

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

Diafragmas de madera sometidos a carga lateral

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Luis Carlos Fonseca Piedra

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Hoja de aprobación



Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.



Luis Carlos Fonseca Piedra



Ing. Eduardo Guevara Escalante, M.Eng.



Ing. Francisco Villalobos Ramírez, M.Sc.

2020, enero, 10

El suscrito, Luis Carlos Fonseca Piedra, cédula 1-1592-0530, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B32667, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación “Diafragmas de madera entramados sometidos a carga horizontal”, bajo la dirección del Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D., quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación, Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Dedicatoria y agradecimientos,

Agradezco en primer lugar a mis padres por el esfuerzo realizado a lo largo de los años con el fin de brindarme educación superior, asimismo, a mi familia por el apoyo e interés brindado en mi educación.

Agradezco también, a los profesores y profesionales que me han apoyado durante los años universitarios, como lo son profesores de la EIC, profesionales del LanammeUCR y otras instituciones.

Finalmente agradezco a compañeros y amigos por el apoyo, conocimiento y experiencias compartidas al cursar la carrera.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. CAPÍTULO. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Justificación	3
1.1.1 Problema específico.....	5
1.1.2 Importancia.....	6
1.1.3 Antecedentes.....	7
1.1.4 Actualidad	10
1.2 Objetivo.....	11
1.2.1 Objetivo general	11
1.2.2 Objetivos específicos	11
1.3 Delimitación del problema	11
1.3.1 Alcance	11
1.3.2 Limitaciones	12
1.4 Legislación y normativa.....	12
1.5 Metodología	14
2. CAPÍTULO. MARCO TEÓRICO.....	18
2.1 Madera como material constructivo	18
2.2 Diseño de elementos.....	23
Carga axial	24
Flexión	25
Cortante.....	26
Flexo-compresión	26
Deflexiones.....	27
2.3 Factores de ajuste	28
2.4 Propiedades de los diafragmas.....	30
2.5 Diseño de diafragmas por sismo y viento.....	33

2.6	Conexiones	36
3.	CAPÍTULO. DISEÑO EXPERIMENTAL	38
3.1	Características de los diafragmas a implementar	38
3.2	Propiedades de los materiales.....	42
	Láminas de madera contrachapada.....	42
	Madera aserrada	43
	Conexiones metálicas	45
3.3	Propiedades geométricas del diafragma	49
	Momento de inercia del diafragma como sistema	49
	Módulo de rigidez de cortante aparente	51
3.4	Diseño por carga gravitacional	51
3.5	Diseño por carga lateral	52
3.6	Instrumentación	58
4.	CAPÍTULO. EXPERIMENTACIÓN.....	61
4.1	Determinación de propiedades físicas de los materiales.....	61
4.2	Implementación de ensayo para carga lateral	61
5.	CAPÍTULO. RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	66
5.1	Resultados de diafragmas entramados	66
	Diafragma 1.....	67
	Diafragma 2.....	69
	Diafragma 3.....	72
5.2	Resultados de diafragmas no entramados.....	74
5.3	Análisis de resultados para diafragmas entramados	76
5.4	Comparación entre diafragmas entramados y sin entramados	86
6.	CAPÍTULO. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	90
6.1	Conclusiones	90

6.2	Recomendaciones.....	91
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
	APÉNDICES.....	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Cobertura boscosa 1940-2010.....	3
Figura 2.	Áreas afectadas por incendios.....	3
Figura 3.	Primera etapa, recopilación de información	14
Figura 4.	Segunda etapa, desarrollo experimental.....	15
Figura 5.	Tercera etapa, análisis de resultados	15
Figura 6.	Cuarta etapa, entregables.....	16
Figura 7.	Ejes principales en la madera.....	18
Figura 8.	Vista macro de la estructura celular de la madera	19
Figura 9.	Clasificación estructural de maderas nativas nacionales.....	21
Figura 10.	Estructura de madera contrachapada.....	23
Figura 11.	Aplicación de carga lateral a una estructura con diafragma	31
Figura 12.	Distribución de fuerzas en el plano del diafragma	31
Figura 13.	Analogía entre diafragma y sección W.....	32
Figura 14.	Dirección de carga en diafragmas.....	34
Figura 15.	Diafragma entramado.....	39
Figura 16.	Planta de diafragma entramado.....	39
Figura 17.	Elevación frontal de diafragmas.....	39
Figura 18.	Elementos de soporte para diafragma entramado	40
Figura 19.	Diafragma no entramado	40
Figura 20.	Planta de diafragma no entramado	41
Figura 21.	Elementos de soporte para diafragma no entramado.....	41
Figura 22.	Detalle 1, diafragma entramado	42
Figura 23.	Detalle 1, diafragma no entramado.....	42
Figura 24.	Muestra de proyección de nudos en la cara	44
Figura 25.	Muestra de proyección de nudos en la cara	44
Figura 26.	Detalle 2	46

Figura 27. Perfil detalle 2.....	46
Figura 28. Detalle 3	46
Figura 29. Perfil detalle 3.....	46
Figura 30. Dimensiones de clavos.....	46
Figura 31. Detalle 4A	47
Figura 32. Detalle 4B	47
Figura 33. Detalle 5	47
Figura 34. Perfil detalle 5.....	47
Figura 35. Placa de conexión	48
Figura 36. Angular de conexión.....	48
Figura 37. Dimensiones de pernos con tuerca	49
Figura 38. Sección que resiste el momento	50
Figura 39. Configuración estructural	52
Figura 40. Equilibrio externo	53
Figura 41. Cortante en el panel visto como sección W.....	53
Figura 42. Momento en el panel visto como sección W.....	53
Figura 43. Equilibrio de la sección	54
Figura 44. Fuerza en cuerdas y colectores.....	54
Figura 45. Montaje experimental	59
Figura 46. Planta de piso fuerte	62
Figura 47. Sección transversal en punto de carga	63
Figura 48. Longitud de aplicación de carga en punto de carga	63
Figura 49. Sección transversal en apoyo	64
Figura 50. Longitud de aplicación de carga en apoyo	64
Figura 51. Apoyo articulado	65
Figura 52. Apoyo tipo rodillo	65
Figura 53. Carga vs desplazamiento del gato hidráulico en D1	67
Figura 54. Carga vs tiempo en D1	68
Figura 55. Carga vs deformación experimental D1	68
Figura 56. Carga vs deformación D1	69
Figura 57. Carga vs desplazamiento en gato hidráulico D2	70
Figura 58. Carga en el tiempo D2.....	70

Figura 59. Carga vs deformación real D2	71
Figura 60. Carga vs deformación D2.....	71
Figura 61. Carga vs desplazamiento en gato hidráulico D3	72
Figura 62. Carga en el tiempo D3.....	73
Figura 63. Carga vs deformación real D3	73
Figura 64. Carga vs deformación D3.....	74
Figura 65. Distribución hipotética de carga en diafragma no entramado 1.....	75
Figura 66. Carga vs deformación no entramado 1.....	75
Figura 67. Distribución hipotética de carga en diafragma no entramado 2.....	75
Figura 68. Carga vs deformación no entramado 2.....	75
Figura 69. Distribución hipotética de carga en diafragma no entramado 3.....	75
Figura 70. Carga vs deformación no entramado 3.....	75
Figura 71. Distribución hipotética de carga en diafragma 1	77
Figura 72. Apoyo articulado previo a falla	79
Figura 73. Apoyo articulado posterior a falla.....	79
Figura 74. Punto de carga previo a la falla	79
Figura 75. Punto de carga posterior a la falla	79
Figura 76. Aplastamiento en punto de carga	79
Figura 77. Aplastamiento en punto de carga	79
Figura 78. Falla en puntos de carga D2.....	80
Figura 79. Falla en apoyo D2	80
Figura 80. Falla por cortante en D2	80
Figura 81. Pandeo de láminas de madera contrachapada D3	81
Figura 82. Pandeo de láminas de madera contrachapada	82
Figura 83. Separación panel-emplantillado	82
Figura 84. Deslizamiento de clavos y paneles	82
Figura 85. Falla en sección de madera aserrada	82
Figura 86. Cargas en diafragmas con entramado	87
Figura 87. Cargas en diafragmas sin entramado	87
Figura 88. Deformaciones en ambos tipos de diafragma.....	89

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Clasificación estructural del Pino Radiata	22
Cuadro 2. Factores de carga	29
Cuadro 3. Factores de ajuste para madera aserrada	29
Cuadro 4. Factores de ajuste para madera contrachapada.....	29
Cuadro 5. Determinación de factores de ajuste	30
Cuadro 6. Valores de diseño para diafragmas entramados.....	35
Cuadro 7. Valores de diseño para diafragmas no entramados	36
Cuadro 8. Propiedades madera contrachapada Okumé.....	42
Cuadro 9. Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad en flexión para madera estructural	43
Cuadro 10. Relación entre el agrupamiento de especies, la clase estructural y la clasificación visual de madera en estado seco.....	45
Cuadro 11. Propiedades admisibles para el Pino Radiata	45
Cuadro 12. Clasificación de clavos comunes	46
Cuadro 13. Clasificación de pernos con tuerca	49
Cuadro 14. Cálculos para inercia del diafragma	50
Cuadro 15. Resultados de diafragmas entramados.....	66
Cuadro 16. Resumen de resultados de diafragmas no entramados	76
Cuadro 17. Carga máxima	83
Cuadro 18. Cortante máximo	83
Cuadro 19. Comparación de deformaciones	85
Cuadro 20. Comparativa de resultados experimentales entre tipos de diafragma	88

Fonseca Piedra, Luis Carlos.

Diafragmas de madera sometidos a carga lateral

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

L.C.Fonseca P., 2020

XV, 94, [12]h ils. Col. - 48 refs

Resumen

Se propone estudiar experimentalmente el comportamiento de diafragmas de madera entramados y no entramados sometidos a carga lateral, con la finalidad de verificar la aplicabilidad de normativa de diseño internacional referenciada en el Código Sísmico de Costa Rica para estos elementos estructurales construidos con materiales disponibles en el mercado costarricense.

La experimentación requiere la implementación de seis especímenes con dimensiones de 6.10 m x 2.44 m con la finalidad de ser cargados lateralmente con la ayuda de gatos hidráulicos, el ensayo debe permitir llevar los especímenes hasta la falla, para obtener valores de resistencia máximos, además, se deben medir las deformaciones sufridas por los diafragmas ante la aplicación de carga, lo que permite estudiar el uso de ecuaciones que predicen deformaciones de este tipo de elemento.

La importancia del trabajo radica en una verificación y aseguramiento de que los manuales utilizados para diseño estructural en madera se cumplen bajo las características y cualidades del mercado costarricense.

DIAFRAGMAS DE MADERA SOMETIDOS A CARGA LATERAL

DIAFRAGMAS; MADERA; ENTRAMADO; DISEÑO EN MADERA; DISEÑO ESTRUCTURAL; CARGA LATERAL; RIGIDEZ Y FLEXIBILIDAD.

Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.

Escuela de Ingeniería Civil

1. CAPÍTULO. INTRODUCCIÓN

El uso de la madera para obras de infraestructura data de los orígenes del ser humano, los antepasados hacían sus refugios utilizando ramas de madera, pieles y hojas. Con el paso de los años, las culturas nativas (a lo largo del mundo) fueron perfeccionando las técnicas constructivas y el uso del material, mezclándolo con fibras o hilos, metales, arcillas y de más elementos que en conjunto permiten sacar mayor provecho al material. A partir de esto, surgen sistemas como el chino y el japonés en los cuales las conexiones se hacen con los mismos elementos de madera mediante la fabricación de conexiones finas de tipo macho y hembra o similar en los extremos de las secciones y despreciando el uso de conexiones con elementos metálicos o fibras. Al mismo tiempo en países europeos y norteamericanos se inicia la construcción de edificaciones de varios pisos usando estructuras tipo arco y arriostrando marcos con la misma madera (aprovechando, posiblemente sin conocimiento científico, la capacidad en tracción y compresión de la madera). En el norte de América y países con épocas de bajas temperaturas se desarrolla la construcción con troncos, la cual proporciona un mayor espesor de paredes dando calidez durante los inviernos. (González, 2018)

La historia genera un conocimiento empírico sobre el uso del material y para el siglo XII las estructuras de techo en madera se vuelven lo común, incitando la invención de varios tipos de armadura. El conocimiento empírico-científico aunado al avance en la tecnología e investigación durante estos años, ha provocado la aparición de técnicas modernas como la madera laminada y la madera estructural compuesta, avances que han permitido hacer cerchas y marcos con luces cercanas a los 50 m, arcos con luces de hasta 100 m y domos con diámetros mayores de 150 m.

En Costa Rica, el uso de madera como material constructivo en casas de habitación, data de la antigüedad, con inserción de la compañía bananera (mediados del siglo XIX) en el caribe y posteriormente en pacífico, se construyen pequeñas ciudades con casas y edificaciones de arquitectura inglesa con elementos de madera, las cuales son ocupadas por extranjeros capataces de las plantaciones; así como bodegas y casas para empleados; se rescata que algunas de estas estructuras actualmente siguen en pie. Sin dejar de lado edificaciones más antiguas, construidas cerca de la época de apogeo del café, donde las edificaciones son una mezcla de estructuras cuyos materiales varían entre la madera y el adobe o bareque. (Fernández, 2010)

Sin embargo, es hasta mediados del siglo XX, que el desarrollo urbanístico con madera se vuelve significativo para un público general en la parte central del país, con el funcionamiento del aserradero y depósito de maderas *National Lumber Company*, para 1934 únicamente en San José existían 17 empresas madereras (González, 2018), lo que podría interpretarse como la aparición de un negocio lucrativo tanto para el comercio del material como para la elaboración de proyectos (usos estructurales).

A partir esta época se da un consumo desmedido y descontrolado del recurso natural, lo que provocó que entre 1940 y 1987, la cobertura boscosa pasara de un 75 % del territorio nacional a un 21 %. En los años posteriores, con la implementación de leyes y medidas como las restricciones a la explotación maderera, prohibición al cambio en el uso de suelos, pago por servicios ambientales, entre otras, se logró recuperar y mantener la cobertura boscosa en cerca del 50 % del área del territorio nacional, como se puede ver en la Figura 1. (Gil, 2019) A pesar de la recuperación de cobertura, en los últimos años dicho porcentaje ha fluctuado debido a cambios en el uso de suelos, actividades ganaderas e incendios forestales que han destrozado áreas importantes, como se muestra en la Figura 2. En la actualidad, según la Oficina Nacional Forestal (ONF) el país tiene un 53 % de su territorio cubierto de bosque.

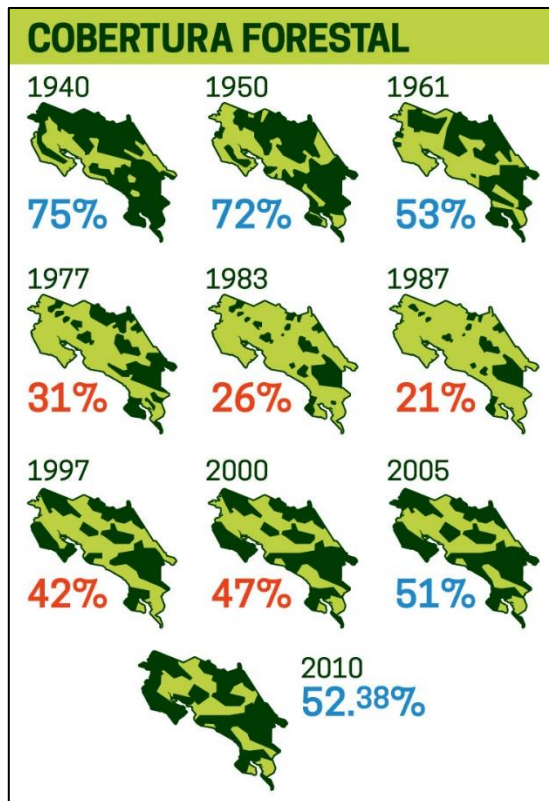


Figura 1. Cobertura boscosa 1940-2010
Tomado de: Revista Vacío, 2018

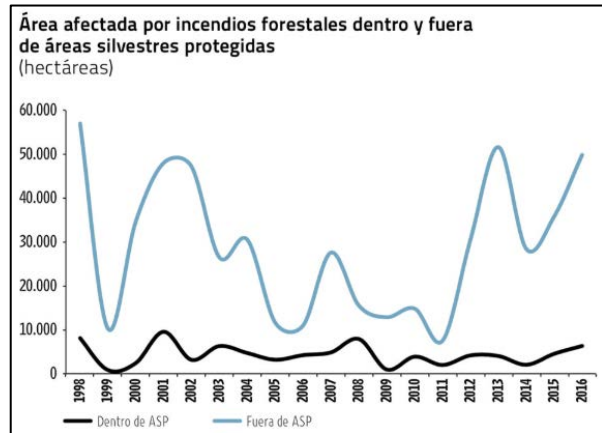


Figura 2. Áreas afectadas por incendios forestales 1998-2016
Tomado de: Estado Nación, 2018

Los problemas presentados a finales del siglo XX, el avance tecnológico y teórico en el campo forestal y la necesidad de reforestar y hacer uso del recurso, propiciaron la generación de plantaciones de madera para uso comercial, la cuales junto con el incremento comercial de madera importada en sus diferentes variaciones (madera rolliza, *glulam*, entre otros), impulsan en la actualidad el uso del material más allá de fines estéticos y de acabados, adentrándose en usos con fines estructurales en una manera formal y normada. En el campo comercial destacan Chile, China y Estados Unidos como los principales proveedores para Costa Rica (Oficina Nacional Forestal, 2014). Demostrando que, a pesar de no ser el material más utilizado, la madera sigue teniendo importancia como material en la construcción.

1.1 Justificación

A diferencia del concreto y el acero (materiales de mayor uso en la construcción), la madera se caracteriza por no ser un material isotrópico, por lo cual su resistencia de cortante, flexión y esfuerzo axial, además de variar con la geometría de las secciones, varía según la posición en la que la pieza tome dicha carga o esfuerzo, también, al ser un material orgánico, las alteraciones durante su crecimiento se verán reflejadas en sus propiedades físicas y mecánicas

(aparición de nudos, por ejemplo), así mismo, los nutrientes y condiciones ambientales en las que se desarrolla el árbol, la especie, edad y humedad tendrán influencia en estas propiedades, por ejemplo, las propiedades que tiene la madera aserrada de un árbol de Pilón extraído de la vertiente atlántica son distintas que las propiedades obtenidas de un árbol de la misma especie tomado de la vertiente del Pacífico. Tampoco se debe dejar de lado la afectación del material debido a las condiciones ambientales al ser colocado y durante su vida útil: afectación por humedad, temperatura, procesos de humedad y secado que pueden provocar pudrición y aparición de hongos y plagas, aspectos negativos que en general pueden presentar los otros materiales y se deben controlar con un correcto mantenimiento periódico de la estructura.

A pesar de lo anterior, la madera es un material cuya fabricación requiere de un proceso industrializado más simple que el concreto, acero o mampostería, y que, con una producción controlada, su impacto ambiental también es menor, al punto de generar un aspecto positivo (almacenamiento de dióxido de carbono). La densidad del material varía entre 300 y 800 kg/m³ mientras que en los materiales mencionados fluctúa entre 1150 kg/m³ y 7900 kg/m³, dando una ventaja competitiva en cuanto al peso de la estructura la cual se verá reflejada en los sistemas de cimentación, afectación por cargas laterales (las fuerzas de sismo están directamente relacionadas al peso de la estructura) y cargas gravitacionales. Como se mencionó, las propiedades físicas y mecánicas de la madera son dependientes de muchos factores, sin embargo, se pueden alcanzar resistencias a la compresión similares a las de un concreto de uso común (21 MPa), gran capacidad de tracción (esto no pasa con el concreto ni la mampostería) y capacidades al cortante que se pueden mejorar usando elementos de refuerzo. Otro aspecto positivo es que su transporte y trabajabilidad requieren menor esfuerzo y experticia técnica que los otros materiales mejorando los tiempos de construcción, dado que la mayoría de las piezas se prepara en taller (aserradero) y se ensambla en sitio. Finalmente, la madera es uno de los desechos de construcción que más se aprovechan, restaurando las piezas y utilizándolas como parte de los acabados, mueblería, andamios, carbón, combustión para hornos y más, sin dejar de lado que la madera como desecho (disposición final) tampoco genera contaminación significativa y funciona como nutriente para el suelo.

Dada la tecnificación y homogenización del material (plantaciones de madera) y las virtudes anteriormente mencionadas, se pretende que la madera deje de utilizarse en su mayoría como parte de los acabados y durante el proceso constructivo (obra falsa y formaleta) y pase a formar parte del sistema estructural. en Estado Unidos, por ejemplo, en el 87 % de viviendas

multifamiliar se utiliza madera. (Slowey, 2020), en Canadá su uso también es amplio. Y se ha demostrado que la sismicidad no impide su uso dentro del sistema estructural de una edificación, por lo que se plantea analizar la aplicación de ciertas secciones de metodologías de diseño que aparecen en los códigos del *American Wood Council* (AWC), códigos que son estipulados a seguir según nuestra legislación (CSCR 2010/14), con la excepción de utilizar maderas disponibles en el mercado nacional.

1.1.1 Problema específico

Anteriormente se mencionó la poca homogeneidad y anisotropía de la madera como material, sin embargo, diferentes instituciones en el país se han encargado de hacer investigación sobre las especies producidas en el país, generando una serie de tablas con características y propiedades físicas y mecánicas de diferentes especies de madera, información que puede ser aplicada al diseñar, dicho esto, se aclara que no existen estudios experimentales en diafragmas en cuanto a la aplicación de estos parámetros y sus resultados.

El Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2010/14), nos referencia y basa las metodologías de diseño en manuales internacionales; especificaciones ACI en el caso del concreto, TMS para la mampostería, AISC para el acero, entre otros. Para el diseño de madera, solicita satisfacer los requisitos de la *ANSI / AF & PA – National Design Specification for Wood Construction ASD / LRFD*, utilizando la metodología *Load Reduction Factor Design* (LRFD). El problema se plantea en cuanto a la diferencia entre los materiales utilizados en la elaboración de las especificaciones y materiales disponibles en el mercado nacional. Este trabajo propone el análisis de diafragmas de madera entramados y no entramados utilizando materiales costarricenses (disponibilidad nacional, no necesariamente plantación nacional) y la comparación de las propiedades físicas y mecánicas reflejadas en resistencia y rigidez de diafragmas contra parámetros y resultados similares encontrados en la literatura de diseño estadounidense.

En cuanto al comportamiento de los diafragmas ante cargas laterales, se desconoce si los valores de esfuerzo, deformaciones y deflexiones, así como las ecuaciones y metodología de diseño encontrada en la normativa norteamericana, produce resultados similares al ser aplicada a materiales nacionales.

1.1.2 *Importancia*

Si se determina una relación: propiedades físicas vs propiedades mecánicas de la madera, el material llega a alcanzar resistencias a la compresión similares a las del concreto y resistencias a la tracción mayores que las del concreto, además, las propiedades físicas generan una ganancia teniendo buena resistencia y al mismo tiempo menos peso, pensando en una estructura donde la exigencia para los elementos estructurales es baja (edificaciones de pocos niveles) y la madera es capaz de soportar estas exigencias, el material resulta ser una buena opción para disminuir los efectos de las cargas sísmicas. Por lo que se espera que la investigación aporte a impulsar el uso del material dentro del sistema estructural.

Con los resultados de la investigación se espera determinar cualidades de los materiales nacionales usados para la construcción de diafragmas, determinando principalmente si el uso de los manuales indicados por el CSCR 2010/14 y las ecuaciones que se incluyen en él: [11-5], [11-6], [11-7], son aplicables para nuestros diseños. También se pretende determinar si el uso de las disposiciones para diseño por sismo y viento (American Wood Council, 2015) son aplicables a la construcción costarricense. Además, al ser de las primeras investigaciones de diafragmas de madera, se espera que los resultados tengan aporte en la industria del diseño estructural dinamizando el uso de la madera como material estructural y parte del sistema sismorresistente, y en caso de encontrar resultados negativos o necesidad de más investigación, dar criterio e ideas para continuar con investigaciones útiles. La investigación pretende obtener resultados y datos utilizando materiales comercializados en el país: madera aserrada, contrachapada y clavos, para posteriormente comparar los resultados con los códigos.

