño para obtener la resistencia y rigidez de corte aparente de los diafragmas de entramado ligero, se debe a la falta de base experimental para validar dicha ecuación para ser utilizadas con clavos de otros diámetros y tableros de otros espesores. Todo lo anterior tiene por objetivo una fácil utilización por parte de los calculistas y evitar errores en el diseño, principalmente debido a que se trata de un sistema constructivo que tradicionalmente se ha basado en reglas prescriptivas.

Respecto al desplazamiento, los resultados de los ensayos muestran lo conservador de la utilización de la ecuación propuesta por el SDPWS para estimar la deformación de los diafragmas de marco plataforma utilizando el valor de rigidez de corte aparente G_a . De esta forma la ecuación para obtención del desplazamiento de diafragmas regulares, sin aperturas y bi-apoyados es la siguiente:

$$\delta = \frac{0.052vL^3}{EAW} + \frac{vL}{4G_v t_v} + 0.614Le_n + \frac{\Sigma x \Delta_c}{2W}$$

CLT

En el caso del CLT, la **Tabla 4.3** presenta la capacidad de corte unitario de los diferentes empalmes y tipos de CLT utilizados en las probetas CLT PS@150, CLT PS@400 y CLT SS@200. Cabe destacar que los valores que se presentan en la **Tabla 4.3**, son los valores presentados por los catálogos del

proveedor de conectores, en este caso SIMPSON STRONG TIE, que fueron validados a nivel experimental. Los valores también podrían ser obtenidos a partir de la utilización de la ecuación de Johansen (NCh1198), sin embargo, la resistencia presente en los catálogos muchas veces se basa en data experimental que, según sea el caso, puede resultar en valores mayores o menores a los que se obtienen a partir de Johansen.

Respecto al desplazamiento los resultados de ensayos muestran lo conservador de la utilización de la ecuación propuesta por el SDPWS para estimar la deformación de los diafragmas de CLT. De esta forma la ecuación para obtención del desplazamiento de diafragmas regulares, sin aperturas y bi-apoyados es la siguiente:

$$\delta = \frac{5vL^3}{8EAW} + \frac{vL}{4G_v t_v} + CLe_n + \frac{\Sigma x \Delta_c}{2W}$$

Tabla 4.1. Capacidad de corte unitario V_c y rigidez de corte aparente G_a diafragmas bloqueados (una hilera de clavos)

Tablero arriostrante estructural		Diámetro clavo D (mm)	Largo mínimo del clavo L _{mín} (mm)	Espesor mínimo de envigado en juntas de paneles y elementos de borde (mm)	Espesor mínimo del tablero (mm)	Espaciamiento de clavos en bordes de tableros (mm)			
						100		65	
Clase de tablero de uso estructural		Tipo de tablero de uso estructural		Espesor mínimo del tablero (mm)		Espaciamiento de clavos en juntas de tableros paralelas a la dirección de la carga (mm)			
						150		100	
						V_c (N/mm)	G_a (N/mm)	V_c (N/mm)	G_a (N/mm)
Revestimiento	OSB	2.5	50	64	11.1	---	---	4.2	2015
		2.9	65	82	11.1	4.0	1226	---	---
	Madera Contrachapada	2.5	50	64	15.1	---	---	4.8	1139
		2.9	65	82	15.1	4.5	876	---	---

Tabla 4.2. Capacidad de corte unitario V_c y rigidez de corte aparente G_a . Diafragmas bloqueados de alta resistencia (dos hileras de clavos)

Tablero arriostrante estructural		Diámetro clavo D (mm)	Largo mínimo del clavo L _{mín} (mm)	Espesor mínimo de envigado en juntas de paneles y elementos de borde (mm)	Espesor mínimo del tablero (mm)	Espaciamiento de clavos en bordes de tableros (mm)			
						100		65	
Clase de tablero de uso estructural		Tipo de tablero de uso estructural		Espesor mínimo del tablero (mm)		Espaciamiento de clavos en juntas de tableros paralelas a la dirección de la carga (mm)			
						100		75	
						V_c (N/mm)	G_a (N/mm)	V_c (N/mm)	G_a (N/mm)
Revestimiento	OSB	3.1	80	130	9.5	8.6	5431	---	---
		3.1	80	130	11.1	---	---	13.2	6832
	Madera Contrachapada	3.1	80	130	15.1	---	---	14.9	4029
		3.1	80	130	15.1	---	---	---	---

Tabla 4.3. Tabla de resumen de capacidad de corte unitario de empalmes de CLT, V_c

Configuración CLT	Sistema de Conexión	Conector				Espaciamiento conectores (mm)	V_c (N/mm)
		Tipo	Modelo	Díametro D (mm)	Largo L (mm)		
5 Capas (5x33 mm C24)	Madera Contrachapada (e=18mm)	Tornillo	SDWS22600	5.6	150	400	3.7
						150	9.7
3 Capas (3x33 mm C24)	MDSS96 Spline Strap L=1670 mm	Tornillo	SDS25312	6.4	89	200	10.4

Análisis paramétrico.

El análisis paramétrico desarrollado para estudiar el efecto de la utilización de configuraciones de diafragmas diferentes a las ensayadas permitió obtener información clave para definir limitaciones de la utilización de las tablas de diseño. Las limitaciones respecto a la utilización de las tablas de diseño son las siguientes:

- **Disposición de tableros**

La disposición de tableros de manera escalonada o en zigzag, denominada C1, fue la utilizada en los ensayos experimentales de diafragmas. El análisis paramétrico consideró la realización de modelos con una configuración de tableros alineados, denominado C5, para evaluar su efecto en la resistencia y rigidez, en comparación a la configuración C1. Los resultados de los modelos muestran que la configuración C5, considerando que estos presentan un espaciamento de clavado igual en todos los bordes de los tableros arriostrantes, presentan una resistencia y rigidez igual o superior a C1, tanto para el caso bloqueado como desbloqueado y para las diferentes razones de aspecto analizadas. Para efectos de diseño lo anterior significa que es posible la utilización de las Tablas 4.1 y 4.2 para la obtención de la capacidad de corte unitaria y la rigidez de corte aparente de diafragmas que presentan una configuración de tableros alineada (C5), siempre y cuando el espaciamento de clavado en todos los bordes de los tableros y del diafragma sea el mismo.

- **Razón de aspecto**

La razón de aspecto fue un parámetro estudiado en el análisis paramétrico, donde se estudiaron las razones de aspecto 1:1, 2.5:1 y 4:1 tanto para diafragmas bloqueado como desbloqueados. Los resultados respecto a resistencia y rigidez muestran efectos diferentes dependiendo de si los diafragmas son bloqueados o desbloqueados.

Los diafragmas bloqueados hasta la razón de aspecto 4:1, presentan una resistencia y rigidez seguras con respecto a los valores de diseño considerados. Lo anterior significa que las **Tablas 4.1 y 4.2**, pueden ser utilizadas para diafragmas bloqueados con una razón de aspecto máxima de 4:1.

El análisis de los diafragmas desbloqueados muestra que cuando el diafragma presenta una razón de aspecto 1:1, su comportamiento en términos de rigidez y resistencia es lo suficientemente similar al comportamiento de un diafragma bloqueado y por lo tanto se puede considerar para diseño los mismos valores de las **Tablas 4.1 y 4.2**.

Para diafragmas de razones de aspecto mayores a 1:1, se observa que la resistencia y rigidez cae considerablemente, y es necesario proponer valores de resistencia y rigidez menores. Por otra parte, incluso cuando los valores de capacidad admisible de corte considerado para diafragmas desbloqueado son menores, cuando la razón de aspecto es 4:1 la resistencia es menor, y por lo tanto los valores considerados dejan de ser seguros. Según lo anterior, la **Tabla 4.4** presenta los valores capacidad unitaria de corte y rigidez de corte aparente propuestos para diafragmas desbloqueados con una razón de aspecto mayor a 1:1 y menor o igual a 2.5:1.

Tabla 4.4. Capacidad de corte unitario V_c y rigidez de corte aparente G_a diafragmas desbloqueados (una hilera de clavos).

Tablero arriestrante estructural		Diámetro clavo D (mm)	Largo mínimo del clavo L _{min} (mm)	Espesor mínimo de envigado en juntas de paneles y elementos de borde (mm)	Espesor mínimo del tablero (mm)	Espaciamiento de clavos en bordes de tableros (mm)			
						100			
Clase de tablero de uso estructural		Tipo de tablero de		Tipo de diafragma		Caso 1		Caso 5	
						V_c (N/mm)	G_a (N/mm)	V_c (N/mm)	G_a (N/mm)
Revestimiento	OSB	2.5	50	64	11.1	---	---	---	---
		2.9	65	82	11.1	2.7	736	2.0	491
	Madera Contrachapada	2.5	50	64	15.1	---	---	---	---
		2.9	65	82	15.1	---	---	---	---

- **Efecto del envigado**

El efecto del ancho de las vigas perimetrales y en juntas de tableros del diafragma fue un parámetro estudiado en el análisis paramétrico. Los resultados muestran que los diafragmas que presentan vigas de borde y vigas de empalme 3x8 (65x185 mm) presentan una resistencia 13% mayor en el caso de los diafragmas bloqueados considerando todas las razones de aspecto y ambas configuraciones de tableros, mientras que para diafragmas desbloqueados de razón aspecto 1:1 y para ambas configuraciones de tablero el incremento de resistencia es de un 34%. El incremento para diafragmas desbloqueados con razón de aspecto 4:1 es de un 10%, sin embargo, estos diafragmas no son considerados debido a que sobrepasan el límite de razón de aspecto definido para los diafragmas. En base a los resultados anteriores se puede concluir que los valores de resistencia de diafragmas de las **Tablas 4.1 y 4.2** siguen siendo válido para diafragmas que utilicen vigas de borde y vigas de empalmes de tablero de dimensión 3x8 (65x185mm).

MÉTODO SIMPLIFICADO DE ESTIMACIÓN DE RIGIDEZ LATERAL Y ESFUERZOS

Tradicionalmente el diseño y cálculo estructural de edificios de marco plataforma se realiza por medio de cálculos manuales y sin la utilización de software computacionales. Como se mencionó en las secciones anteriores, las deformaciones de las losas de entramado ligero pueden estimarse a partir de ecuaciones analíticas como las que entrega el SDPWS (**Tabla 4.5**).

Tradicionalmente en Chile, los edificios de acero u hormigón armado son modelados computacionalmente en software como Etabs o SAP para realizar el análisis estructural del edificio. Esto claramente contrasta con la realidad internacional de los edificios de marco plataforma, donde normalmente estos edificios no son modelados en software computacionales debido a su alta complejidad, dada por la necesidad de modelar cada uno de sus componentes, es decir, cada clavo, tablero y pieza de madera. Sin embargo, existen diversos autores que han planteado la posibilidad de modelar las losas y muros de marco plataforma mediante algunos enfoques simplificados como Vogrinec (2016), Rossi (2016), Cárcamo (2017) o Moroder (2016). En particular para este estudio se utilizará el enfoque de modelación de Moroder (2016) para ser utilizado en conjunto a las ecuaciones del SDPWS y evaluar su implementación en el software Etabs.

Tabla 4.5. Ecuaciones analíticas para el cálculo de la deformación de diafragmas.

Origen	Caso de carga	Ecuación
SDPWS 2021	Deflexión en la mitad de la luz en diafragma simplemente apoyado y carga uniformemente distribuida	$\delta_{dia} = \frac{5vL^3}{96EAW} + \frac{vL}{4G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{2W}$
	Deflexión en extremo de diafragma en voladizo con carga uniformemente distribuida	$\delta_{dia} = \frac{1PvL^3}{4EAW} + \frac{0.5vL}{G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{W}$
	Deflexión en extremo de diafragma en voladizo con carga concentrada en el extremo	$\delta_{dia} = \frac{2PvL^3}{3EAW} + \frac{vL}{G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{W}$
Propuesta	Deflexión en la mitad de la luz en diafragma simplemente apoyado con carga concentrado en mitad de la viga	$\delta_{dia} = \frac{vL^3}{12EAW} + \frac{vL}{2G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{2W}$

Diagonal Ficticia (Moroder 2016)

La tesis desarrollada por Moroder plantea la posibilidad de modelar una losa de entramado ligero de manera simplificada a partir de un reticulado, donde la diagonal presenta propiedades equivalentes para obtener la misma deformación que la que se obtiene a partir de la ecuación

analítica (Ver **Figura 4.1**). Para obtener las propiedades de la diagonal equivalente se deben utilizar las ecuaciones de la **Figura 4.1**, donde el área y módulo de elasticidad efectivos de la diagonal dependen de la geometría y discretización del diafragma, así como de las propiedades del tablero y rigidez de la conexión. En particular en este estudio se utilizó como base de referencia el código SDPWS 2021, el cual, entrega una rigidez de corte aparente de los diafragmas (G_a), que depende de la configuración del diafragma (validado a partir de ensayos experimentales). Para poder utilizar el valor de la rigidez de corte aparente en la modelación de Moroder, simplemente es necesario igualar el valor de $Gd_{ef} = G_a$. Lo anterior porque el principio para la obtención del G_a incorpora las mismas fuentes de deformación que el Gd_{ef} de Moroder, es decir, la deformación del tablero arriostrante y de la conexión clavada. La modelación del reticulado requiere considerar de manera adecuada la rigidez de los elementos del marco para incorporar la deformación de las cuerdas por tracción o compresión que considera la fórmula del SDPWS. El modelo de Moroder permite una vez obtenida las fuerzas de los elementos, calcular el corte por unidad de largo del diafragma y la fuerza axial de las cuerdas, lo que se muestra en la **Figura 4.2**.