Por otro lado, la sustitución de materiales frecuentes por uso de madera genera un impacto ambiental importante. En Estados Unidos, el 47 % de las emisiones de CO₂ está relacionada a la industria de la construcción (Green, 2013), donde la producción de cemento es de las más contaminantes (consumo de materia prima y emisiones debido a su producción). La madera es uno de los materiales que más capta y guarda CO₂ en el planeta, un metro cúbico de madera puede almacenar 1 ton de CO₂, por lo que, al reforestar se le daría un uso al carbono almacenado y al mismo tiempo se plantarían más árboles que capten y almacenen los gases generando un ciclo de reducción en CO₂, así mismo, su producción y procesamiento utiliza

menos energía que la mayoría de los demás materiales de construcción, significando que la producción de madera como material genera una huella de carbono menor. (Arquima, 2019).

1.1.3 Antecedentes

El uso de la madera como material estructural, ha sido investigado principalmente en los países del norte de América debido a sus extensos bosques, fuente de materia prima y al uso que siempre se ha dado al material debido a su versatilidad (existe gran cantidad de casas de habitación y edificaciones pequeñas construidas con madera). En cuanto a los diafragmas, las investigaciones datan de inicios de 1929 y se extienden hasta la actualidad. A continuación, se hace un breve recuento de estas investigaciones.

En 1933 sucede el terremoto en el sur de California, que se estima tuvo una magnitud de 6.3 en la escala de Richter (valor asignado hasta 1958, debido a que en 1933 no existía la escala de Richter) y causa 115 muertes y pérdidas de \$ 40 millones según el *US Geological Survey*. A partir de este terremoto inician una serie de investigaciones formales con el fin de generar información y manuales de diseño. Las primeras investigaciones eran simples, determinando la carga máxima soportada y las deflexiones de los diafragmas tanto verticales como horizontales. Los ensayos incluyeron la fabricación de especímenes de tamaño real, el uso de paredes de mampostería como soportes del diafragma y hasta la aplicación directa de carga lateral a un entrepiso de madera montado sobre paredes de ladrillo de una estructura que formó parte de una escuela de tres niveles y fue dañada por el sismo. Al acercarse la mitad del siglo XX, las pruebas se van modificando, el espaciamiento y tamaño de los clavos se va variando, y se empiezan a utilizar diferentes configuraciones, propiciando que en 1949 en las instalaciones del *Oregon Forest Products Laboratory*, se iniciara un programa investigativo con el fin de determinar datos fundamentales para el diseño horizontal y vertical de diafragmas. (Peterson, 1983).

David Countryman realiza dos grandes experimentos en 1952 y 1955 bajo el financiamiento de *Douglas Fir Plywood Association*, que posteriormente se convertirá en *American Plywood Association* (APA), utilizando diafragmas horizontales y verticales con paneles de madera contrachapada sobre marcos de madera con la finalidad de determinar si los diafragmas resisten esfuerzos cortantes. Countryman modeló los diafragmas como vigas simplemente apoyadas en los muros o marcos, y las pruebas consistían en determinar capacidad y deformación máxima en los diafragmas. (Countryman, 1952)

En 1955, Stillinger realiza una serie de experimentos a escala real en la que falla diafragmas de techo con el fin de encontrar cargas soportadas por distintos tipos de diafragma e iniciar las instrucciones que ayudaron a los ingenieros estructurales con las edificaciones de madera, dando instrucciones en cuanto a la orientación de los elementos, patrones de clavos, tipos de conexiones, entre otros. Sus conclusiones se alejaron de obtener valores de carga para los diversos tipos de diafragmas, sin embargo, encuentra resultados interesantes en cuanto al incremento de la rigidez al utilizar madera seca, el aumento de hasta un 30 % en la resistencia diagonal al colocar clavos en los soportes. Además, determinó que un diafragma de techo satisfactorio se puede hacer usando paneles de madera contrachapada de (3/8 in) descansando sobre vigas espaciadas a 610 mm, entre otras recomendaciones. Es así como nacen las primeras recomendaciones de diseño. (J. R, 1955)

Durante 1966, John Tissell continúa con investigaciones similares a las de Countryman y Stillinger pero amplía la gama de especies de madera para analizar, además de usar otras configuraciones de diafragmas. Tissell utiliza el *U.S. Product Standard PS 1-66* para su investigación, el cual fue publicado en el mismo año. Las investigaciones fueron financiadas por la APA, asociación que utilizó los resultados para elaborar normas de diseño. (Tissell J. , 1967)

En 1986, Smith, Dowrick y Dean llevan a cabo una investigación para *The New Zeland National Society for Earthquake Engineering*, en el cual se estudia el comportamiento principal de los diafragmas ante cargas paralelas al plano. En este estudio se hace la particularidad de estudiar el comportamiento entre paneles interconectados para formar un diafragma y la interrelación que se da entre estos paneles al verse sometidos ante una carga. La experimentación se hace utilizando láminas de madera y madera sólida, y sus resultados permiten proporcionar guías para el análisis, diseño e inspección. (Smith, Dowrick, & Dean, 1986)

Durante el 2004, Thomas Skaggs y Zeno Martin, escriben el artículo: *Estimating Wood Structural Panel Diaphragm and Shear Wall Deflection* para la revista *Practice Periodical on Structural Design and Construction* del ASCE. El artículo contempla la investigación en ecuaciones para determinar las deflexiones en diafragmas entramados y muros de cortantes fabricados con madera contrachapada y OSB, ampliando los parámetros y datos de diseño principalmente para el OSB. Además, el artículo propone una discusión en cuanto a categorizar los diafragmas de madera como rígidos o flexibles lo que conlleva a una metodología distinta

de distribución de cargas (por rigidez y por áreas tributarias, respectivamente), denotando claramente que no todos los diafragmas se clasifican como flexibles. Sin embargo, el diseñar considerando los diafragmas como rígidos dificulta el proceso de diseño y aumenta los tiempos de su ejecución, por lo que lo usual es considerar a los diafragmas como flexibles y castigar con una sobrecarga al diseñar. A pesar de lo anterior, Skaggs y Martin aclaran que se dan ambos diseños e incluso algunos ingenieros diseñan con ambos y construyen para el caso crítico, donde el beneficio de diseñar como diafragma rígido se da en la consideración del cortante por torsión. (Skaggs & Zeno, 2004)

En 2005, John Tissell y James Elliott publican el reporte 138 (versión 2004) con el fin de desarrollar recomendaciones para el diseño de diafragmas usando doble forro de madera contrachapada con espesores menores o el uso de clavos que son frecuentes en la práctica. Los datos recopilados incluyen tracción y deflexiones a la mitad de las cuerdas, carga en las reacciones, presión en el fluido de los pistones hidráulicos, desplazamientos relativos, elongaciones, entre otros. Los resultados del trabajo conllevan a que los valores de cortante admisible en los clavadores laterales, son realmente mayores a los publicados en estudios anteriores. También indica que los mejores métodos para aumentar la capacidad en cortante de los diafragmas son aumentar la cantidad de clavos, colocar una segunda capa de madera contrachapada en las áreas de alto esfuerzo cortante, indica que utilizar grapas neumáticas es una buena opción como conexión que transmite cortante debido a que se pueden colocar elementos con poco espaciamiento sin dañar la madera. Además, concluye con que se puede utilizar adhesivos para reducir el espaciamiento de los clavos, entre otros. (Tissell & Elliott, 2004)

En el 2011, Waltz y Dolan estudian el comportamiento de diafragmas usando vigas prefabricadas de madera tipo I, con el fin de determinar el comportamiento y capacidad de estas secciones ante esfuerzos cortantes. También pretende resumir comportamientos importantes mediante la implementación de un ensayo a escala real. El estudio resulta afirmando que se pueden utilizar diafragmas con secciones tipo I, sin embargo, su comportamiento dependerá del tipo de diafragma que se utilice; geometría, materiales, especie, espesor, entre otros. Además, afirman que son pocos los diafragmas de vigas tipo I que pueden alcanzar las capacidades de las piezas de madera aserrada. (Waltz & Dolan, 2011)

En una época más cercana (2015), Yeh, Herzog y Skaggs, publican un reporte en el cual pretenden evaluar el comportamiento de los diafragmas que utilizan vigas prefabricadas tipo I ante cargas laterales, donde las vigas tipo I son el principal elemento del diafragma. Los resultados de las pruebas se pretendían comparar con los valores de diseño publicados en el SDPWS o el *U.S code*, valores que fueron determinados utilizando modelos a escala real con vigas sólidas de madera aserrada. Los resultados obtenidos muestran gran diferencia entre los factores de carga obtenidos y los factores indicados en la normativa, donde se indica que el factor de carga menor es de 2.8. Los diafragmas ensayados para esta investigación mostraron ductilidades similares a las de los diafragmas livianos usados para paredes. (Yeh, Herzog, & Skaggs, 2015)

A pesar de que a nivel internacional se ha realizado bastante investigación relacionada con el tema, en Costa Rica, posiblemente debido a las acciones tomadas en la década de los 80, las investigaciones respecto a diafragmas han girado en torno a concreto, viguetas prefabricadas y acero, quedando de lado la investigación en madera. Sin embargo, en el 2015, el estudiante Daniel Sánchez inicia una investigación similar a la planteada, pero utilizando diafragmas no entramados. La información de ensayos de laboratorio generada por Sánchez se utiliza en el análisis planteado en esta investigación.

1.1.4 Actualidad

Recientemente el ASCE publica una revisión llamada *State-of-the-Art Review on Damping in Wood-Framed Shear Wall Structures* (Jayamon, Line, & Finley, 2018), en el cual se hace una recopilación de las investigaciones más importantes en cuanto a las propiedades de amortiguamiento y disipación de energía que tienen las estructuras de madera, indicando que de las distintas causas involucradas en esta disipación son: tipo de madera, módulo de elasticidad, conexiones, dirección del grano, entre otras, siendo las conexiones la mayor causa de disipación. Si bien el título del documento indica ser una revisión para muros estructurales, en él se abarcan los diafragmas de piso y techo, y los diafragmas de tamaño real. Como resultado importante de la revisión, se determina que la capacidad de disipación se aumenta al utilizar diafragmas entramados en comparación con los no entramados, recalcando que las conexiones son de suma importancia en este fenómeno, al contener los primeros mayor cantidad de elementos conectados. El documento además recalca la necesidad de tomar las medidas del caso al diseñar diafragmas con huecos o no uniformes, ya que en este tipo de

estructuras, al estar sometidas a cargas laterales se inducen torsiones que afectan el comportamiento estructural y directamente inducen cortantes en determinados elementos y conexiones.

1.2 Objetivo

1.2.1 *Objetivo general*

Determinar la resistencia, rigidez y deformación de diafragmas de madera entramados y no entramados fabricados con materiales disponibles en el mercado nacional, para determinar la aplicabilidad de los valores de diseño del CSCR 2010/14.

1.2.2 *Objetivos específicos*

- Utilizar las indicaciones del CSCR 2010/14 para diseñar tres diafragmas entramados, tanto por carga gravitacional como por carga lateral.
- Determinar la capacidad teórica en cortante, flexión y las deflexiones de los diafragmas.
- Determinar a partir de resultados de laboratorio, la resistencia, rigidez y deformaciones máximas que presentan algunas configuraciones de diafragmas sometidas a carga lateral.
- Realizar un análisis comparativo entre los resultados obtenidos en la investigación y los datos que se muestran en los manuales nacionales e internacionales.

1.3 Delimitación del problema

1.3.1 *Alcance*

El trabajo pretende hacer un análisis de la aplicación de los códigos *National Design Specification for Wood Construction* (en adelante NDS) y *Special Design Provisions for Wind and Seismic* (en adelante SDPWS) en materia de diseño de diafragmas, utilizando materiales disponibles en el mercado local. Determinando las propiedades mecánicas relacionadas a desplazamientos, cortante, y flexión, que en la legislación nacional están regidas por las ecuaciones [11-5], [11-6] y [11-7] del CSCR 2010/14 respectivamente. Los valores de resistencia al cortante indicados en el NDS serán utilizados para comparar capacidad al cortante y las deformaciones de los diafragmas.

Los ensayos consisten en la elaboración de tres diafragmas rectangulares con dimensiones de 2.44 m x 6.10 m, cumpliendo con el mínimo de 2.4 m en cualquiera de sus lados, según lo

dictado por la norma ASTM E455 *Standard Test Method for Static Load Testing of Framed Floor or Roof Diaphragm Constructions for Buildings*; el procedimiento de ensayo en general será regido por esta misma norma.

Las variaciones al procedimiento consisten en que los materiales por utilizar en las pruebas serán en su totalidad de uso nacional. Se pretende que los clavos, pernos, tornillos, placas, láminas de madera y secciones de madera, se acerque a la realidad constructiva del país. La elaboración y clasificación de algunos de estos materiales podría no estar normada, discrepando de algunos puntos de las especificaciones ASTM.

Los tres diafragmas que se construyeron para este trabajo son de tipo entramado (*blocked*), todos son iguales con la finalidad de obtener resultados comparables. Se utilizan resultados de pruebas realizadas a diafragmas no entramados (*unblocked*).

El trabajo se concentra en el análisis de diafragmas como elemento individual sometido a carga lateral, queda fuera del alcance cualquier otra interacción como, por ejemplo, comportamiento muro-diafragma, capacidad y deformación de los diafragmas ante carga gravitacional, entre otros.

1.3.2 Limitaciones

Los ensayos experimentales y recopilación de datos para diafragmas sin elementos de entramados, son pertinentes a otro trabajo de investigación, por lo que no se tuvo control sobre esta experimentación.

1.4 Legislación y normativa

Se utilizan los lineamientos que aparecen en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014) en materia de diseño de estructuras en madera. El capítulo 11 "**Requisitos para Madera Estructural**" indica lo pertinente al diseño de estructuras este material y en la sección 11.5.2 se indican los requisitos, cálculo de deflexiones, capacidad en cortante, distribuciones de cortante, entre otros específicamente para los diafragmas de piso y techo.

El Código, en la **sección 11.1.3 indica que:** "Se deben satisfacer los requisitos estipulados para diseño de estructuras de madera de la *ANSI / AF & PA – National Design Specification for Wood Construction ASD / LRFD*. Para el desarrollo de este trabajo se utilizan tres manuales propiedad del *American Wood Council (AWC)*, primeramente, las *National Design*

Specifications for Wood Construction, manual en el cual se indican los procedimientos de diseño por esfuerzo axial, cortante y momento de los diferentes productos y elementos estructurales. En específico se utilizan las secciones 3, 4 y 9 que indican ecuaciones y factores de ajuste para madera aserrada y paneles estructurales. También se utiliza el *Manual for Engineered Wood Construction* en el cual se encuentra el procedimiento para determinar algunos de los factores de reducción que se deben aplicar en el diseño, así como valores en específico. Además, se hace uso de las provisiones sísmicas y de viento del AWC; *Special Design Provisions for Wind and Seismic*, documento que en la sección cuatro indica lo pertinente a diseño por cargas laterales. En este caso, conociendo las características geométricas de los diafragmas, sus conexiones y el espaciamiento de las mismas, se puede llegar a obtener un valor teórico de la capacidad del elemento para tomar carga lateral.

Por otro lado, para los ensayos en el laboratorio se sigue la norma ASTM E455 *Standard Test Method for Static Load Testing of Framed Floor or Roof Diaphragm Constructions for Buildings* la cual pretende evaluar la capacidad ante esfuerzos de cortante que es capaz de soportar el alma de un diafragma de piso o techo ante una carga lateral estática. La norma permite evaluar diafragmas vistos como una viga profunda simplemente apoyada o en voladizo. Para el propósito de este estudio, se utiliza la primera configuración. Además, la norma indica una serie de lineamientos y condiciones a tomar en cuenta en materia de geometría (como las dimensiones mínimas), indica el procedimiento de ensayo, aparatos a utilizar y ecuaciones para determinar los resultados.

Se debe hacer uso de la norma ASTM D4442 *Standard Test Method for Direct Moisture Content Measurement of Wood and Wood-Based Materials* para definir el contenido de humedad de la muestra, lo cual es de suma importancia al determinar los factores de corrección. La norma ASTM D2395 *Standard Test Method for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials* permite encontrar la densidad relativa del material y proceder con exactitud en el diseño por cargas gravitacionales. Estas normas permiten caracterizar los materiales utilizados.

Se utiliza la norma NCh 1198, propiedad del Instituto Nacional de Normalización (INN) de Chile, la cual establece los procedimientos de diseño estructural de elementos y uniones de madera aserrada, laminada y postes de madera. El documento viene a ser un manual similar a los manuales del AWC, pero con datos, ecuaciones y valores que son resultado de

investigaciones de laboratorio aplicadas a especies de madera encontradas en Chile. En este caso, el documento incluye valores de diseño del *Pinus radiata* (PR), especie que se utiliza en este proyecto.

Adicionalmente, la norma **NCh1207 "Pino radiata – Clasificación visual para uso estructural – Especificaciones de los grados de calidad"** establece los requisitos para la evaluación visual de piezas aserradas y cepilladas de PR con contenido de humedad menor de 19 %, la norma clasifica las piezas en tres categorías de grado y uso estructural.

1.5 Metodología

La metodología utilizada para la elaboración del proyecto es de tipo teórica-experimental. En la parte teórica, el proyecto se apoya tanto en estudios, libros y tesis anteriores, como en resultados de laboratorio previos. Mientras que la parte experimental incluye ensayos a escala real.

La metodología planteada para el desarrollo del proyecto se muestra de la Figura 3 a la 6.

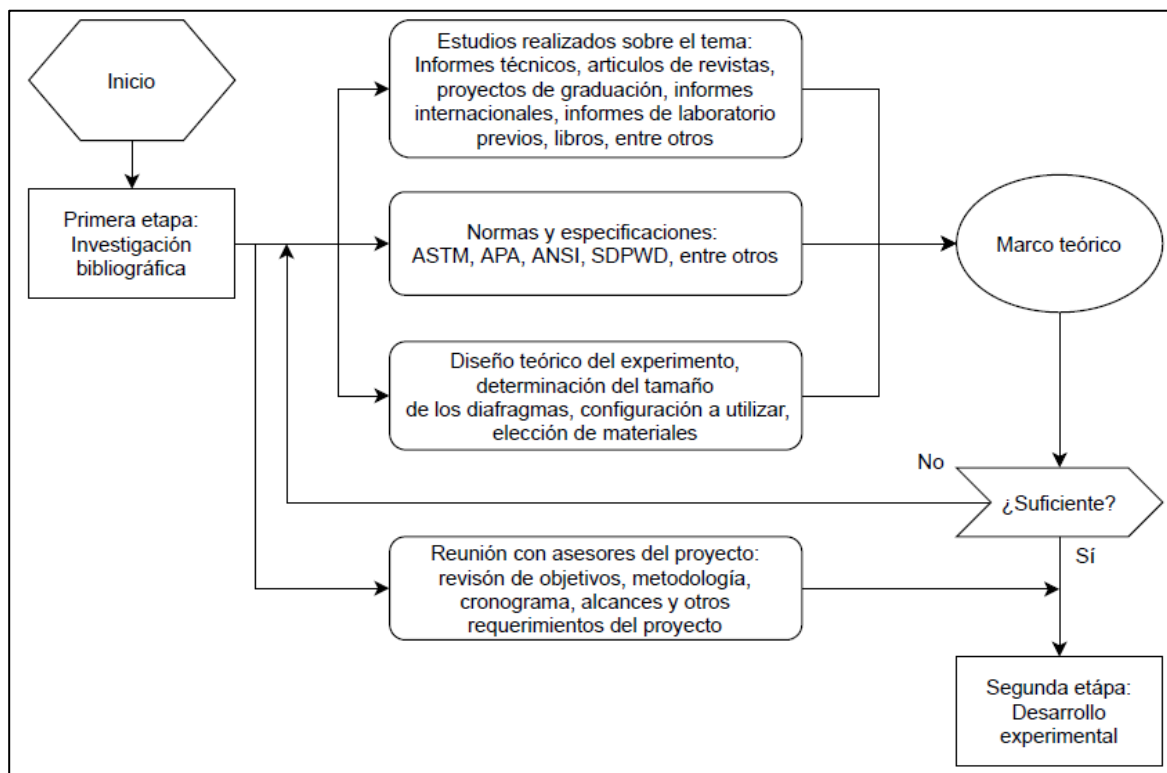


Figura 3. Primera etapa, recopilación de información

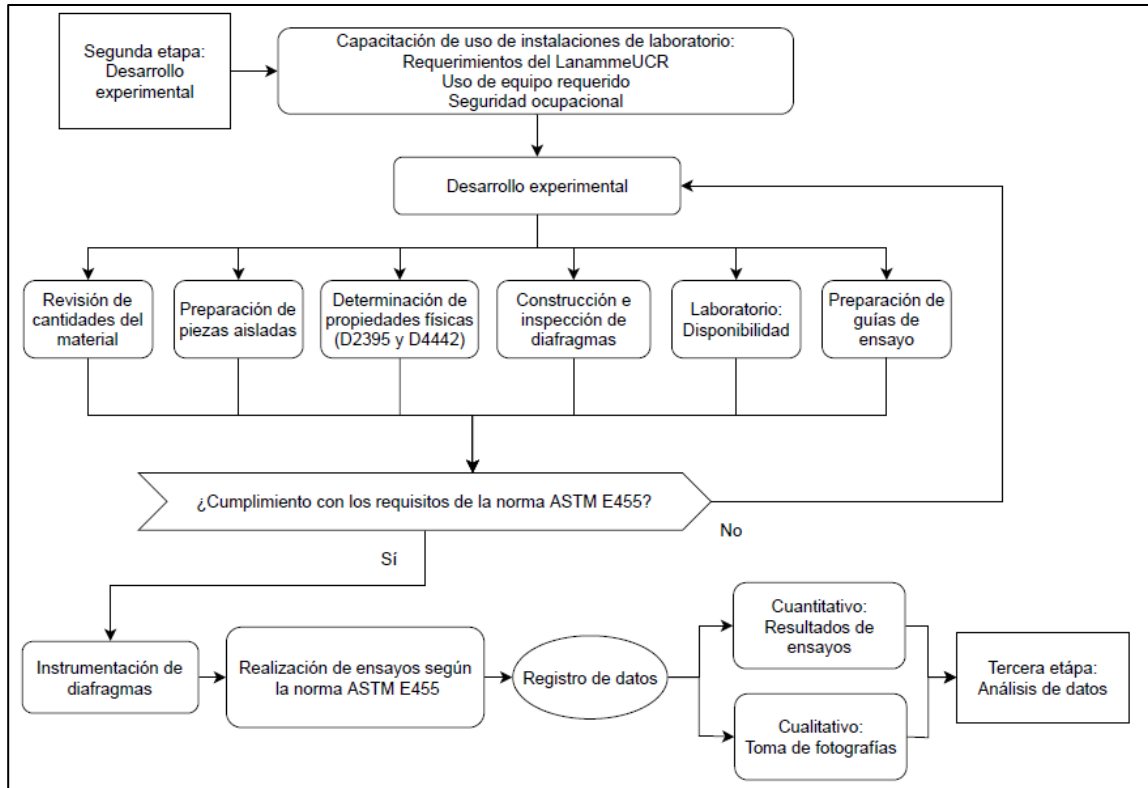


Figura 4. Segunda etapa, desarrollo experimental

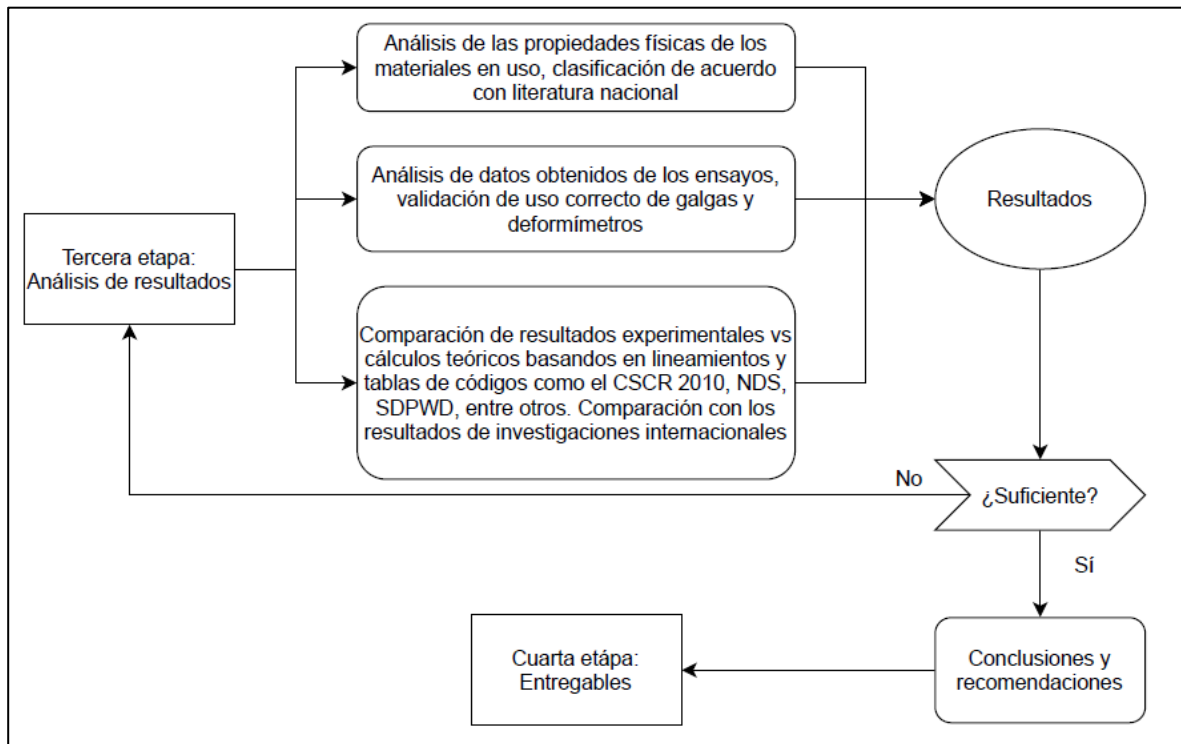


Figura 5. Tercera etapa, análisis de resultados

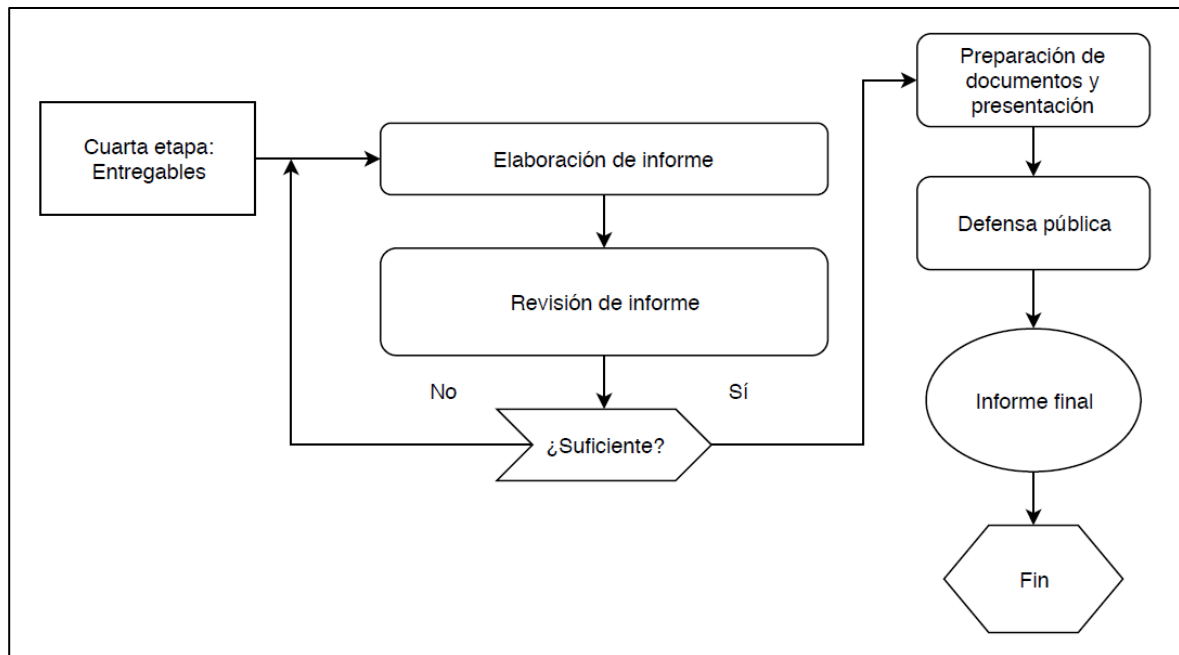


Figura 6. Cuarta etapa, entregables

La primera etapa es la base de la investigación y consiste en la máxima recopilación de información bibliográfica, el uso de manuales, normativa, investigaciones previas, libros y todo tipo de información que permita el correcto desarrollo y análisis de la información obtenida en la etapa de experimentación. En este punto se identifican debilidades en el desarrollo experimental, se elaboran los diseños pertinentes tomando en cuenta aspectos de diseño y facilidad constructiva, se identifican variables de influencia que se pueden potenciar en laboratorio y se conocen las variables descartables. Al finalizar la recopilación de información, se debe contar con todas las herramientas necesarias para la etapa experimental y con suficiente información para dirigir la etapa de análisis.

La segunda etapa consiste en el desarrollo experimental. En esta etapa se construyen y fallan los diafragmas basándose en la normativa respectiva (ASTM E455). Para este punto, el control de los materiales y construcción es vital para que la falla cumpla con las indicaciones normadas. La recopilación de datos se debe hacer mediante procedimientos ordenados para evitar la confusión y pérdida de datos y simplificar el proceso de análisis.

En la tercera etapa se desarrolla el análisis de los resultados obtenidos en los ensayos, curvas esfuerzo deformación, deformaciones y desplazamientos en puntos específicos, cargas aplicadas, etc. Éstos se comparan con información teórica calculada con la metodología de diseño que aparece en el CSCR 2010/14 y los manuales a los que este hace referencia.

Además, en manuales norteamericanos aparecen tablas con valores de interés (determinados para sus materiales) los cuales también se comparan con los resultados obtenidos en las pruebas.

Finalmente, la cuarta etapa consiste en la elaboración final del informe, en la cual se unen todas las partes trabajadas y la preparación (impresión, empaste, etc.) de los documentos, así como la presentación para proceder con la defensa pública, hacer las correcciones pertinentes en caso de ser necesario y entregar el informe final del trabajo de graduación.

2. CAPÍTULO. MARCO TEÓRICO

2.1 Madera como material constructivo

La madera está compuesta por fibras diminutas y elongadas de sección tubular, circular o rectangular cuyas paredes son de celulosa, fibras que otorgan la resistencia del material y se ubican en el sentido longitudinal (vertical) del árbol. Entre ellas se unen con lignina, polímero orgánico el cual funciona como pegamento. La resistencia del material depende de la dirección del grano y la dirección en que se aplica la carga. Se puede definir un sistema de ejes principales de la madera como el que se muestra en la Figura 7. **La dirección "L" se refiere a la dirección paralela al grano (generalmente sentido longitudinal del tronco) y las direcciones "R" y "T" se refieren a dirección radial y tangencial respectivamente.** Estas últimas se consideran como perpendiculares al grano. Con esto se evidencia que la madera, a diferencia de otros materiales de construcción, no tiene un comportamiento isotrópico, implicando que su resistencia, además de ser dependiente de las propiedades geométricas (al igual que en todos los materiales), también es dependiente de la dirección en la que esta toma la carga.

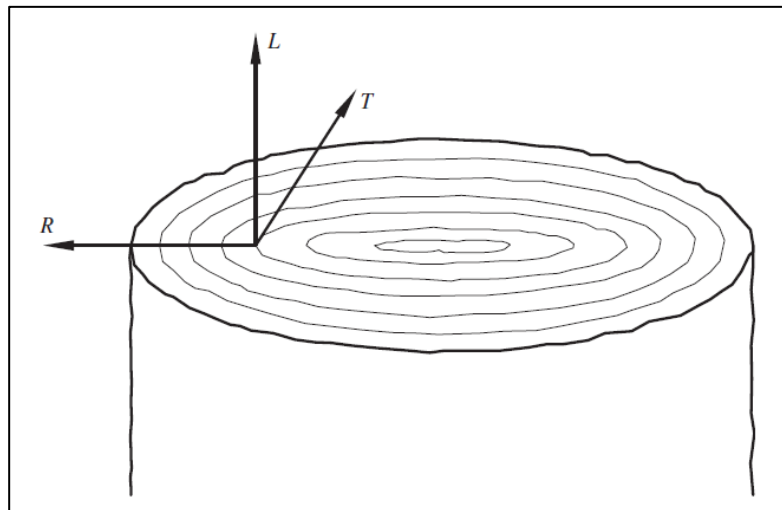


Figura 7. Ejes principales en la madera
Tomado de: American Institute of Timber Construction, 2012

Al hablar de humedad se definen dos tipos de contenido de líquido: el agua contenida en las paredes de las fibras se conoce como agua higroscópica, mientras que el agua contenida dentro de las cavidades que hay dentro de estas fibras circulares y rectangulares se conoce como agua libre (ver la Figura 8).

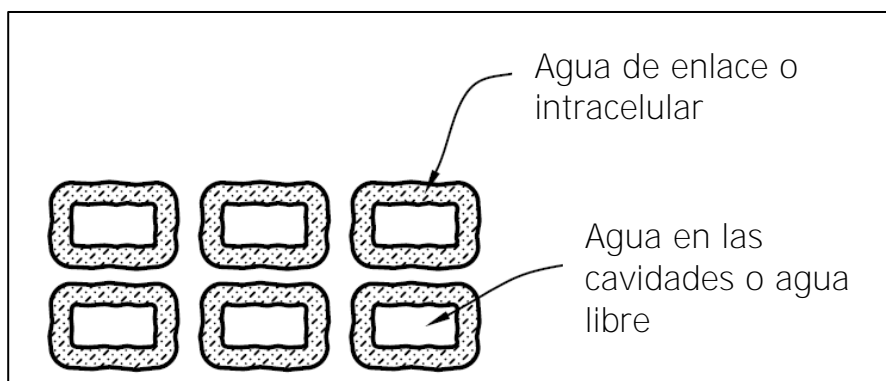


Figura 8. Vista macro de la estructura celular de la madera
 Tomado de: Aghayere & Vigil, 2007
 Modificado por Fonseca, 2019

El contenido de agua en las fibras es de importancia debido a que afecta en las propiedades intrínsecas de la madera. Ante efectos de secado, ya sea en laboratorio o por las inclemencias del clima, el agua libre es la primera que se pierde y esto se refleja en una leve pérdida de resistencia además de la disminución de la densidad, más importante aún, al perder o ganar el agua de enlace o contenida en la celulosa se dan fenómenos de encogimiento e hinchazón del material, que, puestos en materia constructiva, pueden generar trabamientos, secciones mal calzadas, inducción de esfuerzos y hasta caída de elementos apoyados.

Entre las bondades del material, se tiene la renovabilidad del recurso, lo cual en la actualidad se ha convertido en mercado debido a incentivos estatales y de diferentes organizaciones, que pagan al dueño de una propiedad por tenerla plantada con madera y en determinado momento esta se puede cortar y replantar, reiniciando este así un ciclo. Por otro lado, la madera tiene una buena relación peso-resistencia, provocando que el peso de las estructuras disminuya y las cargas generadas por el peso (sismo y gravedad) también disminuyan, lo que se refleja en una reducción de los costos. Además, la madera es un material fácil de trabajar, transportar y construir. Usualmente se utilizan piezas de aserradero y se detallan en obra, sin embargo, el proceso de construcción en general es más sencillo y rápido que el de otros materiales, si se cuenta con carpinteros.

Por otro lado, la madera es un material fácilmente combustible y puede pudrirse o deteriorarse dando paso a insectos como termitas, aparición de hongos y pudrición debido a la humedad, que llegan a destruir el material. Además, la madera es susceptible a cambios volumétricos según las condiciones ambientales en las que se encuentre, dándose fenómenos de expansión y contracción, como se mencionó anteriormente. Sin embargo, a criterio propio, el mayor

inconveniente de la madera es la varianza entre propiedades físicas y mecánicas que se tiene entre las diferentes especies y procedencias del material, además de la varianza que se da con los diferentes grados estructurales, que se explica seguidamente.

Debido a la variabilidad que presenta la madera como material estructural donde la especie, dirección de la carga, humedad, defectos y más factores, afectan directamente la capacidad estructural, se crea un sistema de clasificación con base en los defectos que presente la pieza de madera, clasificándolas por grado. Según González (2018), existen dos métodos de clasificación: visual y mecánica. La primera se basa en que las propiedades mecánicas de la madera estructural son relativas a los defectos que presenten las piezas, los cuales son identificables por medio de inspección visual. Los defectos típicos a identificar son nudos, dirección del grano, rajaduras, deterioro, densidad, duramen, albura y torceduras. Mientras que la segunda forma consiste en la aplicación de ensayos no destructivos seguidos de una clasificación visual. El ensayo comúnmente aplicado pretende conocer el módulo de elasticidad de la pieza para luego predecir las propiedades de resistencia, lo que permite obtener las propiedades necesarias para el diseño de elementos, y la vez los ensayos funcionan como control de calidad que asegura la clasificación realizada de forma visual.

La clasificación es dependiente de la región en la que se produzca el material. En Estados Unidos se tiene: *Estructural Selecta*, No. 1, No. 2 y No. 3, en Europa se utilizan los términos CXX y DXX donde la C se refiere a coníferas (pino, ciprés y maderas cónicas en general), la D se refiere a latifoliadas (árboles de hoja ancha) y las letras XX indican la resistencia de referencia en flexión en unidades del SI. En el país existe la norma INTE C100, la cual tiene valores admisibles para madera de plantación, además, en 1983 se clasificaron algunas especies como como G1, G2 y G3 como se muestra en la Figura 9. También, las maderas del grupo andino tienen su propia clasificación.

Especie	Contracción volumétrica (%)	Peso específico bruto (PEB) (g/cm ³)	Esfuerzos de diseño a 18% contenido de humedad (kg/cm ²)				Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	
			Grado	Fb	Fv	Fcl		Fcll
DURAS: Construcción pesada, carrocerías, torres con cargas altas, pisos con tráfico pesado.								
Almendra	13.9	0.940	N°1	265.8	13.5	232.5	232.5	275086
			N°2	204.0	13.5	232.5	178.6	247578
			N°3	154.0	13.5	232.5	134.8	220069
Jicaro	8.18	0.636	N°1	167.7	9.0	62.2	127.5	224000
			N°2	128.7	9.0	62.2	97.9	202000
			N°3	97.2	9.0	62.2	73.1	179000
SEMIDURAS: Construcción de armaduras, marcos rígidos, entrepisos, donde las cargas son importantes.								
Cocobolo	13.80	0.699	N°1	212.3	5.5	94.0	135.7	189713
			N°2	163.0	5.5	94.0	104.2	170742
			N°3	123.0	5.5	94.0	78.7	151770
Manga Larga	11.87	0.636	N°1	167.5	8.7	59.1	132.0	181000
			N°2	128.5	8.7	59.1	101.0	163000
			N°3	97.1	8.7	59.1	76.0	144000
Gavilán	22.20	0.518	N°1	122.0	8.4	32.0	88.2	110000
			N°2	93.8	8.4	32.0	67.8	99000
			N°3	70.8	8.4	32.0	51.1	88000
María	15.00	0.554	N°1	133.4	10.1	61.7	114.8	144747
			N°2	102.4	10.1	61.7	88.1	130272
			N°3	77.3	10.1	61.7	66.5	115797
Pilon	13.4	0.610	N°1	134.0	8.0	34.0	77.3	108000
			N°2	103.0	8.0	34.0	59.4	97000
			N°3	77.8	8.0	34.0	44.8	86500
SUAVERES: Para estructuras sometidas a cargas livianas. Paredes divisorias, cerchas de claros no mayores de 7 m.								
Lagarto	14.70	0.424	N°1	130.0	5.7	19.0	94.9	166000
			N°2	100.0	5.7	19.0	72.9	149000
			N°3	75.6	5.7	19.0	55.0	133000
Palsia	8.80	0.412	N°1	117.8	6.8	27.8	79.3	114393
			N°2	90.4	6.8	27.8	60.9	102953
			N°3	68.3	6.8	27.8	46.0	91514
Chancho Colorado	6.41	0.394	N°1	80.0	4.6	15.3	52.0	81000
			N°2	62.0	4.6	15.3	40.0	73000
			N°3	46.5	4.6	15.3	30.0	65000
Aceituno	6.02	0.3361	N°1	115.7	4.5	19.8	78.6	117872
			N°2	88.7	4.5	19.8	60.3	106085
			N°3	67.0	4.5	19.8	45.5	94297
Jaúl	10.69	0.353	N°1	107.0	6.0	15.7	44.9	115000
			N°2	92.0	6.0	15.7	34.5	104000
			N°3	66.0	6.0	15.7	26.0	92000
Chancho Blanco	6.81	0.394	N°1	95.0	5.6	19.6	55.0	105529
			N°2	73.0	5.6	19.6	42.2	94976
			N°3	55.1	5.6	19.6	31.8	844223
MUY SUAVES: Para construcción de forro de casas, muebles económicos y formaletas.								
Laurel	8.80	0.42	N°1	96.4	3.4	13.1	54.8	93000
			N°2	74.0	3.4	13.1	42.1	83900
			N°3	55.9	3.4	13.1	31.8	74500
Jacaranda	17.10	0.312	N°1	53.4	3.4	8.0	53.5	125000
			N°2	41.0	3.4	8.0	41.0	111000
			N°3	31.0	3.4	8.0	31.0	99000
Chilemate	13.00	0.315	N°1	58.2	2.2	10.0	44.2	68850
			N°2	44.6	2.2	10.0	34.6	61965
			N°3	33.7	2.2	10.0	25.6	55080

Figura 9. Clasificación estructural de maderas nativas nacionales
Tomado de: Productos de Concreto S.A., 2018

Sin embargo, para efectos de este trabajo se utilizará Pino Radiata, y su clasificación estructural se hace con base en normativa chilena, específicamente la norma NCh1207 "Pino radiata – Clasificación visual para uso estructural – Especificaciones de los grados de calidad", la cual clasifica en tres grupos; GS: para elementos estructurales; G1: adecuado para vigas,

pisos y entramados de techo; G2: adecuado para tabiquerías (marcos) de paredes estructurales. La norma hace uso de los nudos, fisuras, Razón de Área Nudosa Individual (RANI), Razón de Área Nudosa de Nudo Alargado (RANNA), Razón de Área Nudosa en la Zona de Borde (RANB) y demás. El Cuadro 1 muestra los valores permitidos para cada grado.

Cuadro 1. Clasificación estructural del Pino Radiata

Defectos	Grados						
	G5		G1		G2		
<i>Nudos</i>	Sin CB	Con CB	Sin CB	Con CB	$h \leq 15 \text{ cm}$	$h \geq 15 \text{ cm}$	
<i>RANB</i>	≤ 0.50	≥ 0.50	≤ 0.50	≥ 0.50	SR	SR	
<i>RANT</i>	≤ 0.33	≤ 0.20	≤ 0.50	≤ 0.33	≤ 0.66	≤ 0.50	
<i>RANI</i>					≤ 0.50	≤ 0.33	
<i>RANNA</i>	NSA	NSA	≤ 0.25	≤ 0.25	≤ 0.33	≤ 0.33	
<i>Inclinación fibra</i>	1:8		1:6		1:6		
<i>Médula</i>	NSA		a) Longitud: Se acepta médula de hasta 12 mm de ancho. No obstante, en forma puntual se aceptará médula de hasta 18 mm de ancho en tramos de médula de longitud no superior a 100 mm. b) Posición: La médula se debe encontrar en la mitad central del ancho.		SR		
<i>Arista faltante en todo el largo</i>	$\leq h/4 \text{ y } \leq b/4$						
<i>Bolsillos de resina y corteza</i>	20 mm de ancho por 200 mm de largo o superficie equivalente						
<i>Fisuras</i>	<i>Grietas</i>	Si su profundidad es menor a 10 mm, se ignora					
		Largo $\leq 1/4 L \leq 600 \text{ mm}$		Largo $\leq 1/4 L \leq 900 \text{ mm}$			
	<i>Rajaduras</i>	No más de una rajadura, de largo menor al máximo permitido, por metro lineal de pieza					
Sólo en extremos y de largo $\leq b$		i) Largo $\leq 600 \text{ mm}$ ii) En los extremos y de largo $\leq 1.5 b$					

Nota: Datos tomados de la norma NCh1207, adaptación propia.

Debido a que las dimensiones de las piezas de madera están relacionadas con el tamaño de los árboles (sección y longitud) y estos en general son de secciones pequeñas, se han derivado distintos tipos de elementos con el fin de aumentar el volumen o área de las secciones. Se tiene entonces: madera aserrada (sólida), laminada, compuesta, contrachapada, tableros,

entre otras. Los manuales de diseño estructural basan sus ecuaciones, factores de reducción y formas de análisis y el tipo de madera o derivado que se vaya a utilizar en la construcción, de forma que el AWC dedica un capítulo al diseño de madera aserrada, otro capítulo al diseño de madera laminada, y así sucesivamente. Los diafragmas para estudiar en esta investigación contienen madera aserrada (vigas y marco) y madera contrachapada (Plywood).

La madera aserrada es una de las formas más directas de uso del árbol como material estructural, tiene un debido proceso de remoción de corteza, corte de piezas, secado y sellado, sin embargo, a diferencia de otros derivados de la madera, no contiene adhesivos, procesos de prensado u otro tipo de proceso que aporte resistencia a la madera. A estos elementos de madera se les aplica de forma directa la clasificación estructural anteriormente mencionada. La madera contrachapada consiste en varios paneles con espesores bastante delgados en comparación con su largo o ancho, los cuales son pegados entre sí con adhesivo y a presión. La construcción de los paneles se hace mediante capas con dirección de grano intercalada (ver Figura 10), provocando buena y similar capacidad en cualquier dirección de apoyo o carga, el espesor de los paneles (t) varía entre 5 mm 18 mm. Las propiedades físicas y mecánicas llegan a tener grandes variaciones según el tipo de material que se utilice.

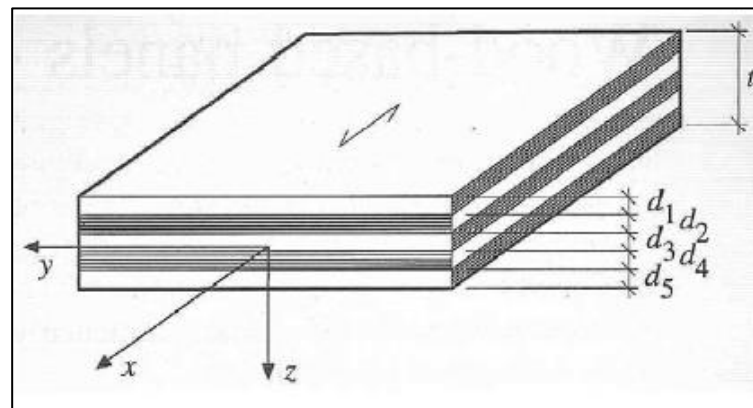


Figura 10. Estructura de madera contrachapada
Tomado de: Revista Vacío, 2018

2.2 Diseño de elementos

Los elementos pertinentes a la estructura del diafragma deben ser revisados ante los efectos de carga axial, flexión, cortante y flexo compresión. El diseño y revisión de los elementos propuestos se rige bajo los criterios de la especificación *National Design Specification for Wood Construction* del AWC bajo la metodología de *Load Reduction Factors Design* (LRFD),

continuamente se resume la metodología de diseño utilizada para los elementos según el tipo de carga.