Figura 4.1. Esquema de modelo de diagonal equivalente propuesto por Moroder (2016)

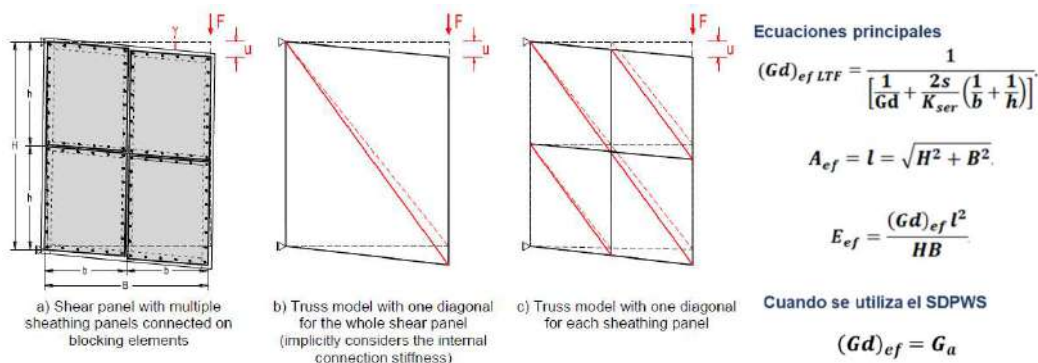
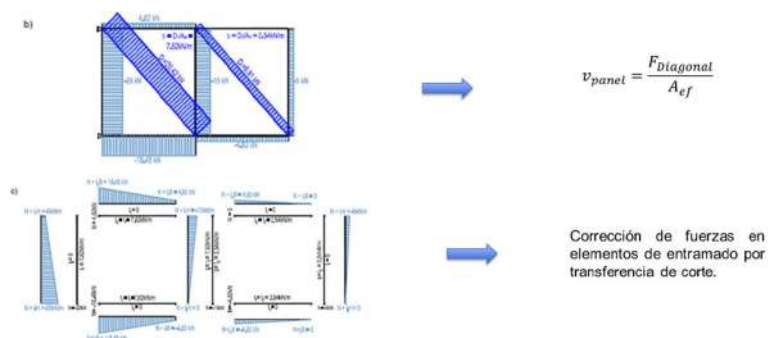


Figura 4.2. Obtención de corte unitario y corrección de fuerzas axiales.



Evaluación modelo de diagonal equivalente

En la presente sección se evaluará la aplicabilidad del modelo de diagonal equivalente para modelar los diafragmas de marco plataforma, utilizando el módulo de rigidez aparente y el software Etabs. Los valores de las deformaciones y cortes unitarios obtenidos del modelo serán contrastados con los valores que se obtienen a partir de las ecuaciones analíticas presentes en la **Tabla 4.5**.

El diafragma que será modelado en Etabs corresponde al utilizado en la probeta SL-OSB11.1 (**Figura 4.3**). El primer paso que se realizará consiste en obtener la deformación del diafragma en dos casos, cuando se encuentra en voladizo con una carga en su extremo y cuando se encuentra simplemente apoyado, pero con una carga en la mitad de su largo. Las ecuaciones para obtener las deformaciones de un diafragma se encuentran en la **Tabla 4.5**, donde cabe destacar que la ecuación para el caso simplemente apoyado con carga concentrada en su centro fue derivada a partir de la teoría de vigas. La razón de no utilizar el caso de diafragma simplemente apoyado con carga distribuida radica principalmente en que no es posible aplicar una carga distribuida en un reticulado, razón por la cual, Moroder solo aplica cargas nodales en sus modelos. La única forma de lograr que el modelo reticulado obtenga los mismos desplazamientos y fuerzas que los que resultan del uso de las ecuaciones, es generar una discretización lo suficientemente pequeña del diafragma en el modelo para que se generen diagramas de momento y cortes similares a aquellos en que se basan las ecuaciones analíticas. En la **Tabla 4.6**, se presentan las propiedades y el cálculo de las deformaciones del diafragma SL-OSB11.1 cuando se encuentra simplemente apoyado con carga en el centro y cuando se encuentra en voladizo con carga en su extremo. Si bien es cierto, el corte unitario que se genera en el diafragma en voladizo supera el valor de su corte admisible, pero el objetivo del ejercicio es comparar los valores de deformación y esfuerzos que se obtienen en el modelo, por lo que por simplicidad se aplicó la misma carga concentrada en ambos modelos.

Figura 4.3. Probeta SL-OSB11.1

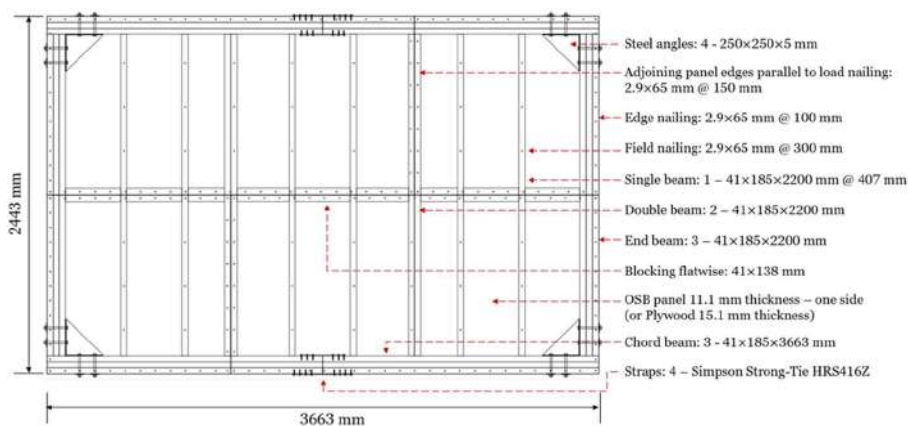


Tabla 4.6. Cálculo deformaciones diafragma SL-OSB11.1 según ecuaciones analíticas.

Propiedad		SDPWS	
		Voladizo	Simple Apoyo
L	mm	3658	3658
E	Gpa	10.2	10.2
Acuerda	mm ²	22755	22755
W	mm	2438	2438
x	mm	1829	1829
Ga	N/mm	1226	1226
vasd	N/mm	8.03	4.01
P	N	19579	19579
Vmax	N	19579	9789
Mmax Empalme	N-mm	35805792	17902896
T	N	14684	7342
n	---	16	16
k conector	N/mm	5913	5913
k conexión	N/mm	94601	94601
Δc	mm	0.310	0.155
δ bending	mm	0.462	0.029
δ shear	mm	23.949	5.987
δ chord	mm	0.466	0.116
δ total	mm	24.877	6.132
δ bending+shear	mm	24.411	6.016

El modelo de diagonal equivalente fue implementado en el software Etabs y se evaluaron diferentes discretizaciones del diafragma, con el objetivo de evaluar su influencia en los resultados. La discretización más similar al de la probeta corresponde a la de 3x2, la cual fue utilizada en el caso del diafragma en voladizo, sin embargo, esta se modificó para su aplicación del diafragma simplemente apoyado para generar un nodo central que permitiera la carga concentrada en la mitad de su largo. La discretización de 6x4, se generó para conseguir un mallado más pequeño logrando elementos de 611x611 que coincide con el distanciamiento máximo de vigas. En la **Tabla 4.7** se presentan los parámetros utilizados para el cálculo del área y módulo de elasticidad efectivos para cada modelo estudiado. Gráficamente los modelos generados en Etabs se presentan en la **Figura 4.4**, donde se observa adicionalmente la viga idealizada que utilizan las ecuaciones analíticas.

El modelo propuesto por Moroder posee una desventaja, y es que no incorpora la deformación producida por el empalme de las cuerdas. Por este motivo, inicialmente se compararon las deformaciones del modelo de diagonal equivalente, con el resultado de la suma de las deformaciones de flexión y corte que se obtiene a partir de las ecuaciones de la **Tabla 4.6**. En la **Figura 4.5**, se muestran gráficamente las deformaciones y resultados de fuerzas axiales de los modelos de diagonal equivalente. En particular los valores mostrados corresponden a los modelos que consideran que las cuerdas interiores presentan una rigidez axial similar a las de las cuerdas exteriores. En la **Tabla 4.7** se presentan los valores de deformación y corte unitario que se obtienen a partir del SDPWS y los provenientes del modelo. Como se puede observar en la **Tabla 4.7**, para el modelo se probaron algunas variantes donde se modificó la rigidez de las cuerdas interiores y

colectores, esto con el objetivo de evaluar su influencia en la deformación total y de reducir la complejidad de desarrollo del modelo. Los resultados de los modelos muestran que todos los modelos presentan diferencias en los desplazamientos menores a un 2.8%, mientras que para el corte unitario las diferencias son de menos de un 1.7%.

Con el objetivo de evaluar la posibilidad de incorporar en el modelo de diagonal equivalente la deformación de los empalmes, se generó un nuevo modelo el cual considera la rigidez de las conexiones. La **Figura 4.6** muestra la utilización de la herramienta “Releases/Partial Fixity” la cual permite el ingreso un resorte en el principio o fin del elemento marco para considerar la deformación de los empalmes de las cuerdas. Los resultados de la aplicación de esta mejora al modelo se resumen en la **Tabla 4.9**, donde se puede observar que las diferencias son de menos de un 1.7% para desplazamientos y 3.8% para el corte unitario. Las diferencias porcentuales entre ambos modelos son lo suficientemente pequeños para poder validar su utilización.

En conclusión, se puede señalar que el método de la diagonal equivalente es una excelente herramienta para modelar diafragmas de marco plataforma en software comerciales como Etabs o SAP. El modelo puede ser utilizados para diferentes condiciones de apoyo, y permite modelar geometrías complejas de manera sencilla.

Tabla 4.7. Cálculo de las propiedades de la diagonal equivalente.

Propiedad		Modelo ETABS			
		Voladizo		Simple Apoyo	
		Discretizació n 3x2	Discretización 6x4	Discretización 2x2	Discretizació n 6x4
Ga	N/mm	1226	1226	1226	1226
H	mm	2442	2442	2442	2442
B	mm	3663	3663	3663	3663
n	---	2	4	2	4
m	---	3	6	2	6
h	mm	1221	611	1221	611
b	mm	1221	611	1832	611
Aeff	mm	1727	863	2201	863
Eeff	N/mm	2453	2453	2657	2453
vmax	N/mm	8.00	8.03	4.01	4.01

Figura 4.4. Modelos de diagonal equivalente en ETABS.

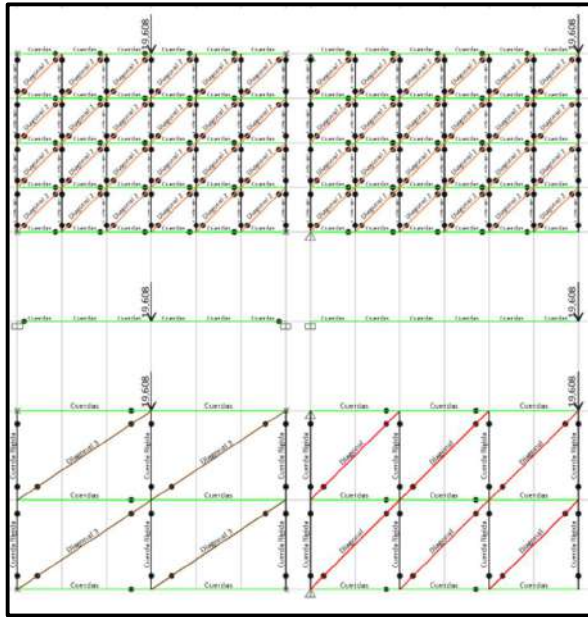


Figura 4.5. Deformaciones y fuerzas axiales del modelo de diagonal equivalente.