Carga axial

Para el caso en que la pieza se encuentre en tracción paralela al grano (el Manual aclara que el diseñador debe evitar la tracción perpendicular al grano), se indica que se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$T \geq T_u \quad (1)$$

Donde:

T = resistencia de diseño en tracción

T_u = Resistencia requerida en tracción

La ecuación para el cálculo de resistencia de diseño en tracción incluye factores de ajuste y reducción que se explicarán a posteriori, y se define como:

$$T = F_t \times A_n \quad (2)$$

Donde:

F_t = Esfuerzo ajustado en tracción, que resulta del producto de factores de ajuste, resistencia, etc. y los valores admisibles tabulados

A_n = Área transversal neta

El esfuerzo se determina con la siguiente ecuación:

$$F_t = F_t C_s \lambda \phi_t K_F \quad (3)$$

Cuando la pieza está sometida a un esfuerzo de compresión paralela al grano, se tienen los casos de carga concéntrica, carga con excentricidad y esfuerzos de compresión junto con esfuerzos de flexión. En el caso de compresión con carga concéntrica, se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$P \geq P_u \quad (4)$$

P^{\prime} = Resistencia de diseño en compresión

P_u = Resistencia requerida en compresión

La ecuación para el cálculo de la capacidad ajustada en compresión incluye factores de ajuste y reducción que se explicarán a posteriori, y se define como:

$$P^{\prime} = F_c^{\prime} \times A_n \quad (5)$$

Donde:

F_c^{\prime} = Capacidad ajustada en compresión, resulta del producto de los factores de ajuste y los valores de diseño dados por el productor o investigación

A_n = Área neta transversal

El esfuerzo ajustado se determina con la siguiente ecuación:

$$F_c^{\prime} = F_c C_s \lambda \phi_t K_F \quad (6)$$

Flexión

Para el diseño por flexión se debe cumplir con la siguiente desigualdad,

$$M^{\prime} \geq M_u \quad (7)$$

Donde:

M^{\prime} = Momento de diseño

M_u = Momento requerido

La ecuación para el cálculo de resistencia de momento incluye factores de ajuste y reducción que se explicarán a posteriori, y se define como:

$$M^{\prime} = F_b^{\prime} S \quad (8)$$

Donde:

S = Módulo elástico de sección

F_b^{\prime} = Resistencia de diseño en flexión (característica de cada especie) ajustada por los factores

$$F_b^{\wedge} = F_b C_s \lambda \phi_b K_F \quad (9)$$

Cortante

Para el diseño de cortante se debe cumplir con la siguiente desigualdad,

$$V^{\wedge} \geq V_u \quad (10)$$

Donde:

V^{\wedge} = Cortante de diseño

V_u = Cortante requerido

La ecuación para el cálculo de la resistencia de cortante incluye factores de ajuste y reducción que se explicarán a posteriori y para secciones rectangulares se define como:

$$V^{\wedge} = \frac{2}{3} F_v^{\wedge} A \quad (11)$$

Donde:

A = Área transversal de la sección

F_v^{\wedge} = Resistencia de cortante de diseño

$$F_v^{\wedge} = F_v C_s \lambda \phi_v K_F \quad (12)$$

Flexo-compresión

Para el diseño de elementos en flexo compresión, se debe garantizar la siguiente desigualdad,

$$\underbrace{\left(\frac{P_u}{P^{\wedge}}\right)^2 + \frac{M_{u1}}{M_1^{\wedge} \left(1 - \frac{P}{P_{E1}}\right)}}_{\text{Flexocompresión uniaxial}} + \frac{M_{u2}}{M_2^{\wedge} \left[1 - \frac{P}{P_{E2}} - \left(\frac{M_1}{M_E}\right)^2\right]} \leq 1 \quad (13)$$

Donde: | |

P^{\wedge} = Resistencia de diseño en compresión

Flexocompresión
biaxial

P_u = Resistencia requerida en compresión

M_1^{\wedge} = Resistencia de diseño de momento en el eje fuerte (mayor inercia)

M_{u1} = Momento requerido en el eje fuerte

M^*_2 = Resistencia de diseño de momento en el eje débil (menor inercia)

M_{u2} = Momento requerido en el eje débil

P_{E1} = Carga crítica de pandeo de la columna en el eje fuerte

$$P_{E1} = A_n \times \left(\frac{0.822E^*_{min}}{\left(\frac{l_{e1}}{d_1}\right)^2} \right) \quad (14)$$

P_{E2} = Carga crítica de pandeo de la columna en el eje débil

$$P_{E2} = A_n \times \left(\frac{0.822E^*_{min}}{\left(\frac{l_{e2}}{d_2}\right)^2} \right) \quad (15)$$

M_E = Momento crítico de pandeo de la viga

$$M_E = S \times \left(\frac{1.20E^*_{min}}{(R_B)^2} \right) \quad (16)$$

Los términos l_{e1} , l_{e2} , d_1 , d_2 y E^*_{min} corresponden a longitudes efectivas y profundidades en los distintos ejes locales, el término R_B corresponde a la razón de esbeltez de los miembros y el último término se refiere al módulo de elasticidad mínimo. El cálculo de estas propiedades se detalla en las especificaciones NDS.

Deflexiones

La revisión por condiciones de servicio es importante, sin embargo, en el caso de la madera aún más, debido a que el material suele tener módulos de elasticidad menores que los del concreto, acero y mampostería, implicando que se sufren mayores deformaciones ante cargas en comparación con otros materiales (pendiente de la curva σ vs ϵ menos pronunciada). Las deformaciones se deben calcular por medio de análisis estructural. Para vigas simplemente apoyadas se calculan de la siguiente forma,

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} \quad (17)$$

Donde:

w= Carga en condiciones de servicio

l= Longitud entre apoyos

E= Módulo de elasticidad del material

I= Momento de inercia de la sección

Para vigas en condición de carga y apoyos más complejas, se debe calcular utilizando otras metodologías (trabajo virtual o métodos de energía, por ejemplo) y las deflexiones debe cumplir con un máximo permisible, donde al considerar únicamente la carga temporal de servicio y para entrepisos se debe cumplir con,

$$\Delta < \Delta' = \frac{l}{360} \quad (18)$$

Y al considerar las cargas de servicio permanentes y temporales en el caso de los entrepisos,

$$\Delta < \Delta' = \frac{l}{240} \quad (19)$$

2.3 Factores de ajuste

Como se explicó anteriormente, para el diseño de los elementos se utiliza valores de referencia que usualmente resultan de una estadística de pruebas de laboratorio. Estos valores de referencia deben ser multiplicados por factores de ajuste debido al contenido de humedad, uso del material, temperatura, entre otros. En el caso de la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), se puede clasificar los factores por aplicar en dos grupos: factores de carga y factores de resistencia.

Los factores de carga son estimaciones estadísticas que pretenden asignar a las estructuras cargas que se presentan pocas veces en el tiempo, pero que al presentarse pueden provocar dañarlas. Según la legislación nacional, se deben seguir las combinaciones indicadas por las ecuaciones [6-1] a la [6-4] del CSCR 2010/14, y diseñar para el caso crítico. Los factores se aplican a cargas gravitacionales y a cargas laterales de sismo y viento.

Por otro lado, los factores de resistencia responden a la estadística de los materiales y tipos de esfuerzo aplicado y reducen la resistencia de los elementos basándose en conocimientos técnicos. Estos factores se resumen en el Cuadro 2.

Cuadro 2. Factores de carga

<i>Tipo de esfuerzo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Flexión</i>	ϕ_b	0.85
<i>Tracción</i>	ϕ_t	0.8
<i>Cortante</i>	ϕ_v	0.75
<i>Compresión</i>	ϕ_c	0.9
<i>Compresión perpendicular</i>	ϕ_c	0.9
<i>Módulo de elasticidad</i>	NA	NA
<i>Módulo de elasticidad mínimo</i>	ϕ_s	0.85

En el caso de la madera, existe otro grupo de factores los cuales son explícitamente dados por las normas del AWC en dependencia del tipo de elemento de madera que se utilice y el tipo de carga o esfuerzo que se aplique, estos se denominan factores de ajuste. Para la madera aserrada, se debe aplicar los factores mostrados en el Cuadro 3, mientras que para la madera contrachapada se aplican los mostrados en el Cuadro 4.

Cuadro 3. Factores de ajuste para madera aserrada

<i>Tipo carga</i>	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	C_p	C_T	C_b	K_F	λ	C_{rt}	C_{pt}
<i>Flexión</i>	1	1	1	1.2	1.15	1	1.15	-	-	-	2.54	0.8	1	1
<i>Tracción</i>	1	1	-	1.2	-	1	-	-	-	-	2.7	0.8	1	1
<i>Cortante</i>	1	1	-	1	-	1	-	-	-	-	2.88	0.8	1	1
<i>Compresión</i>	1	1	-	1.05	-	1	-	1	-	-	2.4	0.8	1	1
<i>Compresión perpendicular</i>	1	1	-	-	-	1	-	-	-	1	1.67	0.8	1	1
<i>Módulo de elasticidad</i>	1	1	-	-	-	1	-	-	-	-	1	0.8	1	1
<i>Módulo de elasticidad mínimo</i>	1	1	-	-	-	1	-	-	1	-	1.76	0.8	1	1

Cuadro 4. Factores de ajuste para madera contrachapada

<i>Tipo carga</i>	C_M	C_t	C_s	K_F	λ	C_{rt}	C_{pt}
<i>Flexión</i>	1	1	1	2.54	0.8	1	1
<i>Tracción</i>	1	1	1	2.7	0.8	1	1
<i>Cortante</i>	1	1	-	2.88	0.8	1	1
<i>Compresión</i>	1	1	-	2.4	0.8	1	1
<i>Compresión perpendicular</i>	1	1	-	1.67	-	1	1
<i>Módulo de elasticidad</i>	1	1	-	1	-	1	1
<i>Módulo de elasticidad mínimo</i>	1	1	-	1.76	-	1	1

En el Cuadro 5 se muestra el significado de cada uno de los factores de ajuste aplicados, así mismo se indica la sección de la *National Design Specifications for Wood Construction 2018* de las cuales fueron determinados (tablas o ecuaciones).

Cuadro 5. Determinación de factores de ajuste

<i>Factor</i>	<i>Causa</i>	<i>Determinación</i>
C_M	Humedad	Sección 4.1.4
C_t	Temperatura	Sección 2.3.3
C_L	Estabilidad	Sección 3.3.3
C_F	Tamaño	Sección 4.3.6
C_{fu}	Uso plano	Sección 4.3.7
C_i	Incisión	Sección 4.3.8
C_r	Repetitividad	Sección 4.3.9
C_p	Estabilidad de la columna	Sección 3.7
C_T	Resistencia al pandeo	Sección 4.4.2
C_b	Área de soporte	Sección 3.10.4
K_F	Conversión de formato ASD a LRFD	Sección 4.3.1
λ	Efecto de duración de la carga	Apéndice N.3.3
C_{rt}	Retardante fuego	Fabricante
C_{pt}	Preservante	Fabricante

En el Apéndice A (al final de este documento) se muestra el procedimiento de cálculo para la determinación de los factores de ajuste tanto para madera aserrada como para madera contrachapada.

2.4 Propiedades de los diafragmas

Los diafragmas son elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas horizontales a los elementos verticales (marcos y muros) y estos últimos posteriormente a las cimentaciones. Se pueden colocar de forma horizontal o inclinada (techos). La transmisión de cargas entre diafragmas y muros consiste en una distribución de la fuerza lateral (sismo y/o viento) sobre toda la longitud de los elementos que toman cortante (muros de corte) en la dirección en la que se aplica la fuerza. Esta transmisión de cargas se hace sacando provecho de las conexiones entre elementos. Al usar concreto o mampostería, se debe dejar suficiente acero (varillas o barras) entre los muros y viguetas y losas para soportar estos esfuerzos. En acero, las conexiones se hacen utilizando pernos, soldadura, placas y otros elementos. En el

caso de las conexiones con elementos de madera, lo común es utilizar clavos, placas metálicas y pernos, también se utiliza grapas como conectores.

En la Figura 11 se observa un diafragma que recibe carga lateral y esta debe ser distribuida a lo largo de los muros en los que se apoya el diafragma, mientras que en la Figura 12 se observa la distribución de fuerza cortante que debe ser soportada por las conexiones. Este modelo se puede idealizar como una viga profunda apoyada en dos puntos con una carga uniformemente distribuida.

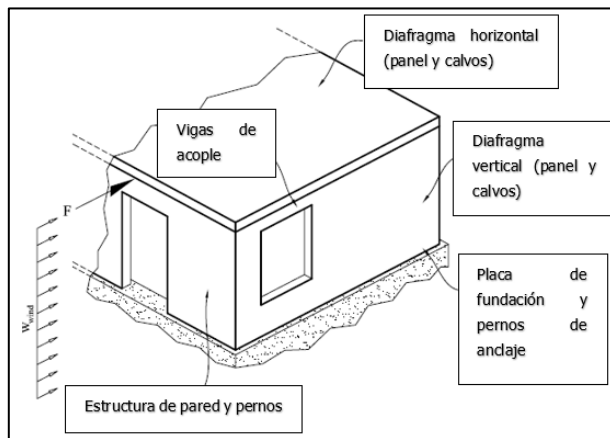


Figura 11. Aplicación de carga lateral a una estructura con diafragma
Tomado de: Aghayere & Vigil, 2007
Modificado por Fonseca, 2019

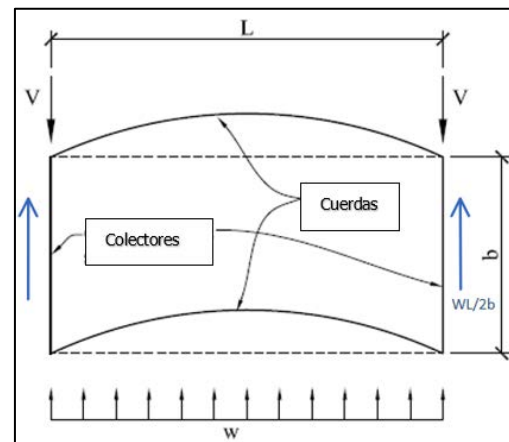


Figura 12. Distribución de fuerzas en el plano del diafragma
Tomado de: Aghayere & Vigil, 2007
Modificado por Fonseca, 2019

Dicho lo anterior y haciendo énfasis en la Figura 12, los diafragmas, al igual que las vigas, tienen una fibra extrema en tracción y otra en compresión. Las vigas perpendiculares a la dirección de las cargas trabajan en flexión (cuerdas), mientras que los elementos colocados en dirección paralela a la carga (colectores) trabajan en compresión y tracción. En ambos casos, los diafragmas funcionan como un elemento de restricción, reduciendo la posibilidad de pandeo en elementos esbeltos.

Breyer, Fridley, Cobeen y Pollock (2007), determinan que los elementos básicos a considerar en un diafragma son el espesor del panel, los clavos o conectores, diseño de las cuerdas, diseño del colector, deflexiones del diafragma y las conexiones. Los primeros dos factores determinan directamente la capacidad ante esfuerzos cortantes que tiene el diafragma. Las cuerdas toman esfuerzos en flexión generados por cargas gravitacionales y horizontales y los colectores tienen la función de transmitir las cargas del diafragma a los muros de cortante. Las deflexiones del diafragma deben ser revisados tanto para carga horizontal como vertical

(es importante revisar las condiciones de servicio en donde se pueden presentar deformaciones importantes) y las conexiones deben ser capaces de soportar los esfuerzos a transmitir.

Los diafragmas se pueden ver análogamente como secciones W (*wide-flange*) donde las cuerdas se toman como el ala y los paneles del diafragma vienen a representar el alma de la sección (ver Figura 13). Al igual que en las secciones W, las cuerdas toman esfuerzos axiales debido a la flexión, mientras que los paneles (alma) toman el cortante transmitido por las cargas laterales.

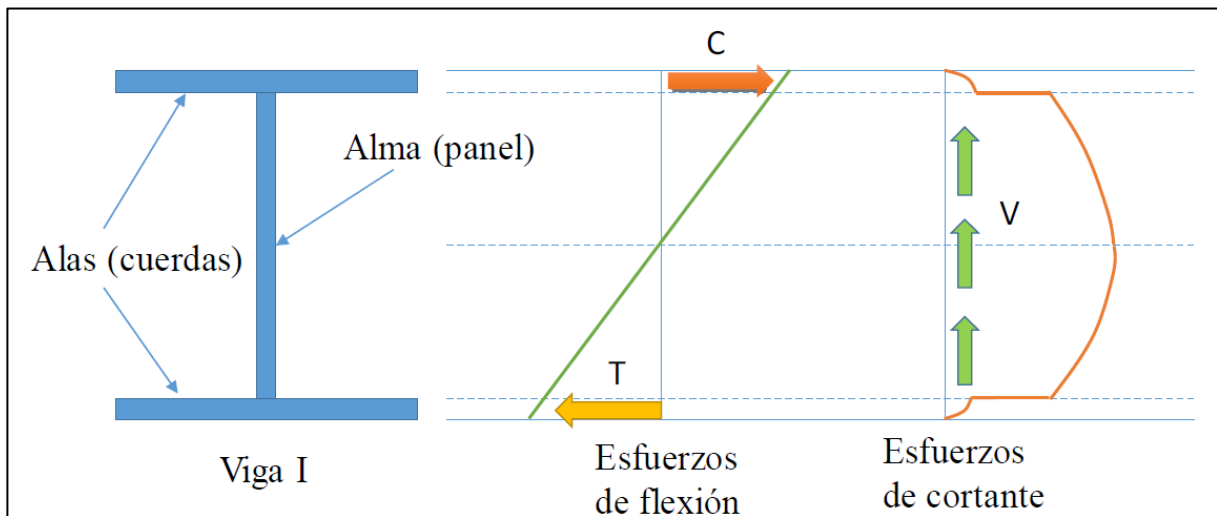


Figura 13. Analogía entre diafragma y sección W
Tomado de: González, 2018

Debido a que fabricar un diafragma uniforme de madera (similar a una losa monolítica de concreto) es poco factible, los diafragmas se hacen uniendo paneles de madera aserrada o madera contrachapada a lo largo de todo el elemento (entrepiso, techo, etc.). Sin embargo, como se observa en la Figura 13, los esfuerzos cortantes paralelos al plano son soportados en su mayoría por el alma o panel, por lo que las conexiones entre pequeños paneles deben lograr que estos trabajen como uno solo.

Para lograr el buen funcionamiento del panel se tienen dos configuraciones de diafragmas (González, 2018): sin entramar (*unblocked*) y entramados (*blocked*). El primer tipo hace referencia a la condición en la que los tableros o forros están unidos (filas de clavos o grapas) a lo largo de únicamente dos de sus lados paralelos a las cuerdas o vigas de entre piso. En el caso de los entramados, los tableros o forros están unidos en todo su perímetro en ciertos

tramos a las cuerdas y en otros a elementos que se colocan de forma perpendicular entre las cuerdas creando una cuadrícula. El tipo de configuración que se utilice define el espaciamiento de los conectores, aunque se destaca que los diafragmas entramados, al tener más conectores tienen mayor resistencia al cortante y son menos propensos pandeo del forro.

2.5 Diseño de diafragmas por sismo y viento

El procedimiento de diseño de elementos con carga lateral se hace siguiendo las indicaciones del manual *Special Design Provisions for Wind and Seismic 2015* (American Wood Council, 2015), en el cual rige el mismo concepto en que la resistencia de diseño sea mayor que la resistencia requerida. El manual propone el diseño por ASD y LRFD, siendo el último el de interés para este trabajo. La sección 4 del manual provee las indicaciones de diseño para sistemas resistentes a carga lateral, específicamente la sección 4.2 indica lo pertinente a diafragmas de madera. Los datos y valores que se encuentran en este capítulo provienen en su mayoría de experimentación, cálculos y analogías.

La revisión de deflexiones en los diafragmas debe incluir los efectos por flexión, cortante, deformación de los clavos y deslizamiento entre clavos y empalmes, donde la deflexión máxima está dada por la siguiente ecuación,

$$\delta_{dia} = \frac{5}{96} \frac{v_u l^3}{EAW} + \frac{v_u l}{4G_a} + \frac{\sum(x\Delta_c)}{2W} \quad (20)$$

Donde:

E= módulo de elasticidad de las cuerdas [MPa]

A= área de la sección transversal de las cuerdas [mm²]

l= Longitud del diafragma [mm]

v_u= cortante unitario aplicado al diafragma [kN/m]

W= ancho del diafragma [mm]

G_a= rigidez de cortante aparente [N/mm]

X= distancia del empalme de la cuerda al soporte más cercano [mm]

Δc= deslizamiento del empalme de la cuerda en el diafragma

La sección 4 también indica las formas de colocar los paneles según la relación L/W. Para esta investigación se trabaja con diafragmas de 6100 mm X 2440 mm obteniendo una relación de 2.5: 1, lo que permite utilizar un panel de madera contrachapada en dirección normal y no diagonal, además, la especificación indica los requerimientos constructivos, ensamblaje de diafragmas, entre otros. En cuanto a la capacidad de los diafragmas, se debe utilizar las tablas de la 4.2A hasta la 4.2D. En este trabajo se utilizan la 4.2A (diafragmas entramados) y la 4.2C (diafragmas no entramados), dichas tablas se muestran de manera completa en el anexo 1. Para obtener la capacidad de las tablas, se debe conocer el caso de carga del diafragma (se muestran en la Figura 14). Los diafragmas estudiados pertenecen al caso 1, donde se aplica carga lateral en dirección paralela a los elementos de soporte y en dirección perpendicular a la longitud del panel y los paneles se colocan de forma traslapada.

	Casos 1&3: Juntas continuas del panel perpendiculares a los elementos de soporte	Casos 2&4: Juntas continuas del panel paralelas a los elementos de soporte	Casos 5&6: Juntas de panel continuas perpendiculares y paralelas a los elementos de soporte
Dirección longitudinal del panel: Perpendicular a los apoyos			
Dirección longitudinal del panel: Paralelo a los apoyos			

Figura 14. Dirección de carga en diafragmas
Tomado de: SDPWS, 2015
Modificado por Fonseca, 2019

Conociendo esto, se lee en las tablas 4.2A y 4.2C (resumida en el Cuadro 6 y Cuadro 7) la capacidad en cortante, espesor del panel, tamaño y espaciamiento de los clavos, entre otros. De forma que, conociendo las dimensiones y propiedades de los materiales, se puede determinar una capacidad deseada según el espaciamiento de los clavos, o en un procedimiento inverso, conociendo las exigencias de la estructura, asignar los materiales óptimos.

Cuadro 6. Valores de diseño para diafragmas entramados

Grado de la cubierta	Tamaño del clavo	Penetración mínima del clavo en el elemento de soporte (mm)	Espesor nominal mínimo del panel (mm)	Ancho nominal mínimo de la cara del soporte donde se inserta el clavo (mm)	Sismo		Viento			
					Espaciamiento de los clavos en los bordes (mm)		Espaciamiento de los clavos en los bordes (mm)			
					152.4		152.4	101.6	63.5	50.8
					Espaciamiento de los clavos en otras ubicaciones (mm)		Espaciamiento de los clavos en otras ubicaciones (mm)			
					152.4		152.4	152.4	101.6	76.2
					v_s (N/mm)	G_a (N/mm)	v_w (N/mm)	v_w (N/mm)	v_w (N/mm)	v_w (N/mm)
						PLY				
Cubierta y piso sencillo	6d	32	7.94	50.8	4.96	17512	6.93	9.20	13.7	15.5
				76.2	5.55	1577	7.74	10.2	15.5	17.6
			9.53	<u>50.8</u>	<u>5.40</u>	<u>1664</u>	<u>7.59</u>	<u>10.2</u>	<u>15.3</u>	<u>17.2</u>
				76.2	6.13	1402	8.61	11.5	17.2	19.4
	8d	35	9.53	50.8	7.01	1927	9.78	13.1	19.6	22.3
				76.2	7.88	1489	11.0	14.7	22.0	25.0
			11.1	50.8	7.45	1752	10.4	13.9	20.7	23.5
				76.2	8.32	1577	11.7	15.5	23.3	26.4
			11.9	50.8	7.88	1664	11.0	14.7	21.7	24.5
				76.2	8.76	1489	12.3	16.4	24.5	27.6
	10d	38	11.9	50.8	8.47	2628	11.8	15.8	23.5	26.8
				76.2	9.49	2453	13.3	17.6	26.6	30.1
			15.1	50.8	9.34	2453	13.1	17.4	26.1	29.9
				76.2	10.5	2102	14.7	19.6	29.4	33.5

Nota: Datos tomados del SPDWS, adaptación propia.

Cuadro 7. Valores de diseño para diafragmas no entramados

Grado de la cubierta	Tamaño del clavo	Penetración mínima del clavo en el marco (mm)	Espesor nominal mínimo del panel (mm)	Ancho nominal mínimo de la cara clavada que limita los bordes y los bordes del panel. (mm)	Sismo				Viento	
					Espaciamiento de los clavos en los bordes y en los elementos internos (in)				Espaciamiento de los clavos en los bordes y los elementos internos	
					Caso 1		Caso 2,3,4,5,6		Caso 1	Caso 2,3,4,5,6
					vs (N/mm)	Ga (N/mm)	vs (N/mm)	Ga (N/mm)	vw (N/mm)	vw (N/mm)
						PLY		PLY		
Panel para piso sencillo	6d	31.5	7.94	50.8	4.38	1139	3.21	700.7	6.13	4.53
				76.2	4.96	964	3.65	613.2	6.93	5.11
			9.53	50.8	4.82	964	3.65	700.7	6.72	5.11
				76.2	5.40	788	4.09	525.6	7.59	5.69
	8d	34.9	9.53	50.8	6.28	1139	4.67	788.3	8.76	6.57
				76.2	7.01	964	5.26	613.2	9.78	7.37
			11.1	50.8	6.72	1051	4.96	700.7	9.42	6.93
				76.2	7.45	964	5.55	963.5	10.4	7.74
			11.9	50.8	7.01	964	5.26	700.7	9.78	7.37
				76.2	7.74	876	5.84	613.2	10.8	8.18
	10d	38.1	11.9	50.8	7.45	1577	5.55	1051.1	10.4	7.74
				76.2	8.47	1402	6.28	963.5	11.8	8.76
			15.1	50.8	8.32	1490	6.28	963.5	11.7	8.76
				76.2	9.34	1314	7.01	875.9	13.1	9.78

Nota: Datos tomados del SPDWS, adaptación propia.

Los cuadros anteriores señalan en negrita los valores de cortante para los diafragmas aquí estudiados.

2.6 Conexiones

El diseño de conexiones entre elementos de madera está contemplado de la sección 11 a la sección 14 de las NDS. En específico, la sección 11 viene a ser una parte introductoria que muestra los tipos de conexiones existentes, generalidades y requisitos de las conexiones, factores de ajuste entre otros. Mientras que la sección 12 muestra lo pertinente a conexiones tipo dovela: pernos, clavos, pasadores, tornillos, clavijas, entre otros; los cuales son de interés para los diafragmas aquí analizados. Las conexiones y elementos de conexión deben revisarse

ante dos efectos, carga lateral (generalmente induce esfuerzos cortantes) y carga de extracción.

Para propósitos de este trabajo, interesan dos conexiones, la primera es la unión entre paneles y marco de madera aserrada, conexión tipo clavija que utiliza clavos redondos, lisos y de cabeza plana de tipo 6d cuyo espaciamiento está indicado en las tablas 4.2A y 4.2C del SDPWS detalladas para la carga lateral (nominal). La segunda es la conexión entre elementos cuyas dimensiones deben ser conformadas por dos o más elementos (se necesitan vigas de 6100 mm y comercialmente se encontraron secciones con máximos de 3200 mm) para lo que se utilizan placas de acero que deben transmitir las cargas generadas en dicho punto, las cuales se diseñan según las indicaciones del *American Institute of Steel Construction* (AISC). Así mismo, la conexión existente entre las placas de acero y las piezas de madera consiste también en una conexión apernada tipo clavija.

Las uniones tipo clavija, en las cuales dos o más elementos son atravesados por un elemento generalmente de dimensiones menores (clavo, perno, tornillo, etc.) provocando la unión de los mismos, son un tipo de unión muy empleado en las estructuras de madera. La forma en que se diseñan se basa en la teoría desarrollada en Europa en la década de 1940 por Johansen, la cual proporciona expresiones para el límite de carga de uniones con diferentes configuraciones de conexión (Domínguez & González, 2015). La teoría de diseño cambia los criterios según la cantidad y tipo de materiales que interactúan en la conexión, evaluando falla en la clavija, aplastamiento en el elemento principal y aplastamiento en los o el miembro lateral, entre otros.

3. CAPÍTULO. DISEÑO EXPERIMENTAL

Para el desarrollo de este trabajo se construyó y falló seis diafragmas similares, todos con dimensiones de 6.10 m de longitud (L) y 2.44 m de ancho (b), con componentes (elementos de soporte, conexiones, etc.) que resultan de un diseño que responde a una distribución de cargas definida. Tres de los diafragmas se construyen sin entramado y bajo los criterios mostrados en el Cuadro 6. Los otros tres se construyen con entramado según lo indicado en el Cuadro 7.

De forma breve, este capítulo incluye las consideraciones de diseño para los diafragmas, propiedades de los materiales utilizados, selección de diafragmas según las especificaciones del SDPWS, distribución de cargas en la estructura e instrumentación, entre otros.

3.1 Características de los diafragmas a implementar

En el Cuadro 6 y Cuadro 7, se determina que los diafragmas entramados y no entramados tienen una resistencia nominal de 7.59 kN/m (520 p/f) y 6.72 kN/m (460 p/f) respectivamente, teniendo un espesor del panel de 9.525 **mm (3/8")**. Los clavos para fijar el panel al marco son de tipo 6d con una penetración mínima de 31.75 mm (1-1/4") y un espaciamiento entre clavos **de 152.4 mm (6")**. Además, la dimensión mínima de las piezas del emplantillado es de 50.8 **mm (2")**, piezas a las que se clavan los paneles. Si bien la normativa indica que para la resistencia de diseño se debe reducir a un 80 % de la resistencia nominal (factor de resistencia), para la experimentación aquí propuesta interesa llevar los especímenes hasta su falla, por lo que esta reducción se omite del diseño experimental y se trabajará con valores nominales. También se aclara que los valores de capacidad a los que se hace referencia corresponden a cargas por viento y no por sismo, debido a que la carga por viento se asemeja más a carga sostenida (aplicación de carga con pistones hidráulicos) que la carga por sismo. A pesar de esto, dentro de la toma de datos aparece información útil sobre cargas por sismo.

De la Figura 15 a la 21 se muestra la geometría y configuración general de los diafragmas entramados y no entramados. En ellas se enumeran detalles importantes que se explicarán a lo largo del capítulo. Los diafragmas consisten en paneles de madera contrachapada sobre el emplantillado de madera aserrada. Las dimensiones de los especímenes obedecen a lo indicado por la norma ASTM E455 en cuanto a relación longitud/ ancho. Las dimensiones de las secciones del emplantillado y espesor de la madera contrachapada responden tanto a criterios exigidos en el SDPWS, como a un diseño por cargas gravitacionales.

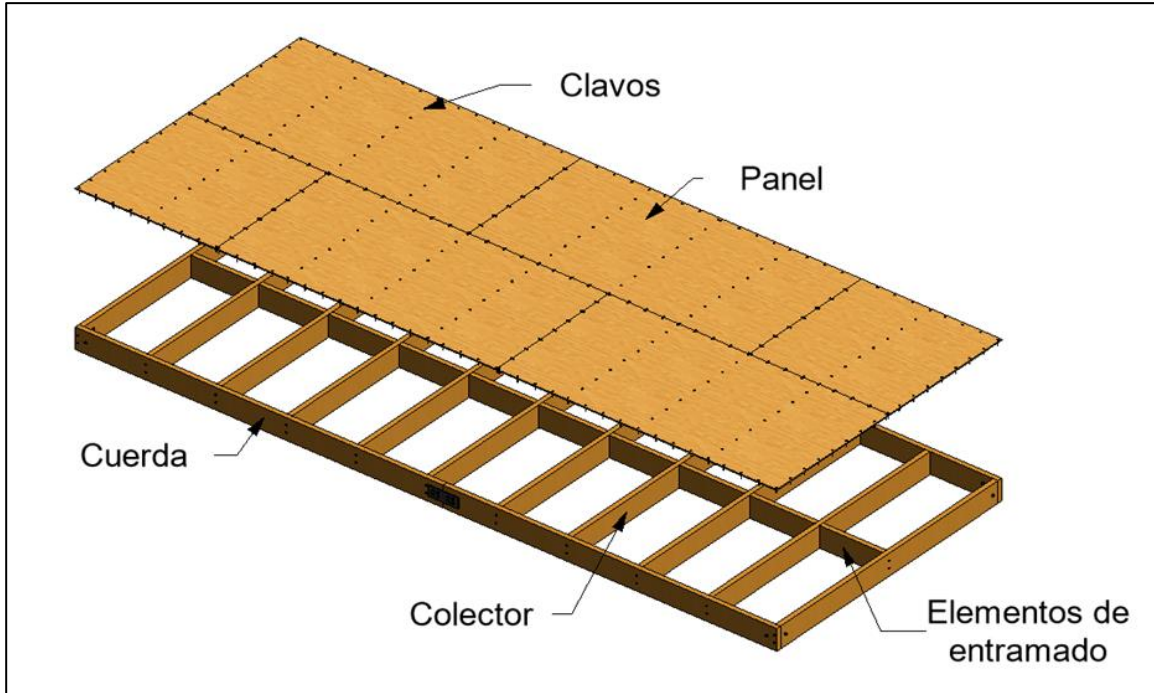


Figura 15. Diafragma entramado

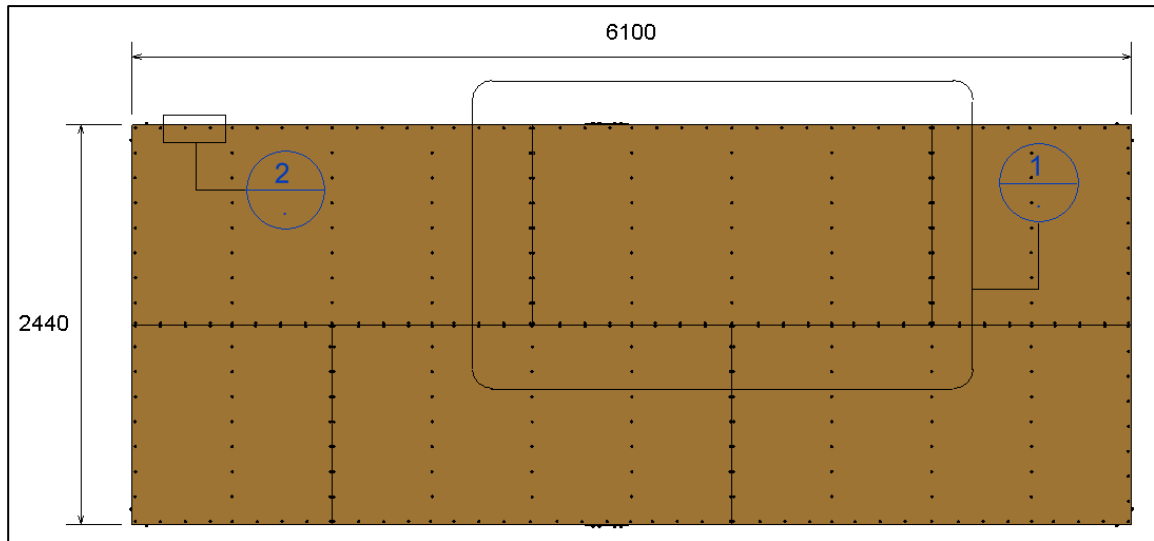


Figura 16. Planta de diafragma entramado

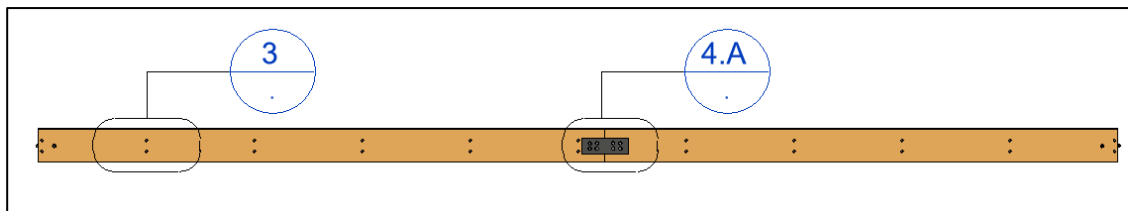


Figura 17. Elevación frontal de diafragmas

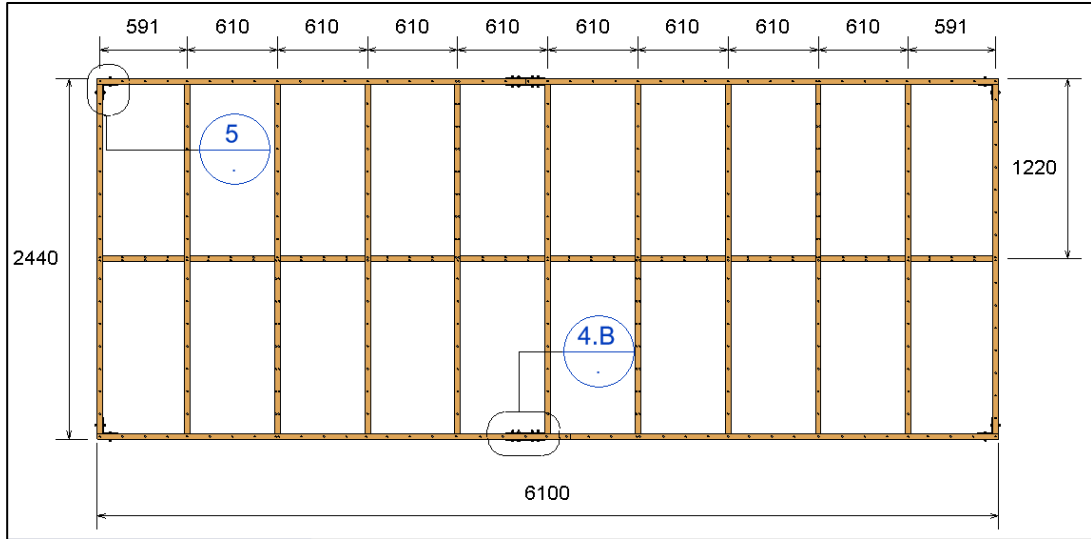


Figura 18. Elementos de soporte para diafragma entramado

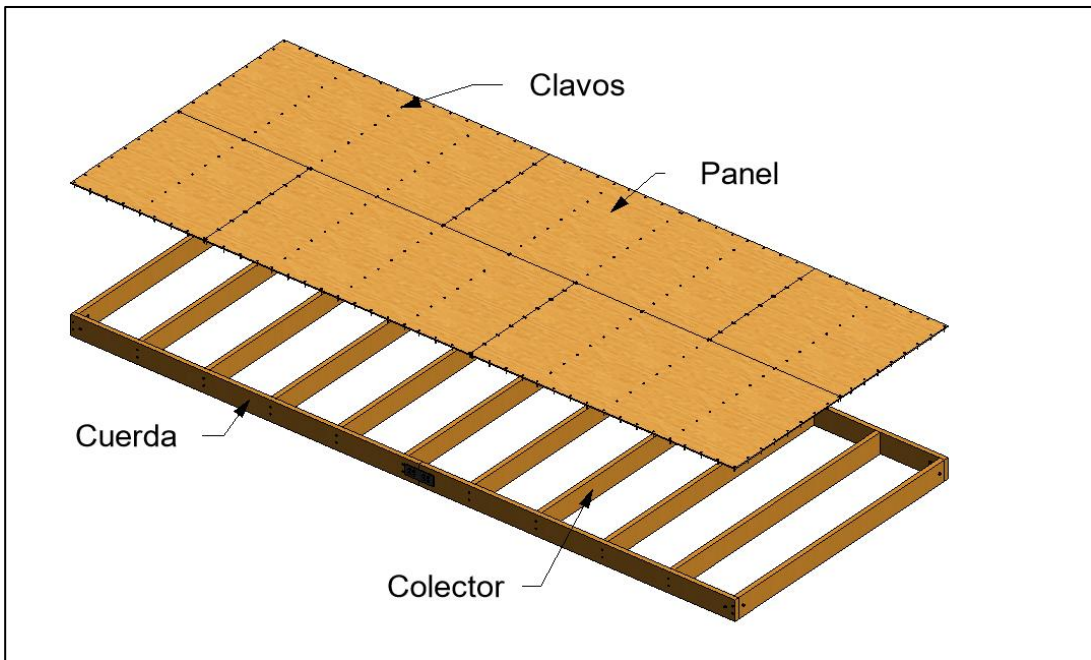


Figura 19. Diafragma no entramado

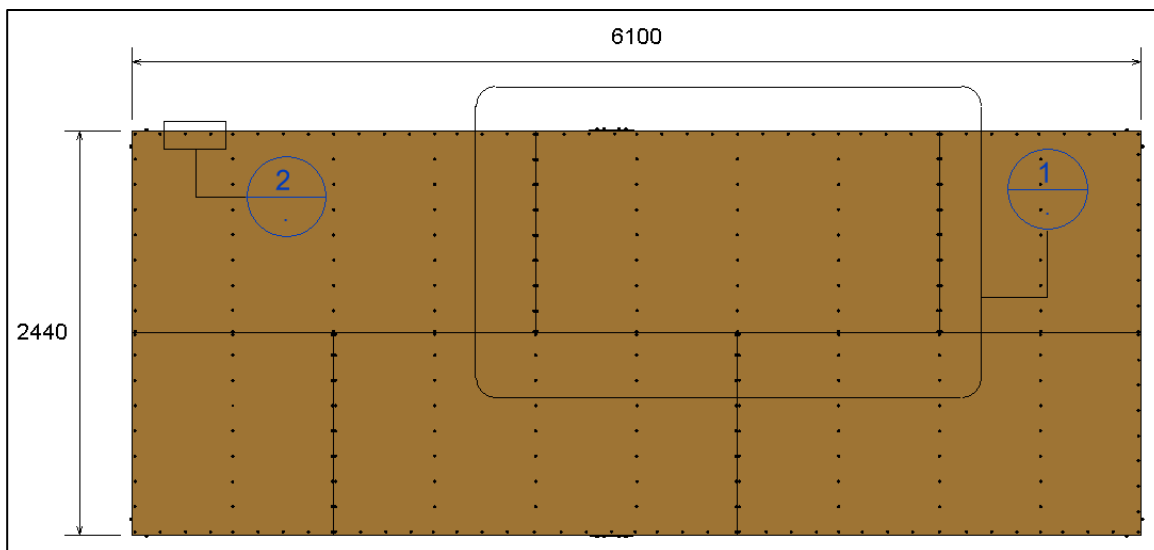


Figura 20. Planta de diafragma no entramado

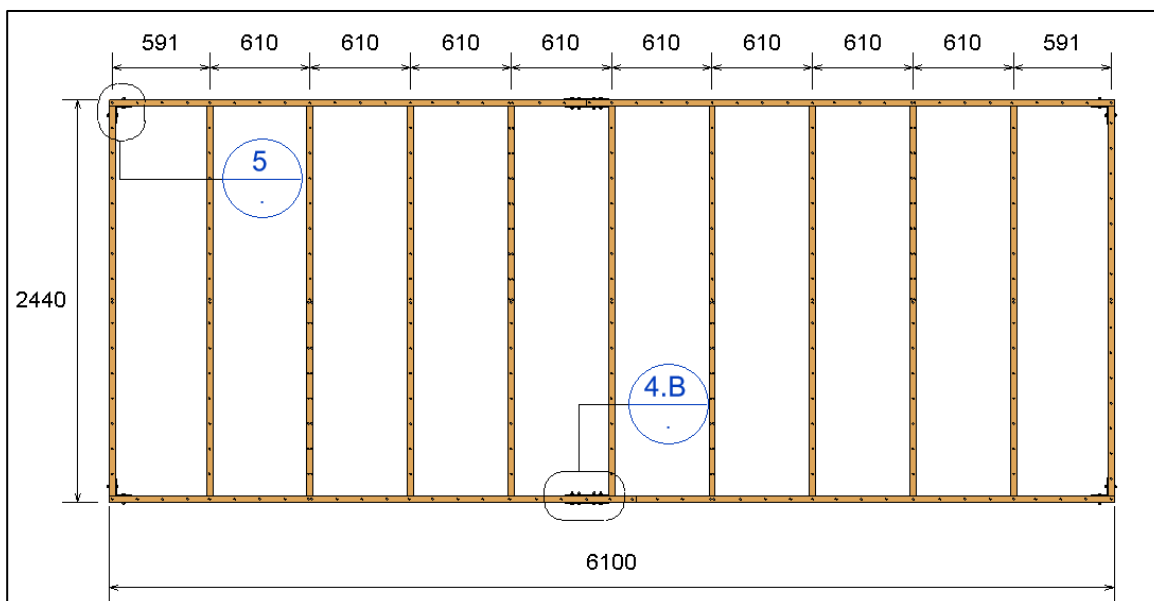


Figura 21. Elementos de soporte para diafragma no entramado

Al comparar la Figura 18 con la 21 se observa claramente que la diferencia entre diafragmas entramados y no entramados corresponde a que en el primer caso se adicionan secciones de madera que permite clavar todos los bordes de los paneles que se integren al marco, mientras que en el segundo, las secciones para clavar disminuyen, disminuyendo así el perímetro clavado de los paneles de madera contrachapada y generando una diferencia entre los elementos de soporte en cada caso. Dicha diferencia produce un cambio en la cantidad de madera y acero a utilizar en las estructuras, el cual debe ser considerado en el peso y costo

de la estructura. En las Figuras 22 y 23 se muestra esta diferencia en la que la primera tiene clavos en la sección inferior, mientras que segunda carece de esta fila de clavos.

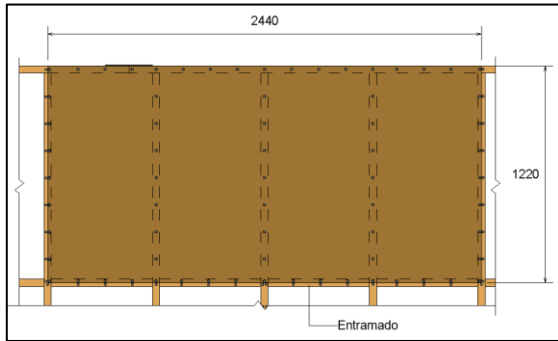


Figura 22. Detalle 1, diafragma entramado

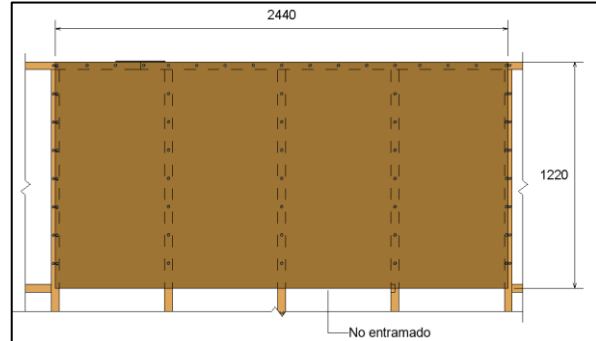


Figura 23. Detalle 1, diafragma no entramado

Se decide utilizar un tipo de diafragma sencillo, cuyos materiales son de fácil acceso en almacenes nacionales y que su uso estructural viene a solventar las necesidades de una casa de habitación u oficina. Para las cuerdas y colectores se propuso secciones que cumplieran con los requisitos para carga lateral y posteriormente se realizó el diseño por gravedad y se iteró hasta encontrar secciones acordes para ambos. En las secciones posteriores se ampliará el diseño del espécimen.

3.2 Propiedades de los materiales

Láminas de madera contrachapada

El material de los paneles estructurales que toman la carga lateral consiste en láminas de madera contrachapada (plywood) de cedro tipo Okumé con un espesor de de 9.52 mm (3/8") y dimensiones de 2.44 m por 1.22 m. Como generalidad del material, su uso es recomendado tanto para interiores como exteriores. El fabricante define que los paneles son para uso decorativo o semiestructural (tableros de cubierta y paneles de sándwich), entre otros. Además, el panel está conformado por cinco chapas. Sus propiedades físicas se ilustran en el Cuadro 8.

Cuadro 8. Propiedades madera contrachapada Okumé

<i>Propiedad</i>	<i>Valor</i>	<i>Norma</i>
<i>Densidad (kg/m³)</i>	430	UNE EN 323
<i>Módulo de elasticidad (MPa)</i>	4200	UNE EN 310
<i>Módulo de rigidez en cortante (MPa)</i>	262.6	AWC
<i>Resistencia a la flexión (MPa)</i>	37	UNE EN 310

Nota: Datos tomados de ficha técnica de Probosque, adaptación propia.