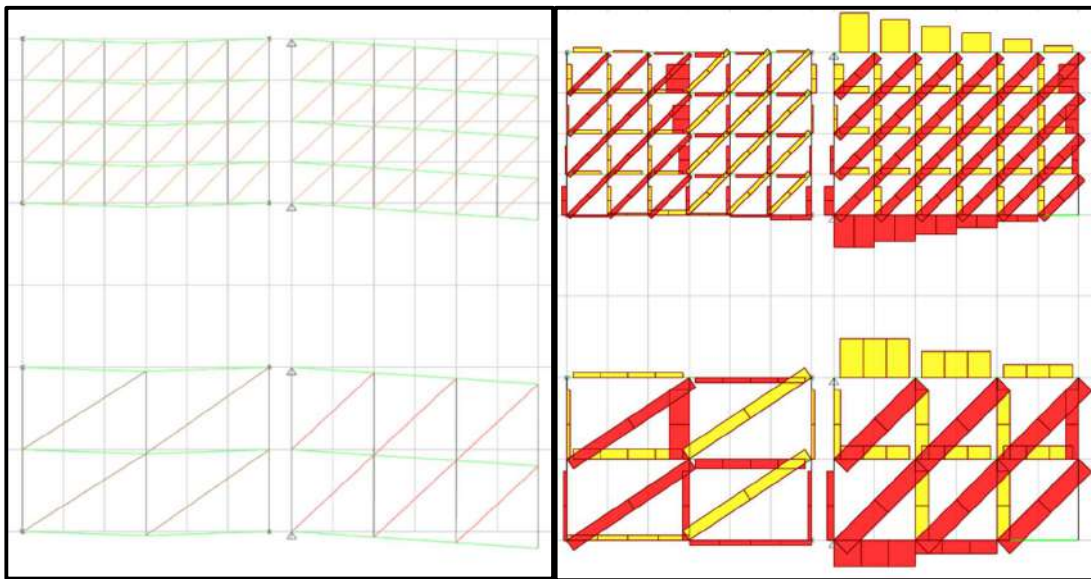


Tabla 4.8. Deformaciones ecuación analítica y modelo diagonal equivalente (sin deformación empalmes)

Condición de apoyo	Parámetro	Ecuación SDPWS	Modelo ETABS					
			Discretización 2x2			Discretización 6x4		
			Rigidez cuerdas interiores		Colectores	Rigidez cuerdas interiores		Colectores
			Real	Infinitamente Rígid	Real	Real	Infinitamente Rígid	Real
Voladizo/Carga puntual	δ [mm]	24.411	24.484	24.416	24.610	24.462	24.411	24.574
	v [N/mm]	8.03	8.08	8.03	8.12	8.19	8.14	8.26
	Variación δ	---	0.3%	0.0%	0.8%	0.2%	0.0%	0.7%
	Porcentual v	---	0.6%	0.0%	1.1%	2.0%	1.3%	2.8%
Simple Apoyo/Carga puntual	δ [mm]	6.016	6.055	6.016	6.118	6.019	6.006	6.097
	v [N/mm]	4.01	4.01	4.01	4.05	4.02	4.02	4.07
	Variación δ	---	0.6%	0.0%	1.7%	0.0%	-0.2%	1.3%
	Porcentual v	---	0.0%	0.0%	0.8%	0.3%	0.1%	1.3%

Figura 4.6. Incorporación de deformación de empalmes en ETABS.

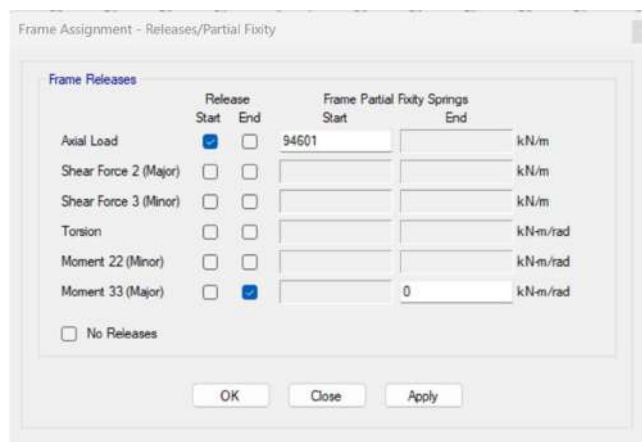


Tabla 4.9. Deformaciones ecuación analítica y modelo diagonal equivalente (con deformación empalmes).

Condición de apoyo	Parámetro	Ecuación SDPWS	Modelo ETABS	
			Discretización 2x2	Discretización 6x4
Voladizo/Carga puntual	δ [mm]	24.877	25.001	24.942
	v [N/mm]	8.03	8.13	8.33
	Variación δ	---	0.5%	0.3%
	Porcentual v	---	1.3%	3.8%
Simple Apoyo/Carga puntual	δ [mm]	6.132	6.107	6.027
	v [N/mm]	4.01	4.08	4.02
	Variación δ	---	-0.4%	-1.7%
	Porcentual v	---	1.6%	0.2%

5. REFERENCIAS

- [1] Krawinkler H, Parisi F, Ibarra L, Ayoub A, Medina R. Development of a testing protocol for woodframe structures. vol. 102. CUREE Richmond, CA; 2001.
- [2] Instituto Nacional de Normalización. NCh 1198. Madera - Construcciones en Madera - Cálculo. 2014.
- [3] Strong-Tie S. Catalog: Wood Construction Connectors 2021-2023 (C-C-2021) 2021.
- [4] Pang W, Hassanzadeh Shirazi SM. Corotational Model for Cyclic Analysis of Light-Frame Wood Shear Walls and Diaphragms. *Journal of Structural Engineering* 2013;139:1303–17. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000595](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000595).
- [5] Estrella X, Guindos P, Almazán JL, Malek S. Efficient nonlinear modeling of strong wood frame shear walls for mid-rise buildings. *Eng Struct* 2020;215. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110670>.
- [6] Folz B, Filiatrault A. Cyclic analysis of wood shear walls. *Journal of Structural Engineering* 2001;127:433–41.
- [7] American Wood Council. Special Design Provisions for Wind and Seismic. 2021.
- [8] Tissell JR, Elliott JR. Plywood diaphragms, 1977.
- [9] Countryman D, Colbenson P. Horizontal plywood diaphragm tests: Laboratory Report No. 63. 1954.
- [10] Johansen KW. Theory of Timber Connections, 1949.
- [11] ASTM. ASTM E2126-11: Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings. ASTM International, West Conshohocken, PA: 2018 2018.
- [12] Skaggs TD, Martin ZA. Estimating wood structural panel diaphragm and shear wall deflection. *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 2004;9:136–41.

6.- INFORME TÉCNICO ESTUDIO LOSA HÍBRIDA – SISTEMA DE MONTAJE

INFORME TÉCNICO - Estudio Losa híbrida – Sistema de Montaje

CAMPAÑA EXPERIMENTAL

MATERIALES

Las propiedades de la madera se obtuvieron de acuerdo con las relaciones establecidas por la NCh1198 (2014), que expresa el comportamiento de la madera aserrada como un material de ortotropía rectangular, que se pueden observar en la tabla 1. En cuanto al hormigón, se utilizará un hormigón ligero que según la norma ACI 213-14 "Guide for structural Lightweight-Aggregate Concrete" (2014), debe tener una resistencia mínima de 17 MPa y una densidad entre 1120 y 1920 kg/m³ para ser considerado como hormigón ligero estructural. En la Tabla 2 se presenta una comparación de las diferentes propiedades.

Propierties	Value
Density (kg/m ³)	480
Young's Modulus X direction (GPa)	10.2
Young's Modulus Y direction (GPa)	0.816
Poisson's	0.3
Shear Modulus (MPa)	663

Tabla 1: Propiedades de Pino Radiata C24

Propierties	Traditional	Lightweight
Density (kg/m ³)	2300	1850
Young's Modulus (GPa)	30	23
Poisson's	0.18	0.2
Compressive Strength (MPa)	41	25
Total deformation (mm)	0.4977	0.46
Shear Stress (MPa)	0.302	0.26
Normal Stress (MPa)	2.8167	2.205

Tabla 2: Propiedades Hormigón tradicional y Hormigón liviano

Alcance

El alcance del proyecto contempla el diseño de una losa híbrida y la propuesta de un sistema de montaje. Este sistema se verifica en un análisis de cargas y deformaciones en un modelo de elementos finitos del proceso de montaje utilizando el software ANSYS y SAP2000, para comprobar que el sistema propuesto no fallará. Todo este análisis se respalda en un informe de cálculo, en el que se verifican los apoyos necesarios para garantizar un funcionamiento seguro y sin daños de la losa. Todo el procedimiento de montaje y sus partes asociadas se modelan en AUTODESK INVENTOR.

Restricciones de diseño

Las dimensiones máximas de la losa son 2,4 x 6m ya que son las utilizadas en la industria en Chile (conversado con expertos en el tema).

El espesor total debe ser inferior a 170 mm para ser competitivo con la construcción tradicional con losas de hormigón.

El espesor de la capa de hormigón debe ser mayor o igual a 70 mm ya que las instalaciones, por ejemplo, eléctricas y sanitarias, atraviesan este material.

Al no existir normativa que regule la construcción con estas losas híbridas, los límites de flecha en el proceso de montaje se rigen por los requisitos de la norma ACI-19 (2019).

A partir de los condicionantes propios del problema, la composición de la losa a utilizar para modelizar un proceso de montaje estará formada por 9 cm de CLT y 8 cm de hormigón aligerado, tal y como se presenta en la Figura 1, mientras que las dimensiones de ancho y longitud corresponden a 2,4x6m.

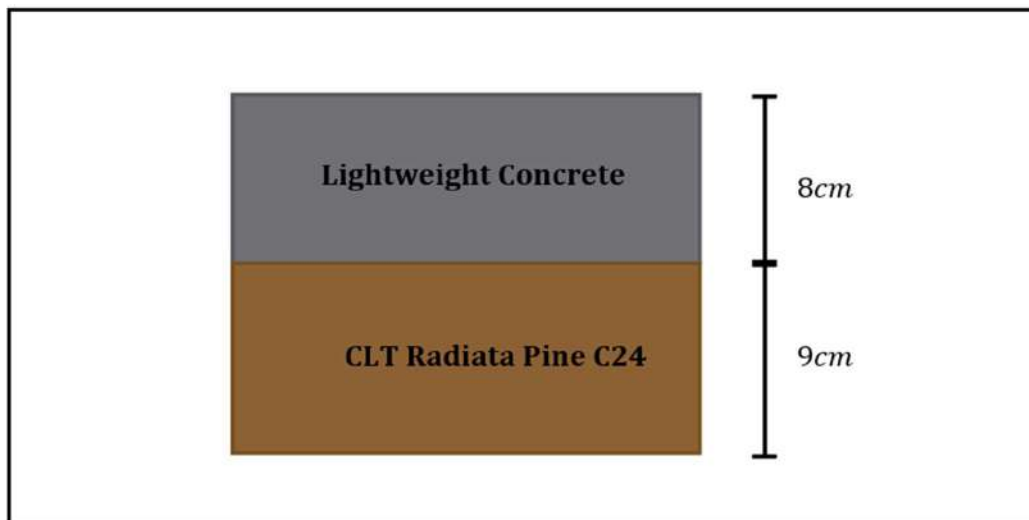


Figura 1: Composición losa madera hormigón.

El uso de material compuesto implica tener en cuenta la unión entre ambos materiales, principalmente por la diferencia entre el comportamiento de cada elemento por separado. Esto significa que cuando el elemento TCC se somete a flexión, la capa superior, es decir, la capa de hormigón experimentará esfuerzos de compresión, mientras que la madera soportará esfuerzos de tracción. Por lo tanto, el campo de tensiones se verá reflejado por la rigidez del conector, ya que, a través de él, en el eje longitudinal, se transferirán los esfuerzos cortantes. En la figura 2 se puede observar cómo puede actuar la rigidez del conector, donde se encuentra el caso ideal, en el que se proporciona la mayor eficiencia estructural, es decir, sin deslizamientos entre capas, situación difícil de conseguir en la realidad ya que la mayoría de los conectores son semirrígidos (Clouston & Schreyer, 2008), sin embargo, la unión adhesiva garantiza una conexión más rígida, que casi no permite deslizamientos entre la capa de madera y la de hormigón (Fu et al., 2020).

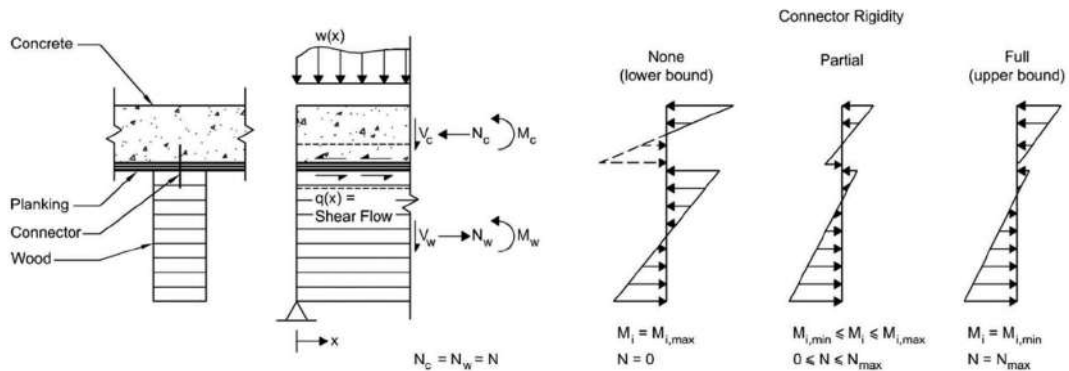


Figura 2: Campo de tensiones de un compuesto de madera y hormigón en función de la rigidez del conector.