Madera aserrada

El emplantillado mostrado en las Figuras 18 y 21, consiste en secciones rectangulares sólidas de madera cepillada de la especie *Pinus radiata*, conífera importada de Chile con tratamiento de secado, cepillado y rangos de humedad que varía entre 12 % - 15 %. Las piezas utilizadas se conocen en el mercado como reglas **de 8" x 2" con una longitud de 3.20 m** y dimensiones nominales de 41.0 mm x 183 mm de sección transversal. Para esta investigación, se utilizan secciones con longitud de 3.2 m para el máximo provecho de las reglas. El proveedor define material como útil para emplantillado de muros, techos, vigas, escaleras, entre otros. En el anexo 2 se muestran las propiedades físicas y mecánicas indicadas en la ficha técnica del proveedor, si bien este indica propiedades, también indica que para diseño estructural se debe hacer referencia a la norma chilena NCh 1990 Madera – Tensiones admisibles para madera estructural, en el Cuadro 9 se indica estos valores. Con las propiedades mecánicas indicadas por el proveedor, el material en uso tiene una clase estructural entre f17 y f14.

Cuadro 9. Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad en flexión para madera estructural

Clase estructural	Esfuerzos admisibles (MPa)				Módulo de elasticidad a la flexión, MPa
	Flexión	Compresión paralela	Tracción paralela 0.6*Flex.	Cortante	
f34	34.50	26.00	20.70	2.45	18150
f27	27.50	20.50	16.50	2.05	15000
f22	22.00	16.50	13.20	1.70	12600
<u>f17</u>	<u>17.00</u>	<u>13.00</u>	<u>10.20</u>	<u>1.45</u>	<u>10600</u>
<u>f14</u>	<u>14.00</u>	<u>19.50</u>	<u>8.40</u>	<u>1.25</u>	<u>9100</u>
f11	11.00	8.30	6.60	1.05	7900
f8	8.60	6.60	5.20	0.86	6900
f7	6.90	5.20	4.10	0.72	6100
f5	5.50	4.10	3.30	0.62	5500
f4	4.30	3.30	2.60	0.52	5000
f3	3.40	2.60	2.00	0.43	4600
f2	2.80	2.10	1.70	0.36	4350

Nota: Datos tomados de NCh 1990, adaptación propia.

Para leer la tabla mostrada en la figura anterior, se debe determinar la clase estructural de la madera, para lo que es vital el grupo de especie y el grado de la madera.

Para la obtención del grupo de especie se utiliza la norma NCh 1989 Agrupamiento de especies madereras según su resistencia – Procedimiento, la cual en su Anexo B indica que el pino radiata seco se clasifica como ES5.

El grado estructural se determina con la norma NCh 1207 Pino radiata – Clasificación visual para uso estructural – Especificaciones de los grados de calidad (ver Cuadro 1). Para la clasificación visual se decidió tomar una muestra de 6 piezas dada la similitud visual con el resto, y aplicar los criterios indicados en la norma. De manera general, se observa que las piezas están bastante sanas en cuanto a grietas, rajadura, inclinación y otros defectos, así como que las mismas carecen de aristas faltantes. Por lo tanto, el defecto a tomar en cuenta serán los nudos, que se analizan como proyecciones sobre áreas transversales, y analizando estas áreas se toman criterios de clasificación. Las Figuras 24 y 25 ejemplifican este procedimiento.

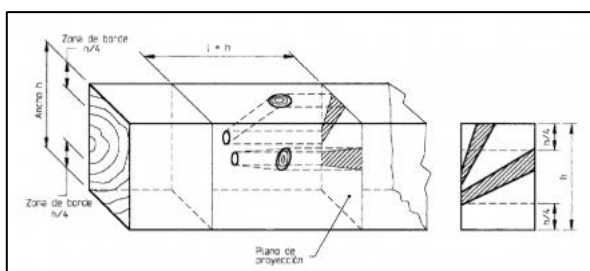


Figura 24. Muestra de proyección de nudos en la cara
Tomado de: NCh 1207, 2005

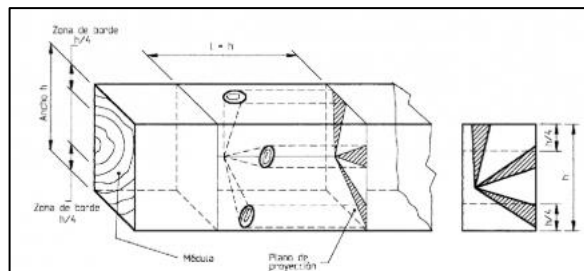


Figura 25. Muestra de proyección de nudos en la cara
Tomado de: NCh 1207, 2005

Conociendo las proyecciones, se debe calcular la razón de área nudosa total (RANT) y la razón de área de nudos de borde (RANB). La primera se mide en la totalidad de la sección transversal, mientras que la segunda se determina en los bordes de la pieza compuestos por el área perteneciente al ancho (b) multiplicado por $\frac{1}{4}$ del peralte de la sección (h). Conociendo estas razones, se determina la clasificación según el Cuadro 1. Para las 31 zonas de nudos analizadas, se obtuvo que 24 se clasifican como GS, cinco como G1, una zona como G2 y únicamente una zona como descartable, significando que un 77 % de las zonas analizadas son GS y un 16 % G1, lo que implica que un 94 % tienen clasificación superior a G1, por lo tanto, se toma la madera en discusión como G1.

Conociendo el grupo y grado, se vuelve a la norma NCh 1990 y con la información mostrada en el Cuadro 10, se obtiene que el pino utilizado tiene una clase estructural f14 - f17. Conociendo esto se vuelve al Cuadro 9 y se obtienen los esfuerzos admisibles.

Cuadro 10. Relación entre el agrupamiento de especies, la clase estructural y la clasificación visual de madera en estado seco

<i>Clasificación visual</i>		<i>Agrupamiento de especies</i>						
<i>Identificación del grado</i>	<i>Razón de resistencia</i>	<i>ES1</i>	<i>ES2</i>	<i>ES3</i>	<i>ES4</i>	<i>ES5</i>	<i>ES6</i>	<i>ES7</i>
		<i>Clase estructural</i>						
<i>Grado Estructural No. 1</i>	0.75	-	f34	f27	f22	f17	f14	f11
<i>Grado Estructural No. 2</i>	0.6	f34	f27	f22	f17	f14	f11	f8
<i>Grado Estructural No. 3</i>	0.48	f27	f22	f17	f14	f11	f8	f7
<i>Grado Estructural No. 4</i>	0.38	f22	f17	f14	f11	f8	f7	f5

Nota: Datos tomados de NCh 1990, adaptación propia.

A pesar de lo anterior, las propiedades físicas utilizadas en los distintos diseños fueron tomadas de la norma chilena NCh 1198 para una clase estructural G1, según se muestra en el Cuadro 11 .

Cuadro 11. Propiedades admisibles para el Pino Radiata

<i>Clase estructural</i>	<i>Esfuerzos admisibles del Pino Radiata (MPa)</i>					<i>Módulo de elasticidad en flexión</i>
	<i>Flexión</i>	<i>Compresión paralela</i>	<i>Tracción paralela</i>	<i>Compresión normal</i>	<i>Cortante</i>	
<i>G5</i>	11	8.3	6.6	2.5	0.9	10500
<i>G1</i>	7.5	5.6	4.5	2.5	0.7	9000
<i>G2</i>	4	4	2	2.5	0.4	7000

Nota: Datos tomados de NCh 11198, adaptación propia.

Conexiones metálicas

Para las conexiones entre paneles y emplantillado correspondientes al detalle 2 y su perfil (Figura 26 y 27 respectivamente), así como para las conexiones entre cuerdas y colectores que corresponde al detalle 3 y su perfil (Figura 28 y 29), se utilizan clavos comunes para elaborar una conexión de tipo clavija la cual mantiene unidos dos elementos adyacentes mediante un elemento barra que atraviesa o penetra ambas piezas. Para la conexión del detalle 2 se utiliza clavos tipo 6d, mientras que para el detalle 3 se utilizan clavos de tipo 40d. La clasificación de los clavos rige según la norma ASTM F1667.

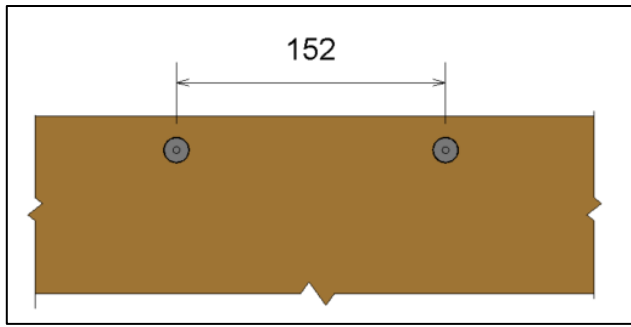


Figura 26. Detalle 2

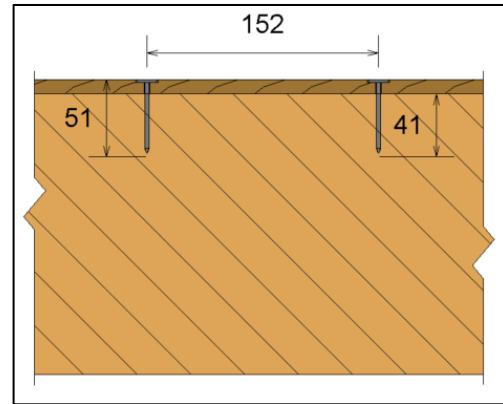


Figura 27. Perfil detalle 2

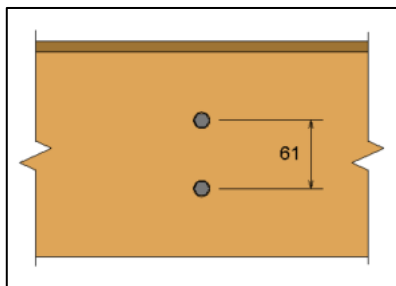


Figura 28. Detalle 3

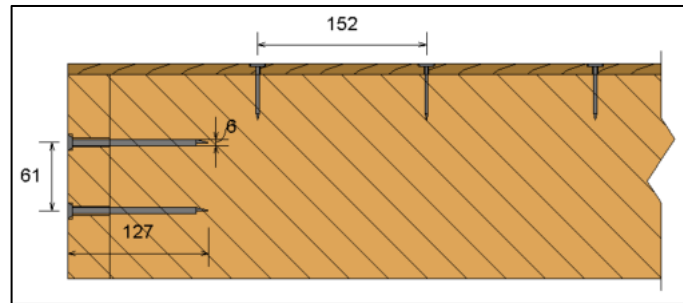


Figura 29. Perfil detalle 3

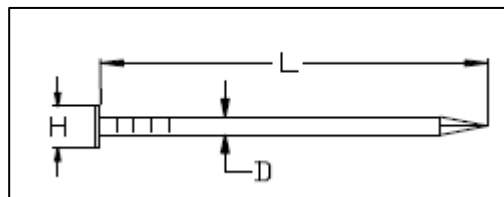


Figura 30. Dimensiones de clavos
Tomado de: AWC, 2018

Cuadro 12. Clasificación de clavos comunes

Tipo	6d		7d		40d		50d	
	pulgada	Mm	pulgada	mm	pulgada	mm	pulgada	mm
L	2	50.8	2 1/4	57.15	5	127	5 1/2	139.7
D	0.113	2.8702	0.113	2.8702	0.225	5.715	0.244	6.1976
H	0.266	6.7564	0.266	6.7564	0.5	12.7	0.4	10.16

Nota: Datos tomados del AWC, adaptación propia.

Los clavos propuestos en el manual tienen una resistencia a la flexión de 690 MPa y son fabricados con acero, sin embargo, se debe aclarar que los clavos comunes comprados en el mercado nacional no están normados, por lo que su resistencia, materiales y dimensiones puede variar. Como parte de este trabajo, se pretende determinar si la funcionalidad de clavos normados en comparación con los clavos nacionales es similar.

En los detalles 4A, 4B y 5 (Figura 31 a 34) se muestra la implementación de conexiones entre elementos del emplantillado, los detalles 4A y 4B se utilizan para realizar una conexión tipo “empalme” que permite dar una longitud determinada a las cuerdas del diafragma, mientras que el detalle 5 permite la conexión a 90° entre cuerdas y colectores.

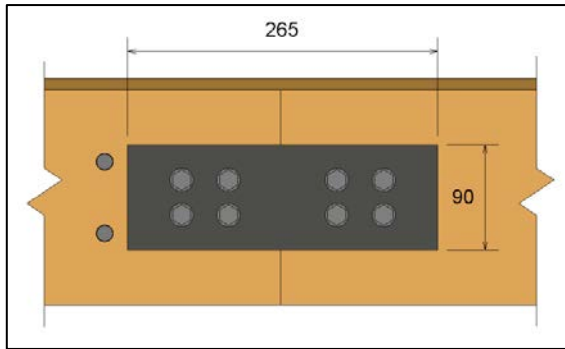


Figura 31. Detalle 4A

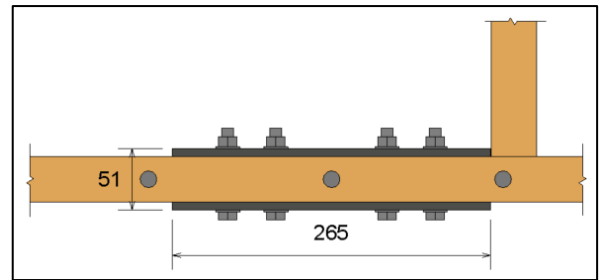


Figura 32. Detalle 4B

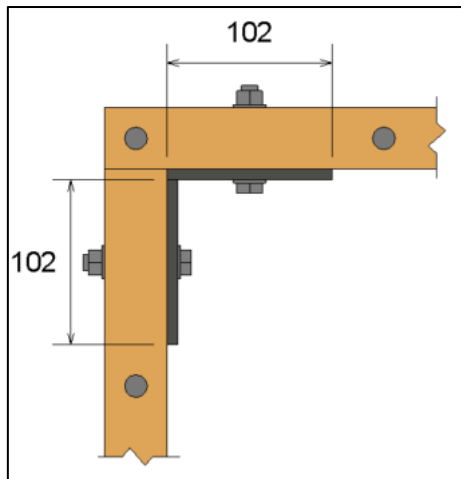


Figura 33. Detalle 5

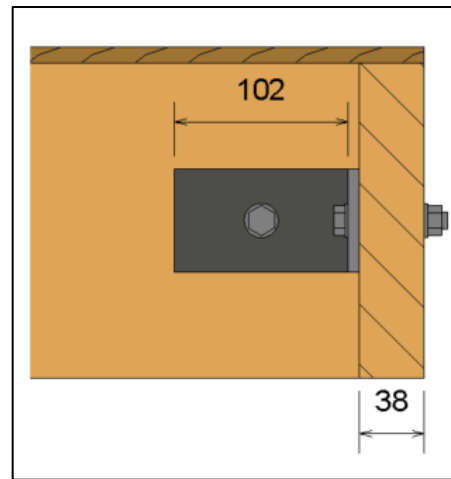


Figura 34. Perfil detalle 5

Los detalles anteriores consisten en placas de acero y angulares que transmiten esfuerzos de tracción, compresión y cortante. Para el diseño se utilizan las especificaciones del AISC, así como especificaciones de conexiones dadas por el AWC, dado que las longitudes al borde son controladas por el AWC debido a aplastamiento. Para el diseño de placas y angulares se utilizó acero A36, el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 248 MPa (36 ksi) y un esfuerzo último de 400 MPa (50 ksi). En el caso de la placa, respetando las indicaciones del AISC y del AWC, se diseñó una placa de 6.35 mm (1/4”) de espesor con las dimensiones que se muestran en la Figura 35.

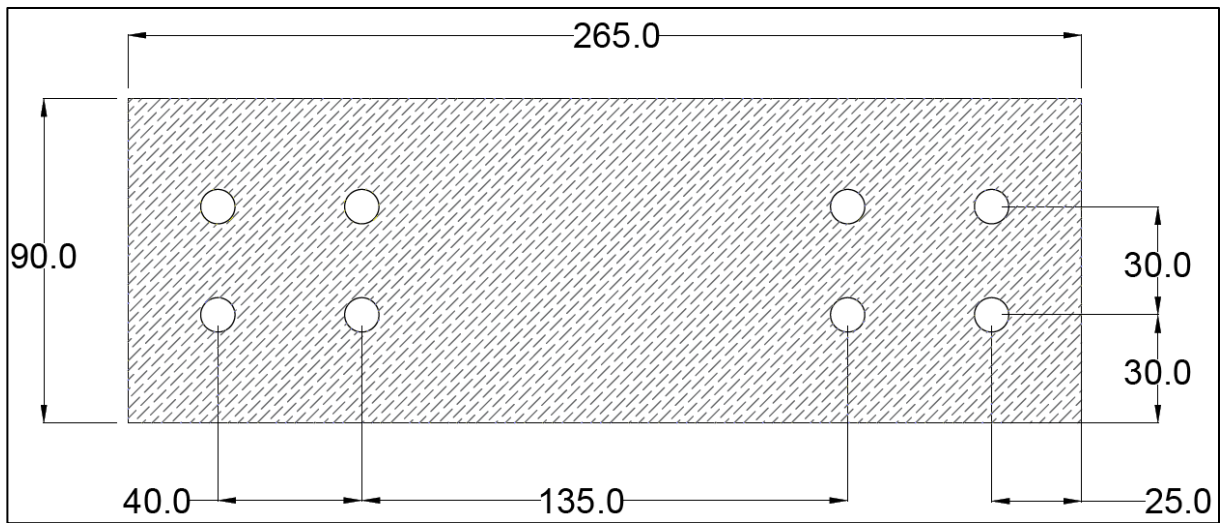


Figura 35. Placa de conexión

Mientras que para la conexión mostrada en el detalle 5 se determinó una sección de un angular de 101.6 mm x 101.6 mm (4" x 4") con un tamaño de 60 mm y con 6.35 mm de espesor.

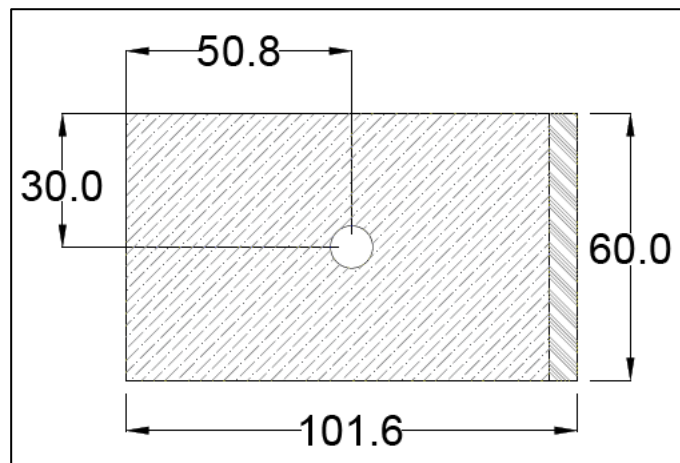


Figura 36. Angular de conexión

Las uniones con placas y angulares metálicos consisten también en conexiones tipo clavija. En este caso, la clavija es un tornillo con tuerca que atraviesa la sección de madera y las placas de acero. En la Figura 37 y el Cuadro 13, se muestran las dimensiones comunes de pernos con tuerca.

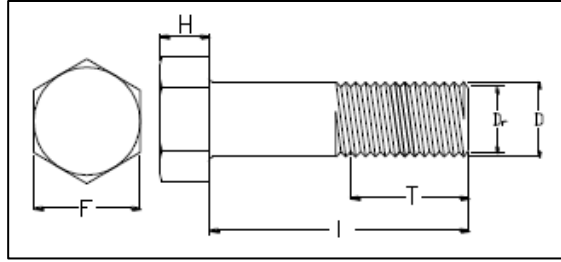


Figura 37. Dimensiones de pernos con tuerca
Tomado de: AWC, 2018

Cuadro 13. Clasificación de pernos con tuerca

Dimensión	pulgada	mm	pulgada	mm	pulgada	mm	pulgada	mm	pulgada	mm	
D	1/4	6.35	5/16	7.94	3/8	9.53	1/2	12.7	1	25.4	
Dr	0.189	4.80	1/4	6.22	2/7	7.57	0.406	10.3	0.847	21.5	
F	7/16	11.1	1/2	12.7	9/16	14.3	3/4	19.1	1 1/2	38.1	
H	11/64	4.37	7/32	5.56	1/4	6.35	11/32	8.73	43/64	17.1	
T	L < 6	3/4	19.1	7/8	22.2	1	25.4	1 1/4	31.8	2 1/4	57.2
	L > 6	1	25.4	1 1/8	28.6	1 1/4	31.8	1 1/2	38.1	2 1/2	63.5

Nota: Datos tomados del AWC, adaptación propia.

Para las uniones de los elementos se utilizaron tornillos de carrocería (debido a la simplicidad de obtención en el mercado nacional), con un diámetro de 9.53 mm (3/8"). Éstos tienen un esfuerzo de fluencia de 379 MPa.

3.3 Propiedades geométricas del diafragma

Una vez definidas las propiedades de los materiales, detalles constructivos y más; es válido considerar al diafragma como un solo sistema con características y propiedades geométricas propias. En esta sección se mostrará el método de cálculo de dos propiedades geométricas necesarias para el cálculo de deformaciones. La primera consiste en el momento de inercia del sistema, la cual es requerida por la norma ASTM E455 para el cálculo de deformaciones debido a la flexión del diafragma visto como viga profunda; mientras que la segunda propiedad, es el módulo de rigidez aparente en cortante, utilizado en el segundo término de la ecuación de deformación del diafragma.

Momento de inercia del diafragma como sistema

Dado el sentido de aplicación de carga y la característica anteriormente mencionada en que el diafragma se comporta como viga profunda, tendiendo una sección en compresión y otra en

tracción, es necesario conocer el momento de inercia en el eje perpendicular al eje de aplicación de carga, y aplicar la ecuación frecuentemente utilizada,

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (21)$$

En la configuración estudiada, la inercia que se opone al movimiento es la que actúa alrededor del eje Z. En la Figura 38 se muestra dicha sección,

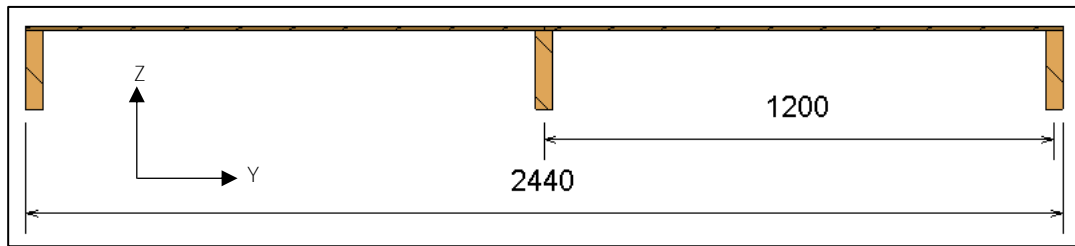


Figura 38. Sección que resiste el momento

Debido a que se tienen dos materiales distintos y que la inercia está compuesta por dos elementos (se desprecia el elemento de madera aserrada central), es necesario hacer una transformación de secciones por medio de los módulos de elasticidad y aplicar el teorema de ejes paralelos,

$$n = \frac{E_{ply}}{E_{aserrada}} = \frac{4200 \text{ MPa}}{10526.1 \text{ MPa}} = 0.399$$

Conociendo esto, transformando las secciones de madera aserrada en madera contrachapada y aplicando el teorema de ejes paralelos se obtiene la inercia mostrada en el Cuadro 14, que incluye los cálculos para determinarla.

Cuadro 14. Cálculos para inercia del diafragma

Elemento	Dist centroide	B	h	h*n	$I_{transformada}$	$A_{transformada}$	$A*d^2$	I
	mm	Mm	mm	mm	mm ⁴	mm ²	mm ³	mm ⁴
Madera contrachapada	0	2440	9.525	9.525	1.15E+10	2.32E+04	0.00E+00	1.15E+10
1	1199	41	183	73.018	4.19E+05	2.99E+03	4.30E+09	4.30E+09
2	1199	41	183	73.018	4.19E+05	2.99E+03	4.30E+09	4.30E+09
								2.01E+10

Se obtiene una inercia de 2.01E+10 mm⁴.