Para la modelización por elementos finitos de la losa basal de CLT se consideró un espesor de 9 cm, juntas perfectamente adheridas y la losa propiamente dicha compuesta por elementos de madera aserrada de 3x12x600cm encolados entre sí para formar un panel de 9x240x600cm. Las tablas aserradas se orientaron de forma que fueran coherentes con la propiedad ortotrópica de la madera (Baño et al., s.f.). Mientras que, para el caso del segundo material, se consideró la losa de hormigón de 8 cm con comportamiento isótropo.

Al momento de modelar se consideró un cuarto de losa y se le asignó simetría, esto con el fin de reducir los tiempos de procesamiento del problema, logrando una mayor eficiencia computacional. Obteniendo la geometría presentada en la Figura 3. Con un ducto ubicado en L/4 de la losa donde se instalará el accesorio de montaje.

Modelamiento

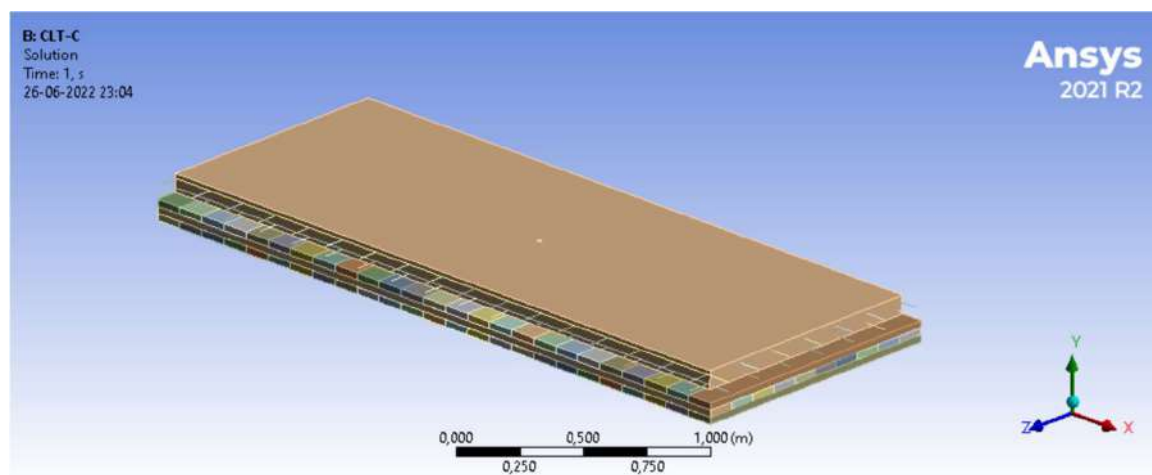


Figura 3: Geometría de losa de hormigón en ANSYS.

Se consideró que toda la carga de la losa recae sobre las placas de apoyo en la superficie inferior y que los estrobos están orientados perpendicularmente al plano de la losa ya que se utilizan 4 barras separadoras. Por lo tanto, es fundamental evaluar que no se produzca aplastamiento de la

madera, ni fallo de la placa o del accesorio al que está unida la placa. Para analizar la distribución de tensiones y deformaciones, se utilizó una malla fina de 50 mm en general y de 25 mm.

También se realizó un modelo en SAP2000 Figura 4 para obtener la distribución de cortantes y momentos en ambos ejes de la losa cuando existen 4 puntos de izado para el levantamiento.

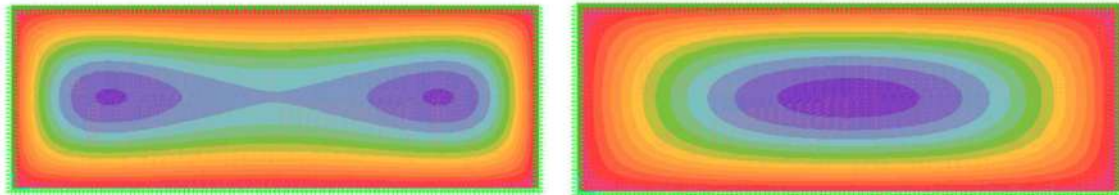


Figura 4: Momentos en ambos sentidos, losa en servicio.

Análisis y verificación

Para el análisis y las verificaciones hay que tener en cuenta varios puntos, que se enumeran a continuación.

Las tensiones tanto en el eje ortogonal como longitudinal fueron calculadas a partir del programa ANSYS y se verificaron tanto en tracción como en compresión en los diferentes estados de carga (servicio e izado), considerando las losas de hormigón y CLT como material compuesto y cada una por sí misma.

La definición de cargas se basó en la norma NCh1537Of.2009, obteniéndose una carga de servicio de 2000 kgf /m², un peso estructural de 188,5 kgf /m² y un peso no estructural de 176 kgf /m². Mientras que las combinaciones de carga se obtuvieron de la norma NCh3171.Of2010 para el estado de servicio equivalente a 3637,4 kgf /m².

Para los distintos estados de carga se verificó la resistencia a tracción de la losa de madera según NCh1198Of.2014 y la losa de hormigón con la NCh430.Of2007. Por otra parte, la resistencia de los accesorios de izaje se evaluó utilizando la norma de acero NCh427Of.2016. A modo de resumen, en la Tabla 3 se muestran los factores de seguridad correspondientes a cada elemento.

Element	Stress	Condition	σ_{req} [MPa]	SF
TCC-CLT	Tensile	Service	0.70	5.27
TCC-Concrete	Compression	Service	3.30	9.09
CLT	Flattering	Lifting	0.30	6.09
Concrete	Tensile	Lifting	7.68	3.91
Spreader Bar	Compression	Lifting	11.27	1.32
Cable	Tensile	Lifting	8.07	1.66
Plate	Compression	Lifting	26.80	8.96
Asparragus	Tensile	Lifting	18.15	13.23

Tabla 3: Factor de seguridad. Autor.

Conclusiones

Sustainable Concrete Forum mostraba en su página web que, según un estudio realizado en 2019, el valor normalizado de la mezcla era de 72,5 kg CO₂/tonelada de hormigón. A partir de estos datos, tenemos que utilizar hormigón ligero genera una reducción cercana al 20% de las emisiones de CO₂ respecto al caso de utilizar hormigón tradicional. Si a esto añadimos que el uso de madera reduce el espesor de la capa de hormigón, estamos ante una solución respetuosa con el medio ambiente.

Por otro lado, el sistema busca mejorar la productividad en el área de la construcción en altura, atacando diferentes aspectos como la reducción de la mano de obra demandada, reducción del número de actividades a realizar, lo que trae consigo una importante reducción del riesgo. Indirectamente, favorece la reducción de la incertidumbre y el aumento de la calidad de los productos, pues se espera que las losas híbridas prefabricadas ya estén listas y probadas, para garantizar que proporcionarán la calidad necesaria a la estructura.

Se recomienda que, en el futuro, este tipo de investigaciones se escalen a edificios de mayor altura. En cuanto a la productividad, se recomienda realizar estudios directamente en obra para cuantificar la reducción de tiempos generada por la implantación de este tipo de sistemas.

Referencias

- ACI Committee 213. ACI 213R-14 Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete; American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 2014; p. 53.
- ACI (American Concrete Institute) Committee 318. (2019). Building Code Requirements or Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19).
- Instituto Nacional de Normalización. (2016). \textit{NCh 427/1:2016 Construcción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios.}
- Instituto Nacional de Normalización. (1971). \textit{NCh 432.Of71: Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.}
- Baño, V., Godoy, D., & Vega, A. (n.d.). EXPERIMENTAL AND NUMERICAL EVALUATION OF CROSS-LAMINATED TIMBER (CLT) PANELS PRODUCED WITH PINE TIMBER FROM THINNINGS IN URUGUAY.
- Balasbaneh, A. T., Yeoh, D., Juki, M. I., Gohari, A., Abidin, A. R. Z., & Marsono, A. K. Bin. (2021). Applying three pillar indicator assessments on alternative floor systems: life cycle study. *International Journal of Life Cycle Assessment*, 26(7), 1439–1455. <https://doi.org/10.1007/s11367-021-01881-6>
- Carolina Tapia A., A. S. C. (2021, agosto 23). Productividad en la Construcción. Cdt.cl. <https://www.cdt.cl/productividad-en-la-construccion/#:~:text=En%20Chile%2C%20la%20productividad%20laboral,similitud%20en%20el%20porcentaje%20de>
- Clouston, P., & Schreyer, A. (2008). Design and Use of Wood – Concrete Composites. *13(November)*, 167–174. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0680\(2008\)13](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0680(2008)13)

CO2 Emissions - Production. (s/f). Org.uk. Recuperado el 21 de mayo de 2022, de <https://www.sustainableconcrete.org.uk/Sustainable-Concrete/Performance-Indicators/CO2-Emissions-Production.aspx>

Fu, Q., Yan, L., Ning, T., Wang, B., & Kasal, B. (2020). Behavior of adhesively bonded engineered wood – Wood chip concrete composite decks: Experimental and analytical studies. *Construction and Building Materials*, 247, 118578. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118578>

González, M. (2022). CAPITULO 5 EQUIPO PESADO PARA MONTAJE [Diapositiva de PowerPoint]

Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., & Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood-concrete beams. *Construction and Building Materials*, 22(6), 1059–1066. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013>

I., J. Q. (Ed.). (2012). Grúas Torre Claves de un Montaje Seguro. <https://extension.cchc.cl/datafiles/23408-2.pdf>

Lukaszewska, E., & Fragiaco, M. (2008). Static performance of prefabricated timber-concrete composite systems. *10th World Conference on Timber Engineering 2008*, 4, 2113–2120.

Matrix Consulting. (2020). Impulsar la productividad de la industria de la Construcción en Chile a estándares mundiales. Cámara Chilena de La Construcción. https://cchc.cl/assets/landings/2020/informe-productividad/pdf/ResumenEjecutivo_Estudio_de_Productividad_Construcción2020.pdf

NCh1198 Of.2014 Madera – Construcciones en madera – Cálculo. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile

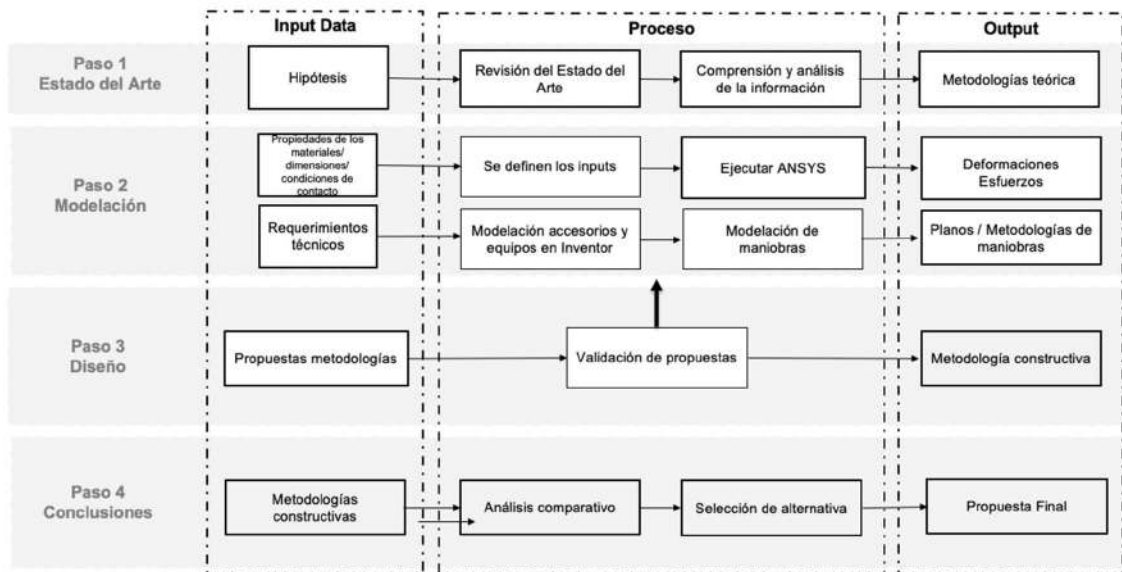
Risco, C., & Alejandro, V. (n.d.). Metodología de evaluación para definir el modelo de grúa torre/telescópica óptima para una edificación multifamiliar en Lima. <http://hdl.handle.net/10757/556153>

Shahzad, W., Mbachu, J., & Domingo, N. (2015). Marginal productivity gained through prefabrication: Case studies of building projects in Auckland. *Buildings*, 5(1), 196–208. <https://doi.org/10.3390/buildings5010196>

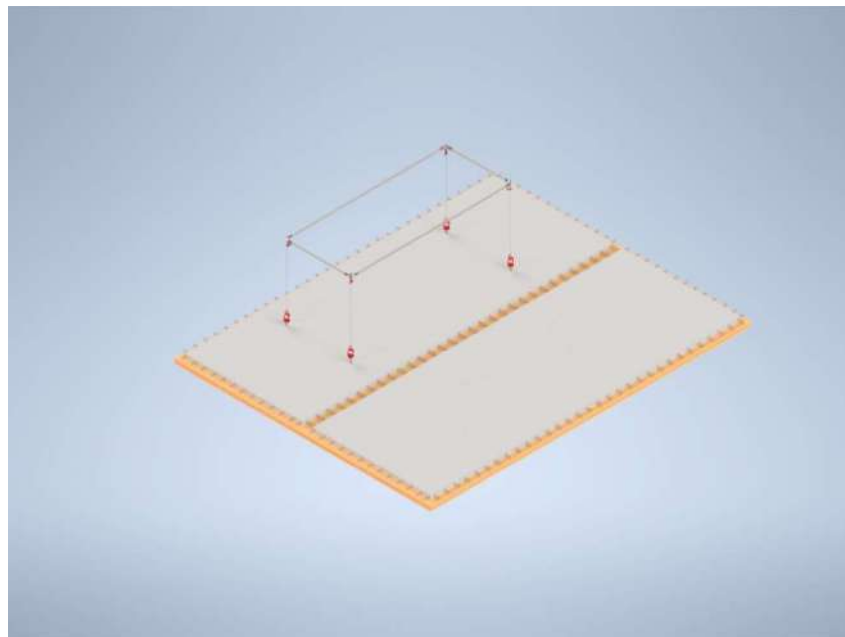
Shehata, M. E., & El-Gohary, K. M. (2011). Towards improving construction labor productivity and projects' performance. *Alexandria Engineering Journal*, 50(4), 321–330. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2012.02.001>

Yeoh, D., Fragiaco, M., De Franceschi, M., & Heng Boon, K. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review. *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1085–1095. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000353](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000353)

Anexos



Anexo 1. Metodología.



Anexo 2. Propuesta montaje losas.

**7.- INFORME DE SUSTENTABILIDAD DE 5
LOSAS TIPO EN EL INFORME DEL
PROYECTO DE LOSAS INDUSTRIALIZABLES**

7.- Informe de sustentabilidad de 5 losas tipo en el informe del proyecto de losas industrializables.

Uno de los principales sustentos para la selección de la madera como material de construcción es el carácter sustentable o de baja emisiones de este material. Una de las maneras de cuantificar las emisiones es mediante un análisis de ciclo de vida (ACV). El presente informe entrega la modelación base acorde a la normativa ISO 14040 e ISO 14044, artículos de la literatura y datos de carácter nacional.

En esta sección se incluyen especificaciones de las fases, objetivos, alcances, límites del sistema, análisis del inventario, análisis del impacto.

Meta y alcance:

El objetivo principal de este estudio es la modelación en base a la literatura e información del contexto chileno de 5 losas tipo, con el fin de obtener un aproximado de cuantas emisiones se producen por m² de losa construida. El alcance de este trabajo se limita únicamente a los resultados entregados en el FONDEF y no representan una declaración real de impacto ambiental. La unidad funcional de este estudio es 1 m² de losa capaz de resistir las deflexiones impuestas por ACI 318 (318, 1995) y las tensiones admisibles de la NCh1198 (INN, 2014). El flujo de referencia de la modelación es 1 m² de losa.

Condiciones de borde y supuestos:

La modelación considera solamente la fabricación de los elementos, del estilo "Gate to Door", donde los inputs de la madera aserrada serán considerados bajo los supuestos y condiciones internacionales debido a la falta de datos en el carácter nacional.

Dentro de los supuestos realizados se encuentra:

- Todo el transporte involucrado en la fabricación nacional de productos no fue considerado
- Se realizó una adaptación de la matriz actual presentada en Ecoinvent para alcanzar la eficiencia chilena.
- Se asume que todos los conectores son provenientes del extranjero
- Los materiales provenientes de productos de madera usaron como base de datos principalmente data de USLCI, la cual estaba respaldada y los informes disponibles en la web.
- Para cuantificar los materiales se realizó una cubicación y determinación de la masa, con densidades estándar de los materiales.
- El hormigón utilizado se consideró como vertido en sitio.

Inventario de Ciclo de vida (ICV) y Evaluación de impacto de ciclo de vida (EICV)

Las bases de datos utilizadas en este estudio fueron principalmente EcoInvent y USLCI. Para todos los casos se realizaron balance de masa entre los inputs de entrada y las salidas con sus

respectivos *mass allocations*. La modelación del CLT al ser un proceso que no se encuentra específicamente en las bases de datos se utilizó la información de (Puettmann, 2017)(Chen et al., 2019) . De la misma manera el proceso para la fabricación de las vigas de LSL se basó en el artículo de (Khatri et al., 2021). Con respecto a las losas de entramado ligero como estas fueron realizadas con un grado de trabajo manual y no completamente industrializadas se utilizaron datos de construcción de muros con troncos para la energía utilizada (Athena Sustainable Materials Institute, 2012).

La evaluación se impactó del ciclo de vida se realizó bajo la metodología y factores de caracterización de punto medio de ReCePi(H). Se seleccionaron las siguientes categorías de impacto:

- Global warming (GWP) (kg CO2 eq)
- Human toxicity carcinogenic potential (HTP) (kg 1,4-DCB)
- Human toxicity non- carcinogenic potential (HTP) (kg 1,4-DCB)
- Fossil depletion potential (FDP) (kg oil eq)
- Terrestrial Ecotoxicity (TE) (kg 1,4-DCB)

Casos de estudio

Las losas seleccionadas para el estudio fueron 5 en total, y los casos presentados:

- CLT 5 Capas, 33 mm por capa, clavado de 5.6x150
- NLT
- IJ – Clavos 2.5x50 mm - OSB 11.1 mm
- SL - Clavos 2.9x65 mm - OSB 11.1 mm
- HC - Clavos 3.1x80 mm - OSB 9.5 mm

En la figura 1 se presentan los gráficos comparando las losas en las respectivas categorías de impacto mencionadas. Las losas de entramado ligero (SL) y entramado reforzado (HC) se colocaron como EL y ELR respectivamente.

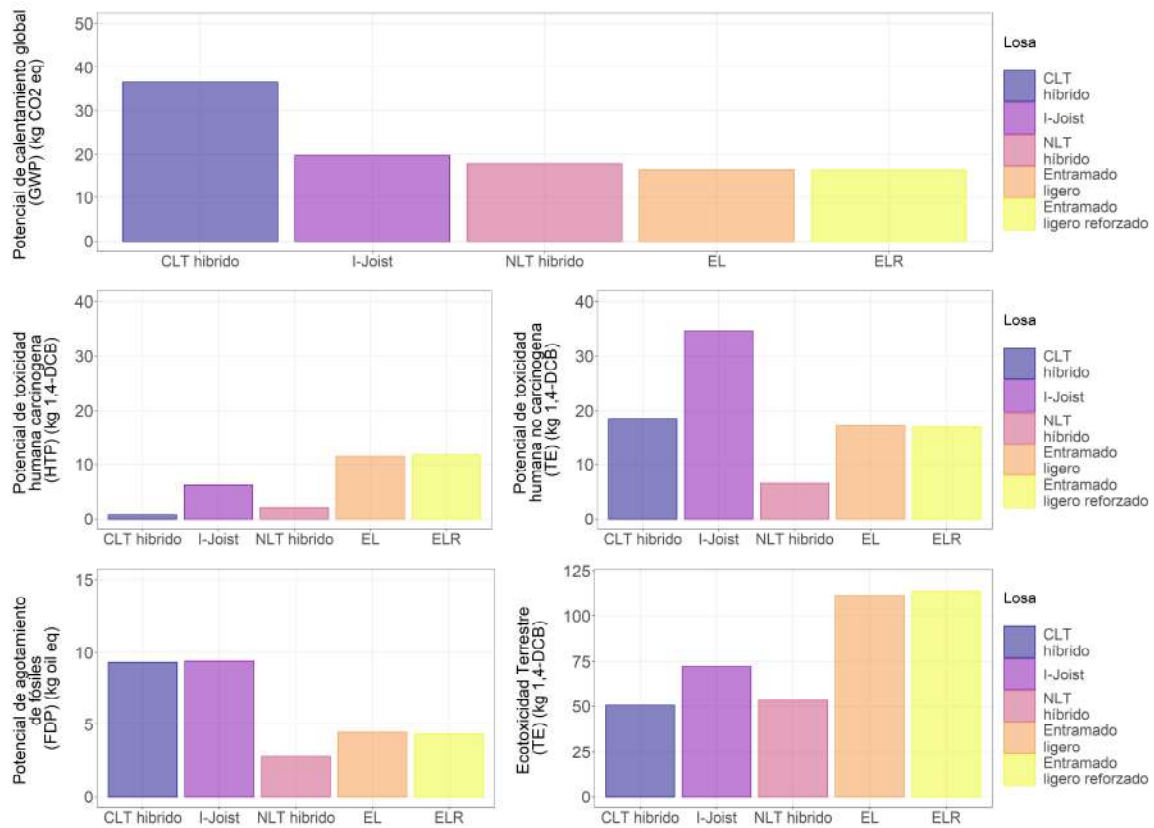


Figura 1: Categorías de impacto y casos de estudio*

La tabla resumen muestra todas las categorías de impacto generadas por el método de evaluación de impacto seleccionado. *Notar que metodología de evaluación de impacto utilizada no considera que la madera presente un carbón negativo o biogénico.

Tabla 1: Resumen de categorías de impacto punto medio de ReCePi (H).

Categoría de impacto	Unidad	ELR (1m ²)	EL (1m ²)	NLT-Hibrido (1m ²)	I-Joist (1m ²)	CLT Hibrido (1m ²)
Global warming	kg CO2 eq	1.62.E+01	1.63.E+01	1.79.E+01	1.97.E+01	3.66.E+01
Stratospheric ozone depletion	kg CFC11 eq	3.38.E-06	3.42.E-06	3.07.E-06	5.05.E-06	1.46.E-05
Ionizing radiation	kBq Co-60 eq	3.24.E-01	3.15.E-01	3.70.E-01	1.76.E-01	4.25.E-01
Ozone formation, Human health	kg NOx eq	4.27.E-02	4.33.E-02	4.76.E-02	7.26.E-02	1.23.E-01
Fine particulate matter formation	kg PM2.5 eq	4.20.E-02	4.34.E-02	1.87.E-02	8.49.E-02	1.21.E-01
Ozone formation, Terrestrial ecosystems	kg NOx eq	4.55.E-02	4.62.E-02	4.85.E-02	7.68.E-02	1.27.E-01
Terrestrial acidification	kg SO2 eq	5.86.E-02	6.06.E-02	3.86.E-02	1.17.E-01	1.54.E-01
Freshwater eutrophication	kg P eq	7.95.E-03	7.80.E-03	3.61.E-03	6.46.E-03	7.86.E-03
Marine eutrophication	kg N eq	4.23.E-04	4.18.E-04	2.53.E-04	4.61.E-04	1.16.E-03
Terrestrial ecotoxicity	kg 1,4-DCB	1.14.E+02	1.11.E+02	5.31.E+01	7.23.E+01	5.04.E+01
Freshwater ecotoxicity	kg 1,4-DCB	1.09.E+00	1.06.E+00	2.84.E-01	6.52.E-01	3.37.E-01
Marine ecotoxicity	kg 1,4-DCB	1.53.E+00	1.49.E+00	4.14.E-01	9.17.E-01	4.78.E-01
Human carcinogenic toxicity	kg 1,4-DCB	1.17.E+01	1.14.E+01	2.10.E+00	6.26.E+00	7.90.E-01
Human non-carcinogenic toxicity	kg 1,4-DCB	1.70.E+01	1.71.E+01	6.52.E+00	3.46.E+01	1.85.E+01
Land use	m2a crop eq	1.80.E-01	1.76.E-01	9.57.E-01	1.26.E-01	1.00.E+00
Mineral resource scarcity	kg Cu eq	8.62.E-01	8.37.E-01	1.95.E-01	4.22.E-01	5.66.E-02
Fossil resource scarcity	kg oil eq	4.32.E+00	4.45.E+00	2.79.E+00	9.41.E+00	9.33.E+00
Water consumption	m3	1.06.E-01	1.07.E-01	1.82.E-01	3.23.E-01	2.78.E-01

Referencias

- 318, A. C. I. C. (1995). *Building code requirements for structural concrete : (ACI 318-95) ; and commentary (ACI 318R-95)*. Farmington Hills, MI : American Concrete Institute, [1995] ©1995. <https://search.library.wisc.edu/catalog/999777001402121>
- Athena Sustainable Materials Institute. (2012). *Life Cycle Assessment of Log Wall and Timber Frame Systems Produced in British Columbia*.
- Chen, C. X., Pierobon, F., & Ganguly, I. (2019). Life Cycle Assessment (LCA) of Cross-Laminated Timber (CLT) produced in Western Washington: The role of logistics and wood species mix. *Sustainability (Switzerland)*, 11(5). <https://doi.org/10.3390/su11051278>
- INN. (2014). *Madera - Construcciones en madera - Cálculo. NCh 1198. Instituto Nacional de Normalización*.
- Khatri, P., Sahoo, K., Bergman, R., & Puettmann, M. (2021). Life Cycle Assessment of North American Laminated Strand Lumber (LSL) Production. *Recent Progress in Materials*, 3(4), 1–1. <https://doi.org/10.21926/rpm.2104048>
- Puettmann, M. (2017). *CORRIM REPORT-Life Cycle Assessment of Cross Laminated Timbers Produced in Oregon*.