Módulo de rigidez de cortante aparente

El módulo de rigidez de cortante aparente es un término que depende de propiedades geométricas del diafragma y de un determinado esfuerzo (esfuerzo nominal). El término simplifica el cálculo de deformaciones uniendo los términos de deformación por cortante y deformación por deslizamiento de los clavos. Éste será retomado a posteriori para una mejor comprensión tanto del módulo de rigidez de cortante aparente, como de las ecuaciones de cálculo de deformaciones.

3.4 Diseño por carga gravitacional

Como en cualquier diseño estructural, los componentes principales de carga por gravedad se dividen en carga permanente y carga temporal. Dado que el diafragma aquí mostrado no es parte de una estructural real y durante su experimentación no fue cargado en la dirección de la gravedad, para su diseño se obvió el peso de elementos electromecánicos, acabados, cielo y demás elementos que añaden carga permanente a la estructura y se estimó su peso propio (15 kg/m²). En cuanto a la carga temporal, se asigna una carga para vivienda de 200 kg/m² según el CSCR 2010/14.

Dada la baja magnitud de carga permanente con respecto a carga temporal, se determina que la combinación de carga que rige es la [6-2] de CSCR 2010/14,

$$C_u = 1.2 CP + 1.6 f_R CT + 1.6 CE \quad (22)$$

Despreciando el factor de reducción, la carga de empuje y adicionando el factor de duración de carga se obtiene,

$$C_u = 1.5 CP + 2.0 CT$$

$$C_u = 1.2 (15) + 1.6 (200) = 422.5 \text{ kg/m}^2$$

Lo que equivale a 4145 N/m². Distribuyendo esta carga mediante un adecuado análisis estructural, se determinan los esfuerzos de cada pieza del diafragma y se procede según se muestra en la sección 2.2 para cada una de estas piezas. En el Apéndice B se muestra el diseño por gravedad para cada uno de los elementos.

3.5 Diseño por carga lateral

En la sección 2.5 se mostró el procedimiento para la elección del diafragma, así como la carga para cual se diseña. Como se mencionó, el procedimiento de diseño por sismo o viento consiste en la determinación de la carga lateral (por medio de un apropiado análisis estructural) y la selección del tipo de diafragma según las tablas 4.2 del SDPWS. Al ver al diafragma como una sección W (Figura 13), se debe determinar el esfuerzo que sufren las cuerdas (alas) y el panel (alma). Para el diseño del panel se compara el cortante aplicado con el cortante de diseño mostrado en el SDPWS. Mientras que para los esfuerzos en las cuerdas se obtiene el momento que sufre el elemento y utilizando el ancho del diafragma y equilibrio de fuerzas en la sección, se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión en las cuerdas. Seguidamente se muestra este procedimiento.

Como primer paso se determina la configuración del diafragma, apoyos y aplicación de la fuerza; dado a que el ensayo obedece a la norma ASTM E455, ésta indica que el espécimen debe estar cargado en los tercios y con apoyos en los extremos opuestos (uno de tipo articulado y otro tipo rodillo), como se muestra en la Figura 39.

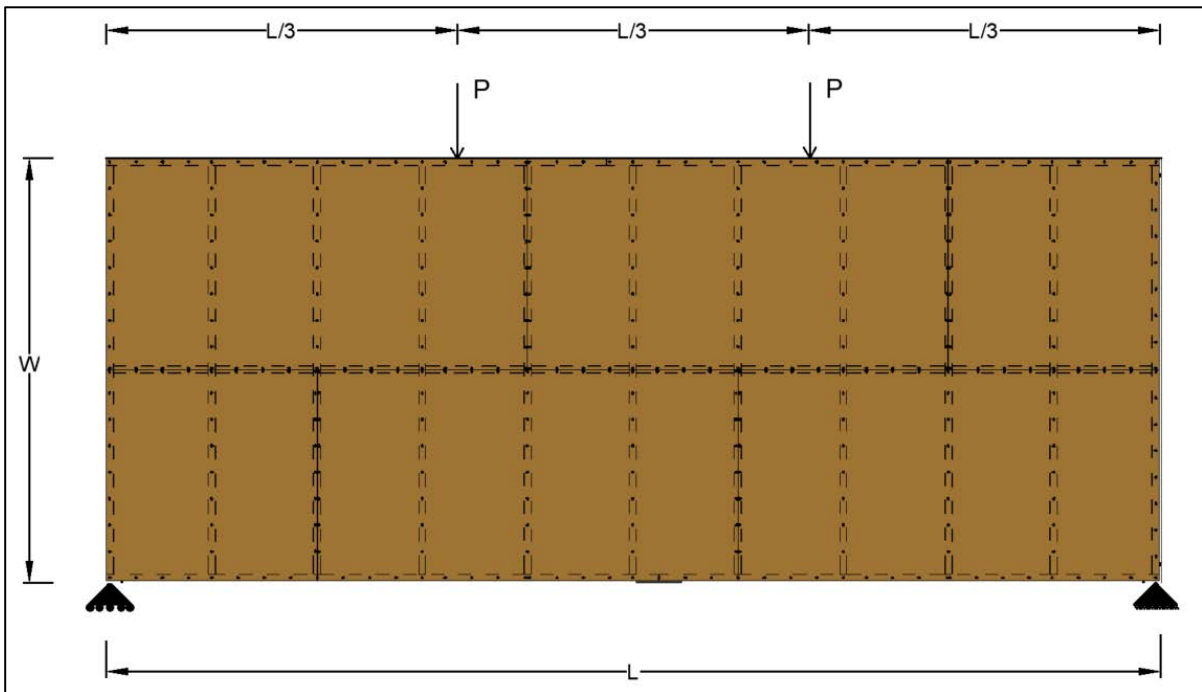


Figura 39. Configuración estructural

Posteriormente, haciendo uso de equilibrio externo se obtienen las reacciones en los apoyos R_A y R_B , ambas tienen un valor de P .

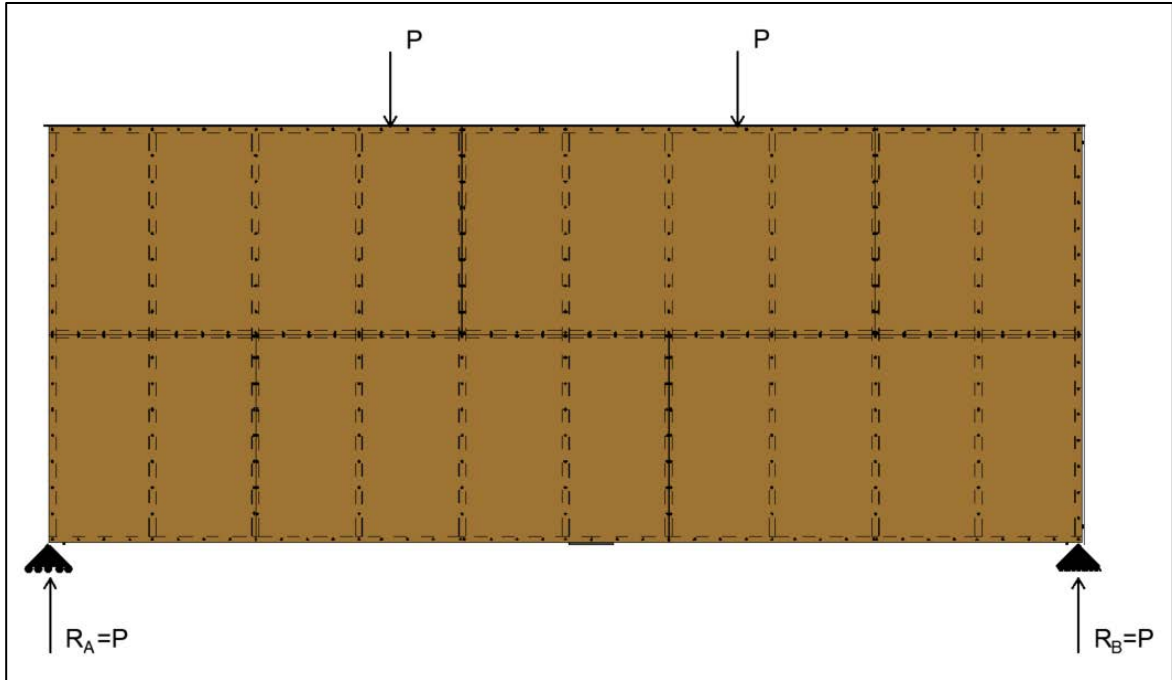


Figura 40. Equilibrio externo

Conociendo esto, se hace equilibrio interno en la sección con el fin de obtener los diagramas de cortante (Figura 41) y momento (Figura 42).



Figura 41. Cortante en el panel visto como sección W

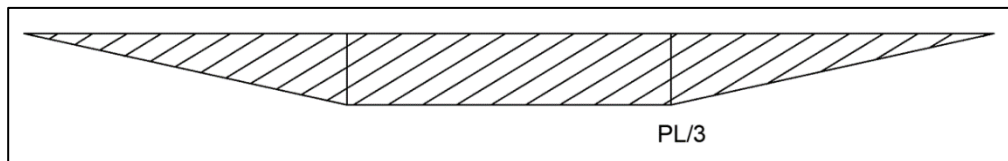


Figura 42. Momento en el panel visto como sección W

Conociendo el momento en la "sección", debe existir un par que permita el equilibrio. Si se observa la Figura 43, este equilibrio se genera mediante el par formado por C y T, de donde resulta la siguiente ecuación de equilibrio:

$$WC = M \text{ o } WT = M \quad (23)$$

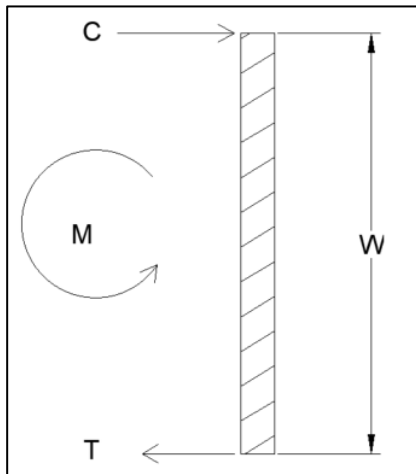


Figura 43. Equilibrio de la sección

Si en la ecuación anterior se sustituye el valor de M por el momento mostrado en la Figura 42, se obtiene la siguiente expresión,

$$P = C = \frac{PL}{3W} \quad (24)$$

De esta manera se obtiene la fuerza a la que se someten las cuerdas (Figura 44) debido a las cargas laterales P .

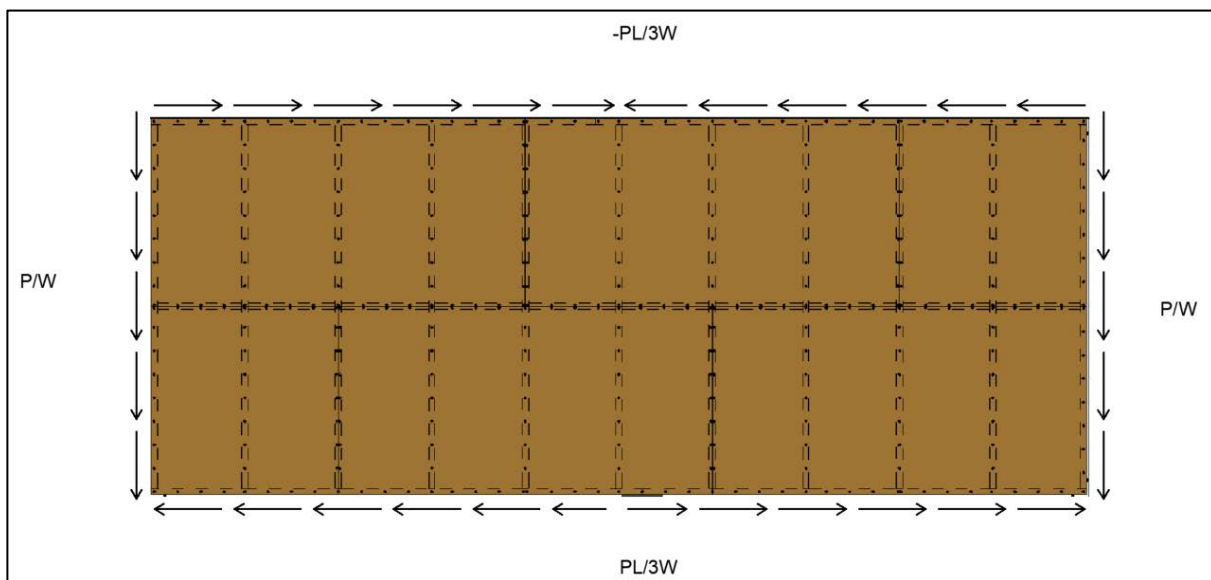


Figura 44. Fuerza en cuerdas y colectores

Hasta este punto, se conoce como distribuir las cargas en los elementos del diafragma. Como en este caso no se trabaja con una fuerza de diseño sino con una fuerza nominal obtenida de las tablas 4.2 del SDPWS, se procede a la inversa, y a partir de la fuerza nominal, se obtiene la carga P.

Conociendo que la resistencia nominal en cortante del diafragma es de 7.59 kN/m (520 lbf/ft), y que el factor de reducción para el diseño es de 0.8 entonces,

$$V' = \frac{V_w}{\phi_D} \quad (25)$$

Y

$$V_L = \frac{P}{W} \quad (26)$$

Entonces

$$V_w = \frac{P}{W\phi_D} \quad (27)$$

$$P = V_w W \phi_D$$

$$P = 7.59 \times 2.44 \times 0.8 = 14.8 \text{ kN}$$

Como no se trabaja con un diseño estructural aplicable, sino con un diseño para laboratorio, se debe obviar el factor de reducción por lo que el valor real de P se determina como,

$$P = V_w W$$

$$P = 7.59 \times 2.44 = 18.5 \text{ kN}$$

Conociendo el valor de P, se determina la tracción y compresión en las cuerdas y se revisa por medio del diseño estructural la capacidad de la madera,

$$T = C = \frac{PL}{3W}$$

$$T = C = \frac{18.5 \times 6.1}{3 \times 2.44} = 15.4 \text{ kN}$$

En cuanto a las deformaciones provocadas por la carga lateral, se determinan utilizando el cortante de diseño, propiedades geométricas de la sección e información de los conectores. Existen dos ecuaciones para el cálculo de deflexiones, la ecuación clásica o ecuación de cuatro términos y la ecuación de tres términos o ecuación simplificada. Seguidamente se muestra ambas formas de ecuación. El AWC hace el cambio a la ecuación simplificada a partir del 2008, sin embargo, el *International Building Code* (IBC) del 2018 mantiene el uso de la ecuación de cuatro términos.

Los términos incluidos en la ecuación de cuatro términos representan en el orden en que aparecen; deformación debido a flexión, deformación debido a cortante, deformación debido al deslizamiento de los clavos y deformación debido a las conexiones (placas de unión en cuerdas), y se muestra seguidamente,

$$\delta_{Dia} = \frac{5vL^3}{96EAW} + \frac{vL}{4G_v t_v} + \frac{Le_n}{1627} + \frac{\sum(\Delta_c x)}{2W} \quad (28)$$

Donde,

v = cortante unitario aplicado [N/mm]

L = longitud del diafragma [mm]

E = módulo de elasticidad de las cuerdas [MPa]

A = área transversal de las cuerdas [mm]

W = ancho del diafragma [mm]

G_v = módulo de rigidez en cortante del panel [N/mm²]

t_v = espesor del panel [mm]

e_n = deslizamiento de los clavos [mm]

Δ_c = deformación debido al cortante en uniones de la cuerda [mm]

X = distancia desde la unión de la cuerda hasta el apoyo [mm]

La ecuación simplificada es muy similar a la ecuación clásica, sin embargo, une los términos de cortante y desplazamiento de los clavos en una sola expresión, surgiendo el término de rigidez aparente en cortante (G_a). La ecuación simplificada incluye; deformación debido a

flexión, deformación debido al cortante y deslizamiento de los clavos y deformación debido a las conexiones,

$$\delta_{Dia} = \frac{5vL^3}{96EAW} + \frac{vL}{4G_a} + \frac{\sum(\Delta_c x)}{2W} \quad (29)$$

Donde,

v = cortante de diseño [N/mm]

L = longitud del diafragma [mm]

E = módulo de elasticidad de las cuerdas [MPa]

A = área transversal de las cuerdas [mm]

W = ancho del diafragma [mm]

G_a = módulo de rigidez de cortante aparente [N/mm]

Δ_c = deformación debido al cortante en uniones de la cuerda [mm]

X = distancia desde la unión de la cuerda hasta el apoyo [mm]

La simplificación entre ecuaciones obedece al siguiente criterio:

“La distribución de fuerzas de corte en un diafragma está en función del patrón de colocación y clavado de los paneles en el marco. Es por esto que la deformación debido al cortante en un diafragma de madera interrelaciona el cortante en el panel, el patrón de clavado, la relación carga deslizamiento del clavo **y el diseño general del panel.**” (American Wood Council, 2007)

El AWC permite el uso de cualquiera de las dos ecuaciones para el cálculo de deflexiones, y deja en claro que los resultados entre las mismas no son exactamente iguales, pero la diferencia es pequeña y suele no afectar en el diseño. A pesar de que en la siguiente sección se explica la determinación de los valores utilizados en las ecuaciones de deformación, en este punto se desea ejemplificar la diferencia entre las ecuaciones mediante el cálculo para el cortante de diseño.

$$\delta_{Dia1} = \frac{5 \times 7.59 \times 6100^3}{96 \times 10522.5 \times 7503 \times 2440} + \frac{7.59 \times 6100}{4 \times 262.6 \times 9.53} + \frac{1.4 \times 6100}{1627} + \frac{0.8 \times 2900}{2 \times 2440} = 10.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{Diaz} = \frac{5 \times 7.59 \times 6100^3}{96 \times 4200 \times 7503 \times 2440} + \frac{7.59 \times 6100}{4 \times 1041.2} + \frac{0.8 \times 2900}{2 \times 2440} = 12.1 \text{ mm}$$

En este punto es válido retomar el módulo de rigidez de cortante aparente. Es el término que permite la interrelación entre ecuaciones de deformación de tres y cuatro términos, y para unidades del SI, se determina con la ecuación que resulta de igualar el segundo y tercer término de la ecuación de cuatro términos con el segundo término de la ecuación de tres términos, resultando la siguiente ecuación.

$$G_a = \frac{1627v_{ASD}}{\frac{1627v_{ASD}}{G_v t_v} + 4e_n} \quad (30)$$

Donde,

G_a = módulo aparente de rigidez en cortante [N/mm]

v_{ASD} = 0.7 por el cortante nominal para sismo [N/mm]

G_v = módulo de rigidez en cortante [N/mm²]

t_v = espesor del panel [mm]

e_n = deslizamiento de los clavos para v_{ASD} [mm]

Sustituyendo los términos en la ecuación (30) se obtiene,

$$G_a = \frac{1627v_{ASD}}{\frac{1627v_{ASD}}{G_v t_v} + 4e_n} = \frac{1627 \times 0.7 \times 5.40}{\frac{1627 \times 0.7 \times 5.40}{262.6 \times 9.53} + 4 \times 0.861} = 1042 \text{ N/mm}$$

3.6 Instrumentación

Finalmente, para el control y desarrollo del ensayo es vital conocer los instrumentos que registran la aplicación de carga y medición de desplazamientos. Siguiendo la norma ASTM E455, el montaje es el idéntico al mostrado en la Figura 45, teniendo dos puntos de aplicación de carga y cinco puntos para medición de deformaciones.

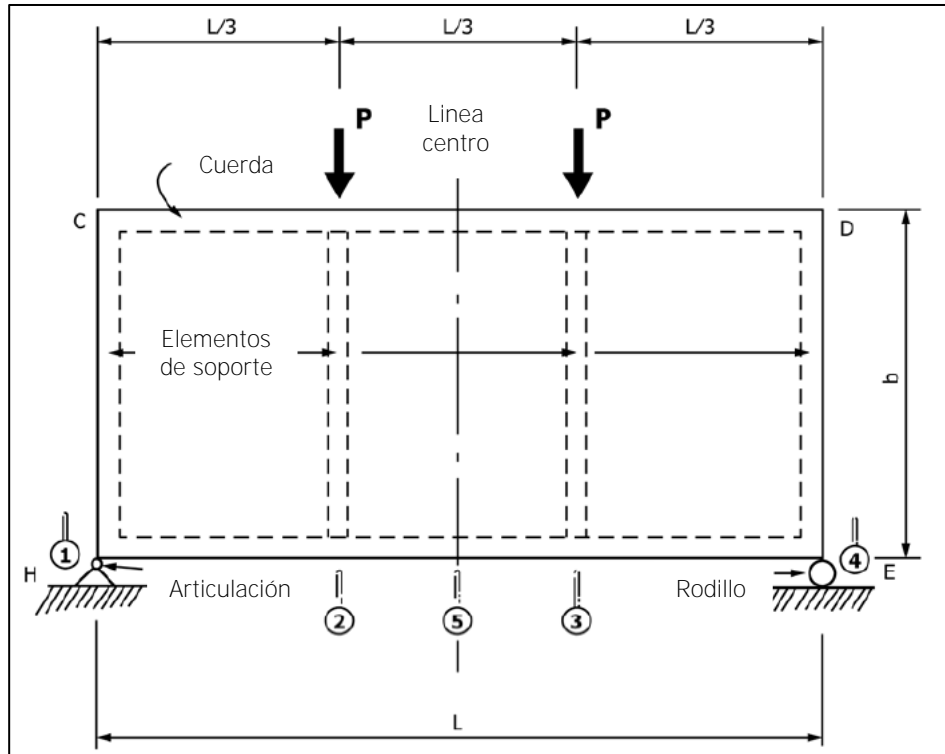


Figura 45. Montaje experimental
Tomado de: ASTM E455

En cuanto a la aplicación de carga P , se realiza mediante un gato hidráulico, el cual tiene una capacidad máxima de 490 kN y una barra de transferencia de carga (sección W), se utilizó secciones de tubo cuadrado de acero (sólidas) para simular los dos puntos de carga, intentando siempre que el equilibrio entre cargas P y reacciones en los apoyos se cumpla. Se requiere de cinco LVDT para el registro de desplazamientos en los apoyos y en ciertos puntos de control: los tercios (puntos de aplicación de carga) y la parte central de la cuerda. Como la madera contrachapada representa el diafragma, es de interés conocer los desplazamientos en este mismo material, por lo tanto, los LVDT se colocan de tal forma que registren las deformaciones en los paneles de madera contrachapada. Adicionalmente, se coloca en el apoyo tipo rodillo (por simplicidad) una celda de carga que permite conocer la fuerza que recibe dicho apoyo, y por medio de equilibrio se determina la fuerza que recibe el apoyo articulado.

El procedimiento de carga obedecerá a la norma ASTM E455 y se resume en las siguientes líneas:

La carga se aplica de forma que no se alcance la carga última teórica durante los primeros 10 minutos de la prueba. Antes de alcanzar la carga última se debe tomar al menos 10 mediciones de carga vs deformación (rango elástico). Cada vez que se descargue el diafragma se debe esperar al menos 5 minutos antes de aplicar la siguiente historia de carga.

- Velocidad de carga para el ensayo 37.0 kN/10 min o 3.70 kN/min.
- Se carga el diafragma durante 3 min y 20 s hasta alcanzar 1/3 de la carga esperada equivalente a 12.3 kN. Posteriormente, se descarga de forma casi inmediata con una contracción del gato hidráulico y se deja reposar por 5 min.
- Se carga el diafragma durante 6 min y 40 s hasta alcanzar 2/3 de la carga de diseño equivalente a 24.7 kN. Posteriormente se descarga de forma similar y se deja reposar por 5 min.
- Finalmente, se procede con la carga final o carga máxima esperada, y se aplica la velocidad previamente establecida. Alcanzada esta carga, la velocidad de carga pasa de carga en el tiempo a deformación en el tiempo, con el fin de prever la falla y que la misma no sea abrupta.

4. CAPÍTULO. EXPERIMENTACIÓN

4.1 Determinación de propiedades físicas de los materiales

Las propiedades físicas reales de los materiales utilizados son de suma importancia; el conocimiento de estos datos es vital para el proceso de diseño ya que varios factores, resultados y valores de capacidad cambian generalmente ante humedades mayores de 19 %. Es por esto por lo que se verifica la información de la ficha técnica en cuanto a contenido de humedad y densidad de la madera aserrada y la madera contrachapada.