8. ESTUDIO DE ASIMILACIÓN DE RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSA COMPUESTA MADERA – HORMIGÓN

ESTUDIO DE ASIMILACIÓN DE RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSA COMPUESTA MADERA - HORMIGÓN

Pontificia Universidad Católica, PUC

INFORME IDIEM N° 1.844.962 Revisión 0

División Tecnología de la Construcción (DTC) Sección Ingeniería Contra Incendios (SII)

Ejemplar N° 01

N° de páginas 17


Revisión N° 0

Informe N° 1.844.962

Ref.: PR.DTC.2023.0278

Nombre

Elaborado por
Revisado por
Aprobado por
Destinatario

Diego Olave - Patricio Loncón
Miguel Ángel Pérez A. - Viviana Yanjine H.
Fernando Yáñez U. 
Jorge Lagos
Universidad Católica

Fecha:

05-04-2023

Contenido

1. ALCANCE	3
2. ANTECEDENTES	3
3. INTRODUCCIÓN	5
4. METODOLOGÍA.....	5
5. CARACTERÍSTICAS DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PROPUESTA	6
5.1 Descripción general	6
6. ANÁLISIS TÉCNICO	8
6.1 Análisis de la resistencia al fuego de losa compuesta madera – hormigón propuesta	8
6.1.1 Determinación de la carbonización de los elementos de madera y temperatura de los conectores según Eurocódigo 5: 1-2.....	8
6.1.2 Determinación de la estabilidad mecánica en caso de incendio según Eurocódigo 5	9
6.1.3 Determinación de la resistencia al fuego según la norma NCh 935/1.Of.97	14
6.1.4 Clasificación de resistencia al fuego de la solución propuesta según la norma NCh 935/1.Of.97.....	15
7. CONCLUSIONES	16
A. ANEXOS	17

1. ALCANCE

El presente informe fue solicitado a IDIEM de la Universidad de Chile por el Sr. Jorge Lagos en representación de la Pontificia Universidad Católica (PUC), con la finalidad de realizar un estudio de asimilación de clasificación de resistencia al fuego de una losa compuesta de *"Madera (NLT, Nail Laminated Timber) – Hormigón (simple)"* según la norma NCh 935/1.Of.97.

2. ANTECEDENTES

Para la realización del estudio se tuvo a la vista la siguiente documentación:

▪ Antecedentes de referencia

1. MINVU, Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones, O.G.U.C. Título 4, capítulo 3: "De las condiciones de seguridad contra incendios", 2020.
2. INN, NCh 935/1. Of1997: "Prevención de incendio en edificios-Ensayo de Resistencia al fuego-Parte1: Elementos de construcción en general", 1997.
3. MINVU, "Listado Oficial de Comportamiento al Fuego de Elementos y Componentes de la Construcción", www.minvu.cl, Acceso 2018.
4. INN, NCh 1537.Of.2009: "Diseño estructural – Cargas permanentes y de uso", 2009.
5. INN, NCh 3171.Of.2010: "Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas", 2010.
6. INN, NCh 170.Of.2016: "Hormigón-requisitos generales", 2016.
7. INN, NCh 430.Of.2010: "Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo", 2010.
8. INN, NCh 1916 Of.1999: "Prevención de incendio en edificios-Determinación de cargas combustibles", 1999.
9. INN, NCh 1198.Of.2014: "Madera - Construcciones en madera – Cálculo".
10. INN, NCh 2824.Of.2019: "Materiales de construcción - Maderas - Pino radiata - Unidades, dimensiones y tolerancias"
11. CEN, EN 1990:2002+A1:2005 (2005): "Eurocódigo 0: Bases del diseño estructural", 2002.
12. CEN, EN 1992-1-1 (2005): "Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación", 2005.
13. CEN, EN 1992-1-2 (2005): "Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de hormigón-Parte 1-2: Reglas Generales-Diseño estructural en caso de incendio", 2005.
14. CEN, EN 1995-1-1:2004+A1:2008 (2008): "Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.", 2008.
15. CEN, EN 1995-1-2:2004 (2009): "Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.", 2009.

16. ACI 318-08, Instituto Americano del Concreto. Requisitos de reglamento para concreto estructural.
17. Catálogo Rothoblaas, 2021: "Tornillos y Conectores para Madera – Carpintería, Estructuras y Exteriores".
18. Frangi, A., Knobloch, M., & Fontana, M. (2010). Diseño al fuego de losas compuestas de madera y hormigón con conexiones atornilladas. *Revista de Ingeniería Estructural*, 136(2), 219–228. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000101
19. Clouston, P., & Schreyer, A. (2008). Diseño y uso de compuestos de madera y hormigón. *Revista práctica sobre diseño y construcción estructural*, 13(4), 167–174. doi:10.1061/(asce)1084-0680(2008)13:4(167).
20. Cerfogli, Santiago. "Ensayos de Resistencia al Fuego para Anteproyecto de Norma de Cálculo de Resistencia al Fuego para la Construcción en Madera". Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil.

▪ **Antecedentes del proyecto**

21. PUC, Documento Word: "Resistencia al Fuego". Descripción, esquema y dimensiones de losa compuesta "Hormigón (simple) – Madera (NLT)" a asimilar y estudiar comportamiento al fuego. Fecha: 3 de marzo 2023.
22. PUC, Documento PDF: "P3-NLT Detail": Plano detalle "*Madera laminada con clavos (NLT)*" ubicada bajo losa de hormigón simple. Fecha: 20 de marzo 2023.
23. PUC. Correo de jorge.lagos@uc.cl: Corrección antecedentes entregados en documento Word "Resistencia al Fuego". Fecha: 20 de marzo 2023.

3. INTRODUCCIÓN

La losa compuesta de madera – hormigón propuesta por el solicitante es descrita en el apartado 5.1 y pretende una determinada clasificación de resistencia al fuego según la norma NCh 935/1.Of.97.

Esta solución no aparece en el Listado Oficial de Comportamiento al fuego del MINVU (2.3) y no ha sido ensayada según la norma NCh 935/1. Of97 para determinar su clasificación de resistencia al fuego. Además, esta última normativa no entrega una metodología para el análisis de este tipo de elemento, por lo tanto, se recurre a la normativa del Eurocódigo 5:1-1 (2.12), Eurocódigo 5:1-2 (2.13) junto con la literatura internacional disponible (2.18 y 2.19) para determinar la resistencia al fuego de la solución propuesta.

En definitiva, el presente informe tiene como objeto determinar la resistencia al fuego de la losa mediante un estudio de asimilación de resistencia al fuego basado en la metodología del Eurocódigo 5: 1-1 (2.12) y Eurocódigo 5: 1-2 (2.13), la cual estima la resistencia al fuego de la solución usando parámetros tales como espesores, pérdida de área transversal efectiva de la madera, velocidades de carbonización, etc.

El estudio de asimilación está definido en el artículo 4.3.2 de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones, donde se estipula que: *“Si al solicitarse la recepción definitiva de una edificación, alguno de los elementos, materiales o componentes utilizados en ésta no figuran en el Listado Oficial de Comportamiento al Fuego de Elementos y Componentes de la Construcción y no cuentan con certificación oficial conforme a este artículo, se deberá presentar una certificación de un profesional especialista, asimilando el elemento, material o componente propuesto a alguno de los tipos que indica el artículo 4.3.3 de este mismo Capítulo y adjuntar la certificación de éstos en el país de origen”.*

4. METODOLOGÍA

La metodología del presente estudio considera las siguientes etapas:

4.1 Características de la solución constructiva propuesta

Revisión de la materialidad y dimensiones de cada una de las componentes de la solución constructiva propuesta.

4.2 Análisis técnico

Determinación de la resistencia al fuego de la solución propuesta mediante cálculos basados en el Eurocódigo 2 y 5, con la posterior asimilación según la norma NCh 935/1.Of.97, si corresponde.

5. CARACTERÍSTICAS DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PROPUESTA

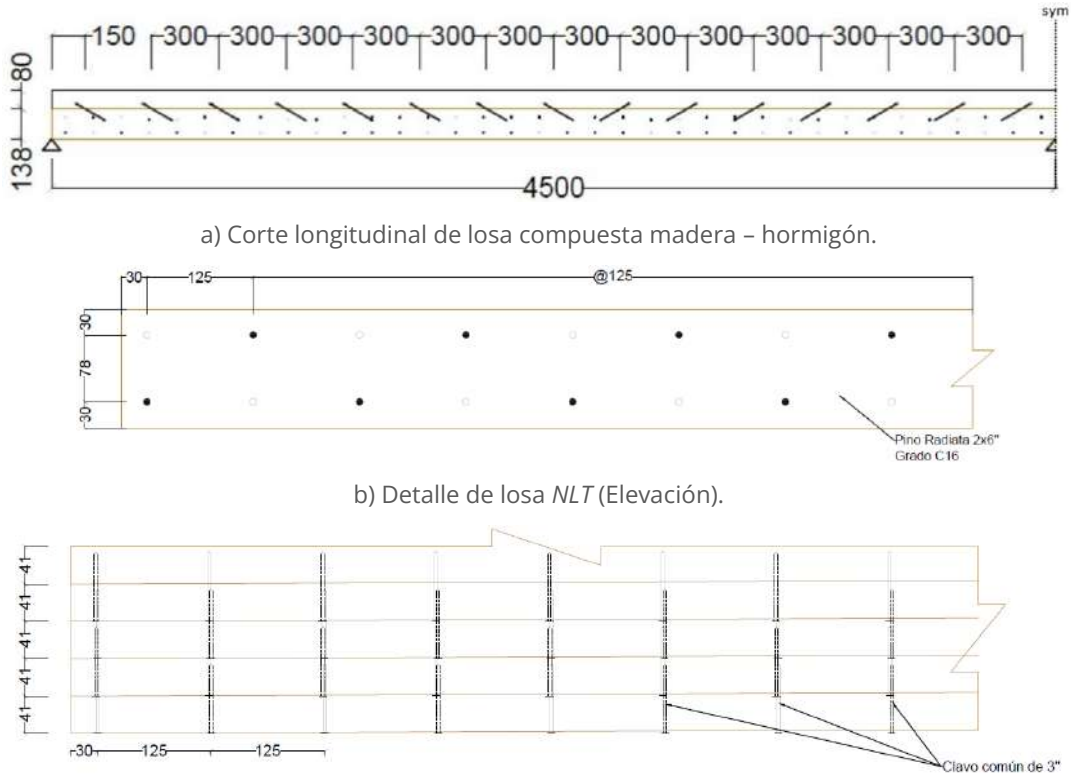
5.1 Descripción general

La descripción de las especificaciones técnicas y vista en corte de la solución propuesta se describen a continuación:

Tabla 1.- Descripción de las especificaciones técnicas y vista en corte de solución propuesta.

Componente		Descripción
1	Losa	Losa compuesta madera - hormigón de espesor 21,8 [cm]
Dimensiones	Largo [m]	4,5
	Ancho [m]	0,789
	Espesor [mm]	218 (Total) (Madera: 138 - Hormigón: 80)
Sobrecarga en caso de incendio [kg/m ²]		100 (*)

Vista en corte



a) Corte longitudinal de losa compuesta madera - hormigón.

b) Detalle de losa NLT (Elevación).

c) Detalle de losa NLT (Vista en planta).

(*): Se utiliza la combinación de cargas en caso de incendio descrita en el Anexo A1 del Eurocódigo 0. (2.11), en donde se permite reducir la sobrecarga de diseño a temperatura ambiente en un 50% para el caso de incendio.

A continuación, se describen tanto las características de la losa compuesta madera - hormigón, como las de los materiales y elementos que la componen:

Losa compuesta madera - hormigón:

- Simplemente apoyada,
- Flexión en una dirección,
- Espesor total losa compuesta madera – hormigón: 218 [mm],
- Espesor capa de hormigón: 80 mm,
- Espesor losa de madera de “vigas laminadas con clavos” (NLT, Nail Laminated Timber).

Hormigón:

- Espesor de 80 [mm],
- Densidad de 2400 [kg] (hormigón simple),
- Calidad del hormigón: G25,
- Tensión de compresión $f'c = 25$ [MPa],
- Resistencia de tracción (fisuración) $f_r = 3,1$ [MPa] (ACI 318 (2.16)),
- Módulo de elasticidad $E_c = 23.500$ [MPa] (ACI 318 (2.16)).

Madera:

- Especie: Pino Radiata,
- Altura de vigas 138 [mm] (6 pulgadas cepilladas),
- Ancho de vigas 41 [mm] (2 pulgadas cepilladas),
- Grado Estructural – Clasificación Mecánica: C16,
- Tensión admisible por flexión: $F_f = 5,2$ [MPa],
- Tensión admisible por tracción paralela: $F_{tp} = 3,5$ [MPa].

Conector Madera – Hormigón:

- Conector para forjados de madera-hormigón: *Rothoblaas CTC 7160* (diámetro 7 mm, largo 160 mm),
- Dispuestos en parejas (ver Figura 1),
- Orientación cruzada en 30° (ver Figura 1),
- Cada conector *Rothoblaas CTC 7160* está dispuesto de forma tal que 50 mm de su largo queda embebido en el hormigón y 110 mm en la madera.
- La ubicación de las 3 parejas de conectores a lo ancho de la losa es a: 1/4, 1/2 y 3/4 del ancho de la losa (ancho losa: 789 mm).

Clavos unión viga-viga en losa NLT:

- Clavo común 3 pulgadas.

6. ANÁLISIS TÉCNICO

6.1 Análisis de la resistencia al fuego de losa compuesta madera – hormigón propuesta

Considerando las características y especificaciones técnicas de la losa en estudio, el análisis se agrupa de la siguiente forma:

- **Análisis térmico:** A partir de la exposición al incendio ISO 834 de la losa por la parte inferior, se estima la sección que se carboniza y las temperaturas de los elementos de interés tales como: conectores y el sector de hormigón.
- **Análisis de estabilidad mecánica:** Utilizando el *Método de la sección transversal reducida*, presente en el Eurocódigo 5 (2.15), y al tratarse de una losa compuesta por 2 materiales de distintas propiedades mecánicas, se estiman las tensiones (compresión y/o tracción) en cada zona de interés usando como base el *Método Gamma*, presente tanto en el Eurocódigo 5 (2.15) como en la norma nacional NCh 1198 (Sección 7.2.5.5 y Anexo J) (2.9) para abordar el tema del deslizamiento en la interfaz de la madera y el hormigón.

6.1.1 Determinación de la carbonización de los elementos de madera y temperatura de los conectores según Eurocódigo 5: 1-2

Para una exposición a la curva de incendio ISO 834 igual a 90 minutos, la aplicación del *Método de la sección transversal reducida* entrega los siguientes resultados:

Tabla 2.- Aplicación del *Método de la sección transversal reducida*, presente en el Eurocódigo 5 (2.15).

Parámetro	Valor	Unidad
Velocidad de carbonización unidimensional (ref. 2.20)	β_0 : 0,85	[mm/min]
Tiempo de exposición al fuego	$t_{i,req}$: 90	[min]
profundidad de carbonización nominal	$d_{char,n}$: 76,5	[mm]
Profundidad capa resistencia y rigidez cero	d_0 : 7	[mm]
Coefficiente (Tabla 4.1 - EC5-1-2)	k_0 : 1	[-]
Profundidad de carbonización efectiva	d_{ef} : 83,5	[mm]
Altura de viga (Temperatura ambiente)	H_{viga} : 138	[mm]
Altura de viga (caso incendio)	$H_{viga,fuego}$: 54,5	[mm]

De la aplicación del *método de la sección transversal reducida* resulta una sección transversal efectiva de madera de altura 55 mm, la cual está formada por madera intacta (no carbonizada) y a temperatura ambiente (20°C), dada la aislación proporcionada por la capa carbonizada subyacente, manteniendo de esta forma la temperatura en la cara no expuesta al fuego por debajo de los 140°C y cumpliendo de esta forma el criterio de aislamiento (I) de la losa compuesta madera – hormigón.

Cabe agregar que la proyección en la vertical de los conectores madera – hormigón resulta en que el conector de acero queda 25 mm dentro del hormigón y 55 mm dentro de la madera, ambas distancias medidas desde y perpendicular a la interfaz de ambos materiales. Es decir, la zona que rodea el conector (tanto desde el lado del hormigón como desde la madera) se encuentra a temperatura ambiente (aproximadamente 20°), lo suficientemente lejos de la temperatura a la cual el acero empieza a perder resistencia (alrededor de los 400°C). Verificando de esta forma las hipótesis de comportamiento del conector a utilizar para la aplicación del *Método Gamma*.

6.1.2 Determinación de la estabilidad mecánica en caso de incendio según Eurocódigo 5

Previo a la aplicación del *Método de la sección transversal reducida* se determinan las tensiones de diseño en la madera para el caso de incendio, las que incluyen los parámetros de modificación aplicables en este escenario. Los parámetros utilizados junto con las tensiones resultantes se presentan en la siguiente:

Tabla 3.- Tensiones de diseño en la madera para el caso de incendio.

Análisis de	Parámetro	Valor		
Tensión de Tracción paralela a la fibra	Tensión admisible	F_{tp}	3,5	MPa
	factor de ajuste	$f.a.tp$	2,1	[-]
	Coefficiente	k_{fi}	1,25	[-]
	Factor de modificación caso de incendio	$k_{mod,tp,fi}$	1	(N.A.)
	Módulo de rotura	$MR_{tp,k,fi}$	9,188	MPa
Tensión de Flexión (simple)	Tensión admisible	F_f	5,2	MPa
	factor de ajuste	$f.a.f$	2,1	[-]
	Coefficiente	k_{fi}	1,25	[-]
	Factor de modificación caso de incendio	$k_{mod,f,fi}$	1	(N.A.)
	Módulo de rotura	$MR_{f,k,fi}$	13,65	MPa

El tipo de losa definido en el capítulo anterior está sometido a flexión en una dirección y se encuentra simplemente apoyada. Para determinar el cumplimiento de los criterios de falla aplicables se utilizan los valores de las tablas anteriores.

Tabla 4.- Valores para el diseño al fuego de losa compuesta madera – hormigón.

Parámetros	Situación a temperatura ambiente	Situación en caso de incendio
Hormigón		
ρ [kg/m ³]	2400	2400
e [mm]	80	80
Madera		
ρ [kg/m ³] ⁽¹⁾	450	450
e [mm]	110	110
Losa		
SC - NCh 1537.Of2009 [kg/m ²] ⁽²⁾	200	100 ⁽³⁾
PP [kg/m ²]	254,1	254,1
Comb. (PP+SC) [kg/m ²]	454,1	354,1
Conector Madera - Hormigón		
Diámetro [mm]	7	7
Longitud (dentro de Madera)	110	110
Módulo de corrimiento [kN/mm] ⁽⁴⁾	12,83	12,83

(1): Se utiliza la densidad anhidra promedio de la especie Pino Radiata presente en la norma NCh 1198 (2.9).

(2): El destino de ocupación del recinto donde se proyecta la estructura de losa corresponde a "Habitacional". El valor se obtiene de la norma NCh 1537.Of.2009 (2.4).

(3): Se utiliza la combinación de cargas a 20 [°C] descrita en la norma NCh3171.Of.2010 para el caso gravitacional. (2.5)

(4): Si bien el *Catálogo Rothoblaas 2021 (2.17)* no incluye un método analítico para la determinación del módulo de deslizamiento para conectores dispuestos en pares cruzados en 30°, este parámetro se estima amplificando el módulo de deslizamiento de un conector individual inclinado a 30° por un factor k , resultante la división del módulo de deslizamiento de la disposición en par cruzada a 45° por el de la disposición individual inclinada a 45°.

Considerando las tensiones resultantes junto con el espesor efectivo carbonizado, se definen los siguientes modos de falla de la losa aquí estudiada:

- 1-Falla por compresión en el hormigón.
- 2-Falla por flexo-tracción en la madera.
- 3-Falla por reducción de la resistencia del perno producto del aumento de la temperatura.

Los modos de falla 1, 2, y 3 están asociados al criterio de capacidad portante (R), el cual, es homologable al criterio de estabilidad mecánica en caso de incendio de la norma NCh 935/1.Of .97 (criterios de falla similares y la misma curva de incendio para determinar la clasificación de resistencia al fuego de una solución constructiva).

Tal como se menciona en secciones anteriores, la distribución de tensiones a través de la sección transversal de la losa analizada no es directamente proporcional a la distancia al eje neutro de la sección, tanto por la diferencia entre los módulos de elasticidad de los materiales, como por la unión misma de estos, la cual al no ser perfecta produce cierto deslizamiento (*slip*) relativo entre ellos.

El Eurocódigo 5: 1-1 (2.11) y la norma NCh 1198 (2.9) presentan una metodología para abordar este tipo de secciones compuestas, la que se basa en la aplicación del *Método Gamma*, que a grandes rasgos determina una rigidez a la flexión efectiva de la sección (EI_{eff}) reduciendo la componente de *Steiner* de la inercia que aporta la sección transversal de cada material ($A_i E_i a_i^2$) por un factor *gamma* (γ_i). Esta reducción refleja el deslizamiento relativo entre ambos materiales dado que la unión de sus interfaces no es perfecta. Cabe agregar que el factor *Gamma* (γ) de este método depende del *módulo de deslizamiento* del medio de unión utilizado (K_{des} ó K_{ser} , en [kN/mm]), también llamado *módulo de corrimiento* (C , en [kN/mm]) en la norma NCh 1198 (2.9).

Las fórmulas utilizadas en la aplicación de este método se presentan en los Anexos del presente informe. Los parámetros y tensiones obtenidos de la aplicación de este método se esquematizan en la Figura 1 y se presentan en las Tablas 5 y 6, respectivamente.

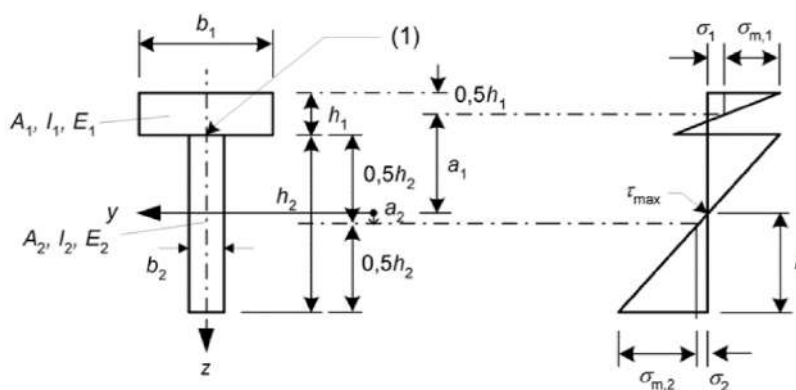


Figura 1.- Esquema de distribución de tensiones en losa compuesta, obtenidas mediante aplicación del *Método Gamma* presente tanto en el Eurocódigo 5 (Parte 1) como en la norma NCh 1198.

Tabla 5.- Aplicación del *Método Gamma*, presente en el Eurocódigo 5 (2.15).

Método Gamma (γ)	γ_i [-]	a_i [mm]	EI_i [MPa mm ⁴]	$\gamma_i EI_i a_i^2$ [MPa mm ⁴]	$EI_i + \gamma_i EI_i a_i^2$ [MPa mm ⁴]
Material 1 : Hormigón	0,341	27,00	90240000000	42108729478	132348729478
Material 2 : Madera	1	40,25	9591308531	62790518620	72381827151
$E_{eff, f}$ [mm]					204730556629

Tabla 6.- Resultados de la aplicación del *Método Gamma*, presente en el Eurocódigo 5 (2.15).

Material	Tensión [MPa]		
1 (Hormigón)	σ_1	0,837	Tensión de (C) y (T) por flexión
	$\sigma_{1,m1}$	3,633	Tensión media (C)
2 (Madera)	σ_2	1,229	Tensión (C y T) por flexión
	$\sigma_{2,m2}$	0,832	Tensión media (C)

Con las tensiones obtenidas de la aplicación del *Método Gamma* (Tabla 6), se obtienen las tensiones a través de la sección transversal reducida tanto para el hormigón como para la madera, las cuales se indican en las Tablas 7 y 8, respectivamente. Adicionalmente, con las tensiones admisibles (Tabla 3), se determinan los factores de utilización (FU) de la resistencia de cada material y se indican en las tablas asociadas a cada uno de ellos.

Tabla 7.- Tensiones de trabajo y factores de utilización en el hormigón.

Parámetro	Valor		
Tensiones en el Hormigón	σ_c	4,471	MPa
	σ_t	2,796	MPa
Resistencia Hormigón	f'_c	25,000	MPa
	f_{cr}	3,100	MPa
FU's	σ_c / f'_c	0,179	[-]
	σ_t / f_{cr}	0,902	[-]

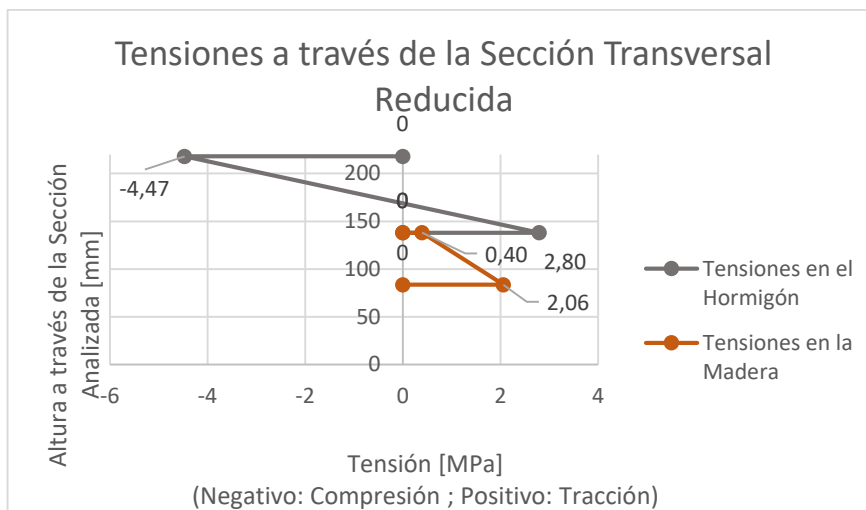
Tabla 8.- Tensiones de trabajo y factores de utilización de la madera.

Parámetro	Valor		
Tensiones equivalente en la Madera	σ_b	1,229	MPa
	σ_T	0,832	MPa
Resistencia Madera	MR $f_{k,fi}$	13,650	MPa
	MR $t_{p,k,fi}$	9,188	MPa
FU	$f_{t,fi} / F_{t,fi}$	0,09	[-]
	$f_{f,fi} / F_{f,fi}$	0,091	[-]
FU flexo-tracción	$FU_f + FU_t$	0,181	[-]

Considerando que ambos materiales trabajan a tensiones menores que sus resistencias admisibles (factor de utilización menor que 1) en Tablas 7 y 8, y que la tracción en el hormigón es menor a su tensión de fisuración (lo que permite que este material siga tomando tracción y que se valide la distribución de tensiones esquematizada en la Figura 1), entonces, la losa analizada cumple los criterios de capacidad portante (R) e integridad (E).

Lo anterior junto con lo expuesto en el apartado (6.1.1) del presente informe verifica el cumplimiento conjunto de los criterios *REI* por un tiempo de 90 minutos de exposición al incendio estándar ISO 834. A modo de resumen en el Gráfico 1 se muestra la distribución de tensiones a través de la sección transversal efectiva para un tiempo de 90 minutos de exposición al incendio estándar ISO 834, en la que se aprecia el deslizamiento relativo (*slip*) entre ambos materiales producto de la unión no perfecta entre estos, resultando en una discontinuidad en las tensiones en la interfaz entre ambos materiales.

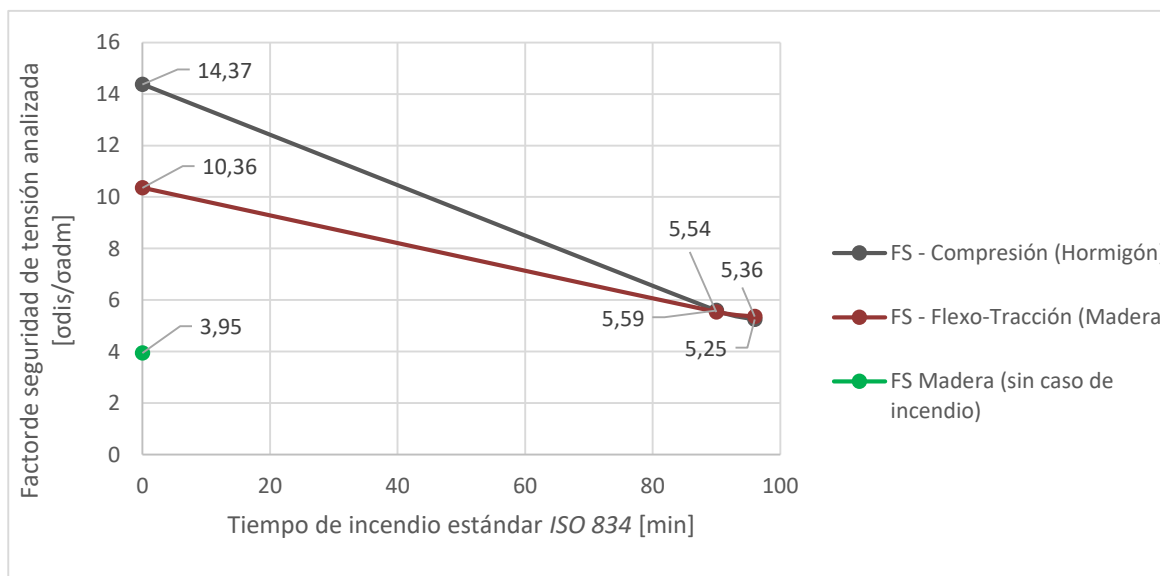
Gráfico 1.- Tensiones a través de la sección transversal reducida.



Nota: La tensión de tracción en el hormigón es menor a su tensión de fisuración, por lo que la distribución de tensiones supuesta de la Figura 1 (*Método Gamma*) y determinada en el Gráfico 1 es aún válida para el tiempo de exposición de incendio estándar ISO 834.

Finalmente, en el siguiente gráfico se muestran los factores de seguridad tensionales de cada material a través del tiempo, como razón de la tensión de diseño y la tensión admisible de cada material.

Gráfico 2.- Factor de seguridad de las tensiones de diseño de los materiales de la losa a distintos tiempos (escenarios con y sin incendio).



Notar el aumento en el factor de seguridad de la madera al cambiar el escenario desde el caso sin incendio al caso de inicio de incendio estándar ISO 834 (es decir, a temperatura ambiente). Esto ocurre principalmente por los factores de modificación de las tensiones admisibles de la madera que se adoptan para el evento de incendio (Tabla 3).

Finalmente, con lo aquí expuesto se verifica el cumplimiento de los modos de falla definidos en el apartado 6.1 del presente informe, durante la exposición a 90 minutos de incendio estándar ISO 834.

6.1.3 Determinación de la resistencia al fuego según la norma NCh 935/1.Of.97

La losa compuesta madera – hormigón en estudio debe cumplir los criterios de estabilidad mecánica en caso de incendio, aislamiento térmico, estanquidad y emisión de gases inflamables por un tiempo determinado con la finalidad de optar a una clasificación según la norma NCh 935/1.Of.97.

A continuación, se determina el cumplimiento de los criterios de resistencia al fuego aplicables a la solución en estudio:

- **Estabilidad mecánica en caso de incendio, aislamiento térmico y estanquidad**

Considerando que la solución propuesta clasifica como *REI 90* según la normativa del Eurocódigo 5: 1-2 (2.13), entonces, se determina que esta cumple con los criterios de estabilidad mecánica en caso de incendio, aislamiento térmico y estanquidad de la norma NCh 935/1.Of.97 por un tiempo de exposición al incendio ISO 834 igual a 90 minutos.

Lo anterior toma como base que el Eurocódigo 5: parte 1-2 y la norma NCh 935/1.Of.97 poseen la misma curva de incendio y, además, ambas normas poseen criterios de desempeño similares para determinar la resistencia al fuego de un elemento constructivo.

- **Emisión de gases inflamables**

Si bien la madera es un material combustible, sobre esta se encuentra una losa de hormigón simple de 8 cm de espesor, que al conservar su capacidad según los criterios de capacidad portante (R) e integridad (E), y no presentar fisuras por tracción, da como resultado que la losa compuesta madera – hormigón conserve la estanquidad y no emita gases inflamables hacia la cara no expuesta al fuego para un tiempo de exposición al incendio ISO 834 igual a 90 minutos.

Además, se toma en cuenta que el hormigón es un material no combustible según la norma NCh 1916 (2.8), por lo tanto, se estima que la solución no falla por este criterio si esta es expuesta al incendio estándar ISO 834. Se usa como argumento que el hormigón posee un calor de combustión igual a 0 [MJ/kg].

6.1.4 Clasificación de resistencia al fuego de la solución propuesta según la norma NCh 935/1.Of.97

Finalmente, en base a los resultados obtenidos del análisis realizado se determina que la losa compuesta madera – hormigón propuesta verifica el cumplimiento de los criterios de estabilidad mecánica (calculado con la metodología de los Eurocódigos), aislamiento térmico, estanquidad y emisión de gases inflamables por un tiempo de 90 minutos de exposición al incendio estándar ISO 834 y, en consecuencia, se asimila a un F 90 según la norma NCh 935/1.Of.97.

7. CONCLUSIONES

IDIEM realizó un estudio de asimilación de resistencia al fuego de una losa compuesta madera – hormigón de espesor total igual a 21,8 [cm] según la norma NCh 935/1.Of.97, cuyos resultados permiten concluir lo siguiente:

- Se asimila la clasificación de resistencia al fuego F – 90 según la norma NCh 935/1.Of.97 de la solución de losa, descrita en apartado 5.1, usando como base la metodología descrita en el Eurocódigo 5, Parte 1 y 2.

Tabla 9.- Descripción de losa asimilada a F – 90 según NCh 935/1.Of.97.

Componente	Descripción
Losa	Losa compuesta madera - hormigón de espesor 21,8 [cm]
Largo [m]	4,5
Ancho [m]	0,789
Espesor [mm]	218 (Total)
	Madera (NLT): 138 – Hormigón (Simple): 80
Tipo de conexión	Conector de acero para forjados de madera-hormigón: <i>Rothoblaas CTC 7160</i> (diámetro 7 mm, largo 160 mm) dispuestos en parejas y orientados de forma cruzada en 30°. Se utilizan 3 parejas a lo ancho de la losa, posicionados a 1/4, 1/2 y 3/4 del ancho la losa. Las 3 parejas de conectores van separados a 30 cm a lo largo de la losa

Santiago, 05 de abril de 2023.

Documento firmado
electrónicamente por:

Viviana Yanine H.
Jefe de Operaciones División
Tecnología de la Construcción
IDIEM - Universidad de Chile



Documento firmado
electrónicamente por:

Fernando Yáñez U.
Director
IDIEM - Universidad de Chile



A. ANEXOS

El *Método Gamma* presente en el Anexo B del Eurocódigo 5 – Parte 1 describe el comportamiento de una sección transversal compuesta unida a través de un medio de unión con *módulo de deslizamiento* K_{des} [kN/mm].

▪ Rigidez efectiva a la flexión:

La rigidez efectiva a la flexión debe determinarse, para el caso analizado en el presente informe, con las siguientes ecuaciones:

$$EI_{eff} = \sum_{i=2}^2 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (\text{Ec. 1})$$

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s}{k \cdot L^2} \right)^{-1} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{Ec. 3})$$

$$a_2 = \gamma_1 \cdot \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)}{2 \cdot (\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad (\text{Ec. 5})$$

▪ Tensiones normales:

Las tensiones normales deben tomarse como:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot M}{EI_{eff}} \quad (\text{Ec. 6})$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 \cdot E_i \cdot h_i \cdot M}{EI_{eff}} \quad (\text{Ec. 7})$$

Las expresiones utilizadas la Ecuaciones 1 hasta 7 son:

- E_i : Módulo de elasticidad la material i , en su dirección de trabajo.
- b_i : Ancho del material i .
- h_i : Altura del material i .
- A_i : Área del material i .
- I_i : Inercia del material i .
- γ_i : Factor de reducción gamma para el material i .
- a_i : Distancia entre la línea neutra de la sección y el centroide del material i .
- K_{des} : Módulo de deslizamiento del medio de unión de los materiales 1 y 2.
- s : Espaciamiento entre los conectores.
- L : Largo de la viga simplemente apoyada analiza.
- M : Momento flector en la sección transversal analizada.

Cabe agregar que este método asume una distribución sinusoidal o parabólica del momento flector $M(x)$ a través de la viga o sección de losa analizada. Hipótesis que se cumple en el caso estudiado en el presente informe dada la carga uniformemente distribuida y su consecuente diagrama de momento flector parabólico.

Para verificar este documento ingrese a: <http://repositorio.idiem.cl>

El código del documento es: RCdvAujjZ5