En cuanto a la madera aserrada, el proveedor indica que el contenido de humedad se encuentra entre 12 % y 15 %. De manera experimental (norma ASTM D2395), se determina que la humedad en la madera aserrada es de 12.5 % y la densidad es de 590 kg/m³. Mientras que, para la madera contrachapada, se determina que el contenido de humedad es de 11.4 % y su densidad es de 465 kg/m³.

4.2 Implementación de ensayo para carga lateral

El ensayo se realizó según el procedimiento que se indica en la norma ASTM E455, sin embargo, ésta no incluye indicaciones sobre el ensamblaje práctico del ensayo, por lo tanto, esta sección pretende establecer los lineamientos, orden y características importantes del procedimiento.

Debido a las dimensiones de los especímenes a fallar, es necesario hacer uso de aproximadamente la mitad del área del piso fuerte del LanammeUCR, además del muro rígido para la colocación del gato hidráulico. En la Figura 46 se muestra la ubicación del espécimen con respecto al área disponible para el ensayo.

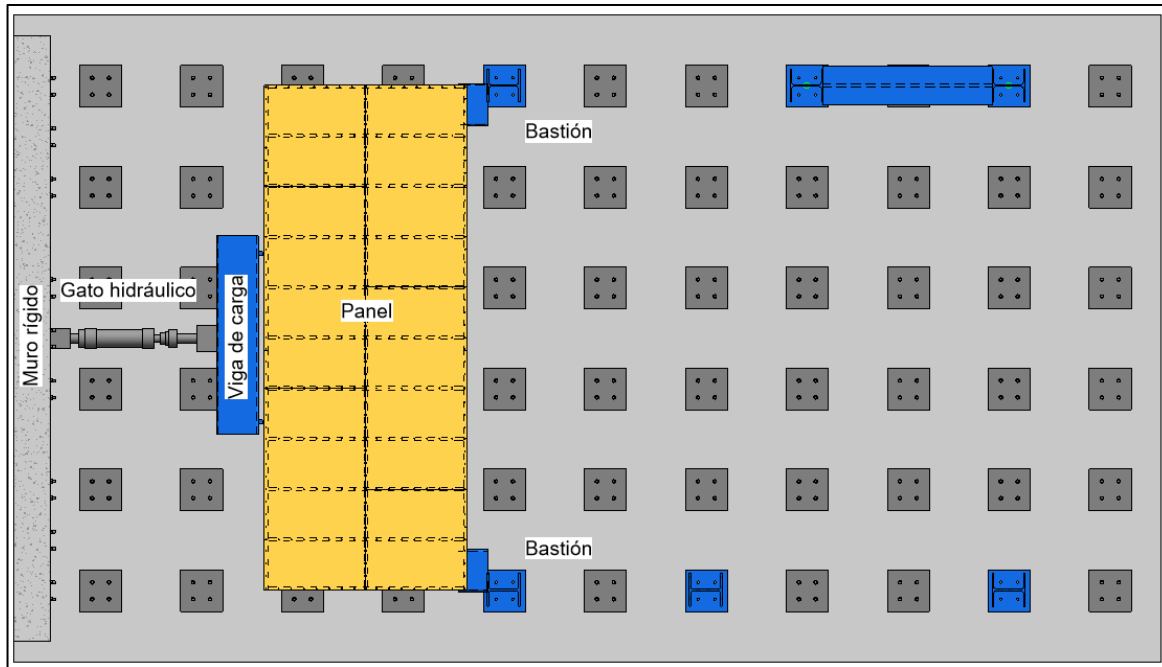


Figura 46. Planta de piso fuerte

La figura anterior muestra únicamente un espécimen. Los otros especímenes se colocaron y trabajaron en el resto del área disponible en el laboratorio.

El ensamblaje para la experimentación consistió en el siguiente procedimiento:

- Colocación del gato hidráulico en la posición necesaria con sus respectivas placas atornilladas.
- Colocación de los bastiones en la posición necesaria. Siguiendo el esquema previamente realizado, es necesario ajustar al máximo los tornillos que conectan el bastión al piso, para evitar que queden flojos y se den movimientos.
- Colocación de la viga de carga en el gato hidráulico, haciendo uso de prensas para su fijación con la placa.
- Colocación de cuatro rieles a donde se apoya el espécimen. Estos rieles deben tener la menor área de contacto posible con la madera aserrada. Además, en las áreas de contacto se utilizan piezas de plástico (plástico de cubetas) cubiertas con grasa para reducir la fricción.
- Colocación de especímenes sobre los rieles. Para esto se utiliza la grúa viajera con dos eslingas colocadas aproximadamente a los tercios de los diafragmas.
- Una vez acomodado el espécimen, se marcan los puntos de carga, y se sueldan las secciones de tubo que transmitirán las cargas puntuales del gato hidráulico al diafragma.

También se suelda a los bastiones las secciones que se servirán como apoyo. Para las primeras se debe utilizar tubo rectangular con sección transversal sólida de 20 mm x 20 mm y longitud de 300 mm, resultando un área de contacto en cada punto de carga de 6000 mm², mientras que para los apoyos se debe aumentar el ancho de la sección a 20 mm x 40 mm y se disminuir la longitud a 200 mm, resultando un área de contacto de 8000 mm². De la Figura 47 a la 50 se muestran las secciones utilizadas.



Figura 47. Sección transversal en punto de carga



Figura 48. Longitud de aplicación de carga en punto de carga



Figura 49. Sección transversal en apoyo



Figura 50. Longitud de aplicación de carga en apoyo

- Para la simulación del apoyo tipo articulación, se utiliza un tubo HSS al que se añaden placas que restringen el movimiento en x y en y, mientras que, para el apoyo tipo rodillo, se utiliza la celda de carga junto a una sección rectangular que restringe únicamente el movimiento en y. Las Figuras 51 y 52 muestran ambos apoyos. Debido a que la sección no se puede soldar a la celda de carga, la misma debe sujetarse manualmente durante el inicio del ensayo, hasta que la misma se sujete por medio de la fricción.



Figura 51. Apoyo articulado



Figura 52. Apoyo tipo rodillo

- Finalmente, se colocan y calibran todos los LVDT que miden el desplazamiento. En los apoyos, éstos se extienden en lugar de contraerse (medición negativa), sin embargo, para facilitar el análisis y toma de datos, durante la calibración se asigna una convención de signos opuesta, por lo que la medición de todos los resultados tiene una misma dirección que coincide con el desplazamiento del sistema, tomando esta como positiva.

Definido lo anterior, se continúa con el procedimiento de carga indicado por la norma ASTM E455 y la toma de datos.

5. CAPÍTULO. RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1 Resultados de diafragmas entramados

Como se mencionó anteriormente, se trabaja con tres especímenes distintos por cada tipo de diafragma, con el fin de obtener variabilidad y comparación entre los datos, así como asegurar la obtención de resultados certeros en al menos uno de los especímenes ensayados. Se comenta que, con los primeros dos especímenes hubo problemas en los puntos de carga y apoyos (falla local). Además, al fallar el segundo espécimen, uno de los apoyos se movió por lo que no se logró la obtención completa de resultados. A pesar de esto, todos los diafragmas alcanzaron valores de carga esperados y datos válidos para sus respectivos análisis. Los tres diafragmas son idénticos y se diseñaron según se indicó en la sección 3.5. La carga esperada es de 37.0 kN y la deflexión teórica en el centro del claro es de 12.0 mm.

En el Cuadro 15 se muestran los resultados de los diafragmas entramados. Se incluye los valores de carga aplicada al sistema (F), cargas en los apoyos (P_{Rodillo} y $P_{\text{Articulación}}$), esfuerzo de cortante máximo soportado por el diafragma (S_u), módulo de rigidez de cortante aparente (G') y deformación experimental y teórica ($\Delta_{\text{Experimental}}$ y $\Delta_{\text{Teórico}}$). Conocer los resultados ante la carga de sismo es importante debido a que el módulo de rigidez de cortante aparente se determina para dicho valor, además, los diafragmas se diseñaron para carga de viento, por lo tanto, es importante comparar los valores en este punto y en el punto de máxima carga. Los valores de S_u , G' y $\Delta_{\text{Experimental}}$, allí mostrados, se determinaron según lo indica la norma ASTM E455.

Cuadro 15. Resultados de diafragmas entramados

Elemento	Tipo de carga nominal	$F_{\text{Experimental}}$	P_{Rodillo}	$P_{\text{Articulación}}$	S_u	G'	$\Delta_{\text{Experimental}}$	$\Delta_{\text{Teórico}}$
		kN	kN	kN	kN/m	N/mm	mm	mm
Diafragma 1	Sismo	26.4	9.5	16.9	6.92	2439.0	5.00	8.72
	Viento	37.1	13.2	23.9	9.78	2068.2	8.18	12.1
	Máximo	43.8	15.5	28.2	11.6	1814.5	10.9	14.2
Diafragma 2	Sismo	26.4	12.6	13.8	5.64	2541.2	4.82	8.71
	Viento	37.1	18.6	18.5	7.61	2829.6	8.70	12.1
	Máximo	46.5	23.5	23.0	9.64	4005.2	14.7	15.0
Diafragma 3	Sismo	26.4	13.4	12.9	5.50	2134.9	5.64	8.71
	Viento	37.1	19.0	18.1	7.79	1788.6	9.35	12.1
	Máximo	52.6	27.1	25.4	11.1	1433.3	16.3	16.9

Diafragma 1

Con el primer espécimen (D1) se logró alcanzar una carga máxima en el gato hidráulico de 43.8 kN. Para llegar a esta carga, el gato se desplazó 26.4 mm. Con la lectura de la celda de carga, se pudo determinar la fuerza recibida por el apoyo tipo rodillo y mediante equilibrio estático determinar la carga recibida por la articulación.

En la Figura 53 se muestra el comportamiento del espécimen 1. Se puede apreciar los tres ciclos de carga y descarga correspondientes a 1/3, 2/3 y 3/3 de la carga esperada. Estos ciclos se visualizan mejor en la Figura 54, en la cual se grafica carga contra tiempo, desde un inicio en 0 s hasta un final cercano a los 1800 s. Se puede notar que, durante los ciclos de carga, las líneas de articulación y rodillo (gris y naranja respectivamente) se separan, provocando que el apoyo articulado reciba cerca de 40 % más carga que el rodillo, fenómeno que se analizará más adelante.

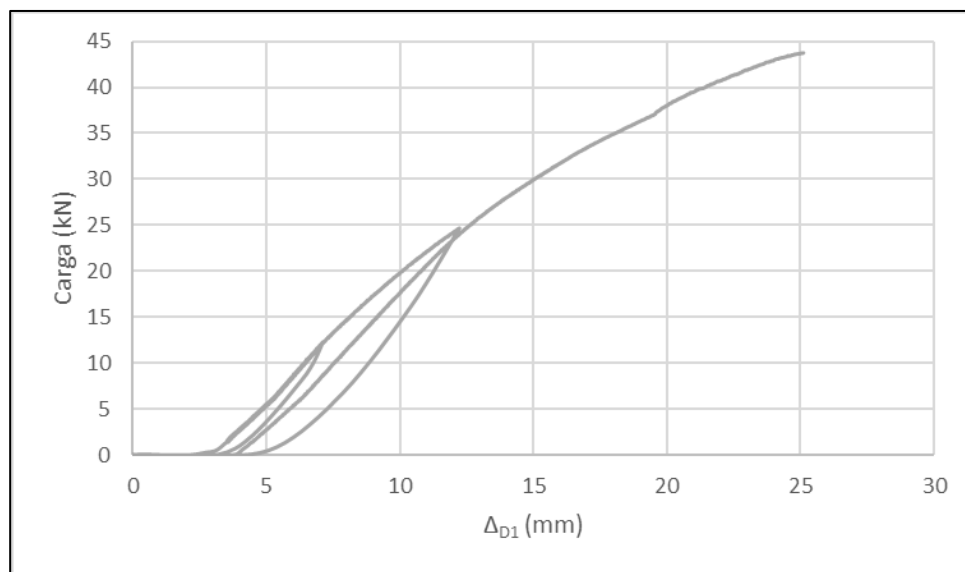


Figura 53. Carga vs desplazamiento del gato hidráulico en D1

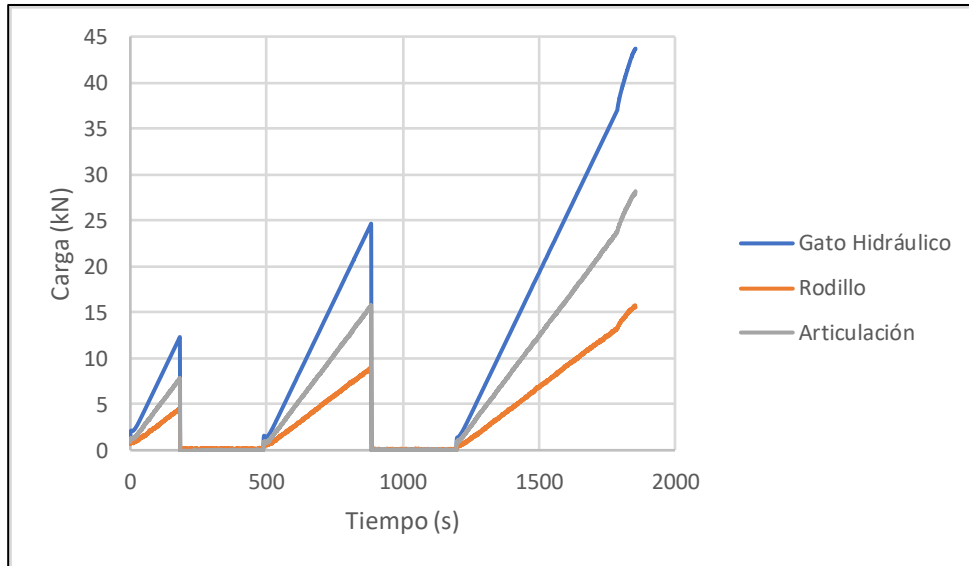


Figura 54. Carga vs tiempo en D1

De la medición de deformaciones se obtiene que el diafragma tuvo una deformación experimental de 10.9 mm para la fuerza máxima. En la Figura 55 se puede observar el diagrama de carga contra deformación medido en el ensayo. Además, en la Figura 56 se grafican las curvas de carga vs deformación experimental y teóricas (ecuación de tres términos) para el último ciclo de carga. En esa figura se indican las deformaciones correspondientes a carga nominal de sismo y viento que corresponden a 5.00 mm y 8.18 mm respectivamente, al compararse con las deformaciones teóricas de 8.72 mm y 12.1 mm respectivamente. Las primeras son menores que las últimas.

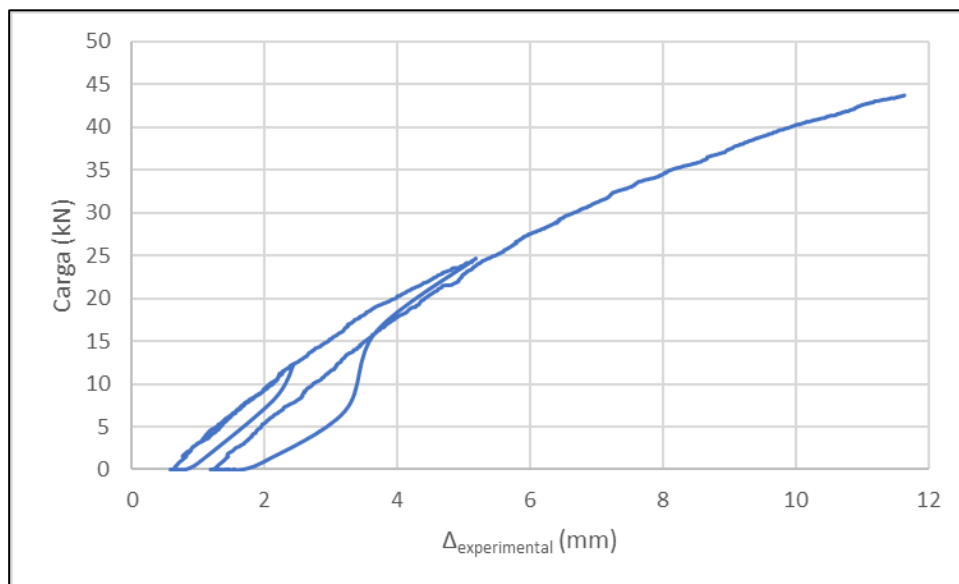


Figura 55. Carga vs deformación experimental D1

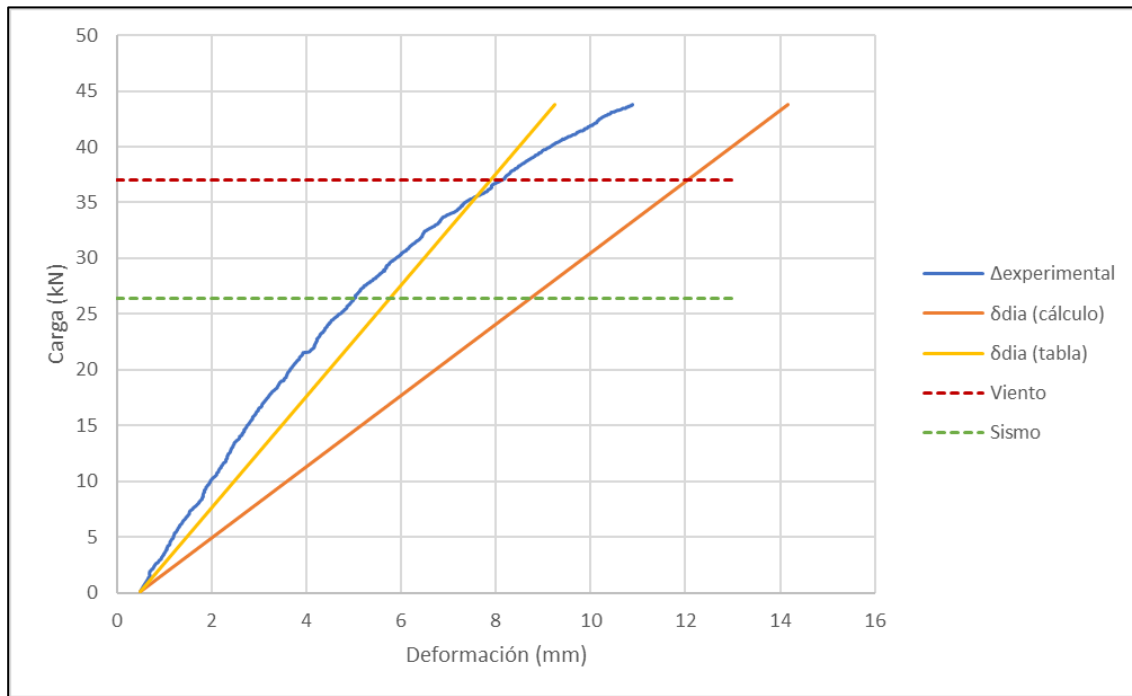


Figura 56. Carga vs deformación D1

Diafragma 2

El segundo espécimen (D2) alcanzó una carga máxima de 46.5 kN antes de llegar a la falla. Para llegar a esta carga, el gato hidráulico se desplazó 27.9 mm. Durante el tercer ciclo de carga, se presentó un inconveniente no previsto, ya que el bastión en el que se colocó el apoyo articulado se reacomodó y se desplazó aproximadamente 9.66 mm, provocando que los LVDT se desacomodaran e incluso salieran del plano de medición, perdiendo los datos válidos de deformación a partir de este punto.

En la Figura 57 se muestra el comportamiento del espécimen, en ella se puede apreciar los tres ciclos de carga y descarga correspondientes a 1/3, 2/3 y 3/3 de la carga de nominal. Además, se observa un desplazamiento importante del gato hidráulico ante una carga casi constante, correspondiente al momento de desplazamiento del bastión.

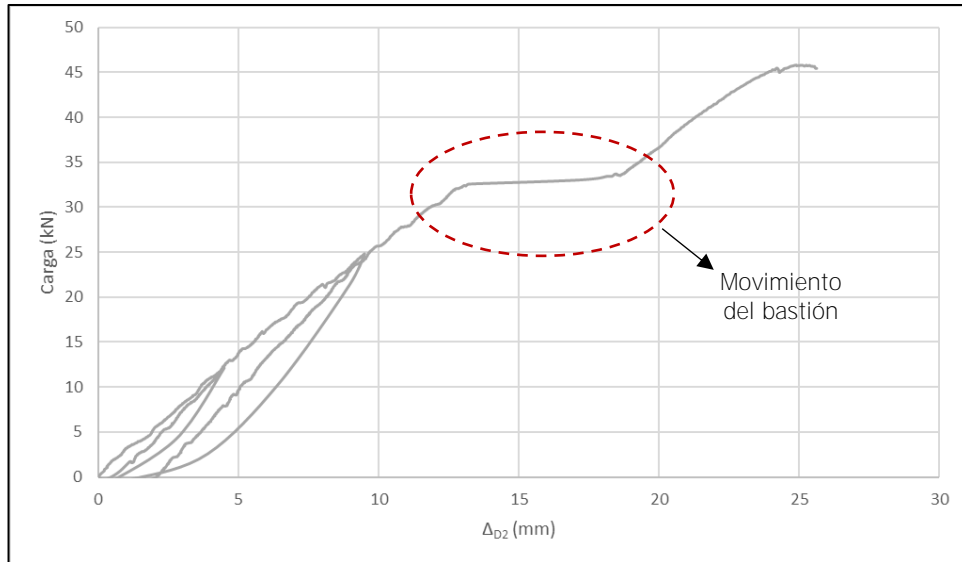


Figura 57. Carga vs desplazamiento en gato hidráulico D2

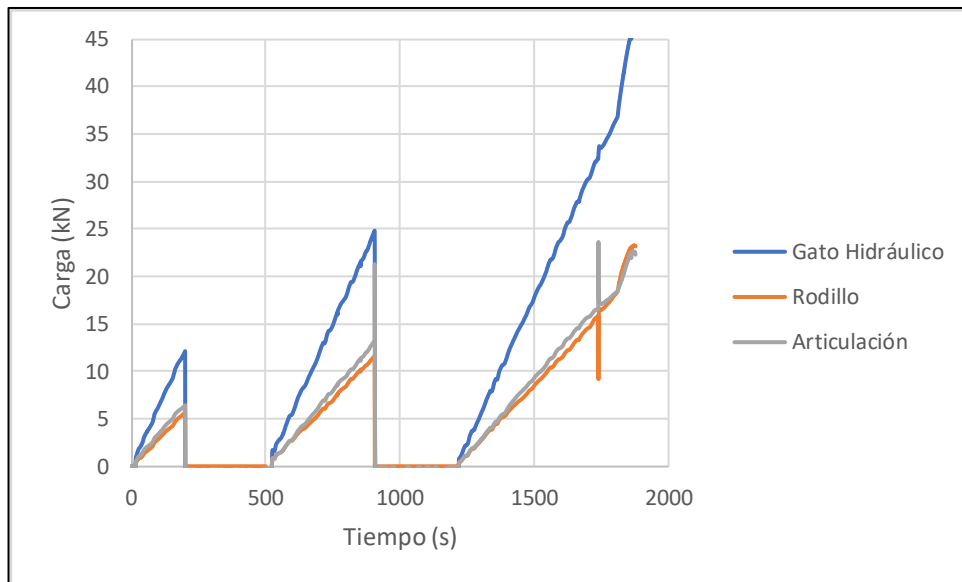


Figura 58. Carga en el tiempo D2

En la Figura 59 se observa la deformación del diafragma ante un aumento de carga, se puede observar que, en el tercer ciclo de carga, cuando ésta se aproxima a 32.4 kN, se pierde la tendencia de deformaciones. En este punto la deformación real es de 7.16 mm mientras que la teórica es de 10.5 mm (Figura 60). Es en este punto en el que el bastión se desplaza y se pierden las mediciones. Este desplazamiento coincide con lo observado en la Figura 57. Se intentó recuperar los datos faltantes mediante ajuste geométricos, intentando revertir el movimiento del sistema, suma y resta de desplazamientos, pero no se logró obtener resultados lógicos para después del movimiento. Sin embargo, en la Figura 60 se grafica la tendencia de

deformaciones, con el fin aproximar la información faltante, rescatando que para el caso de carga de viento la deformación es aproximadamente de 8.70 mm y para el caso de carga máxima la deformación aproximada es de 14.7 mm.

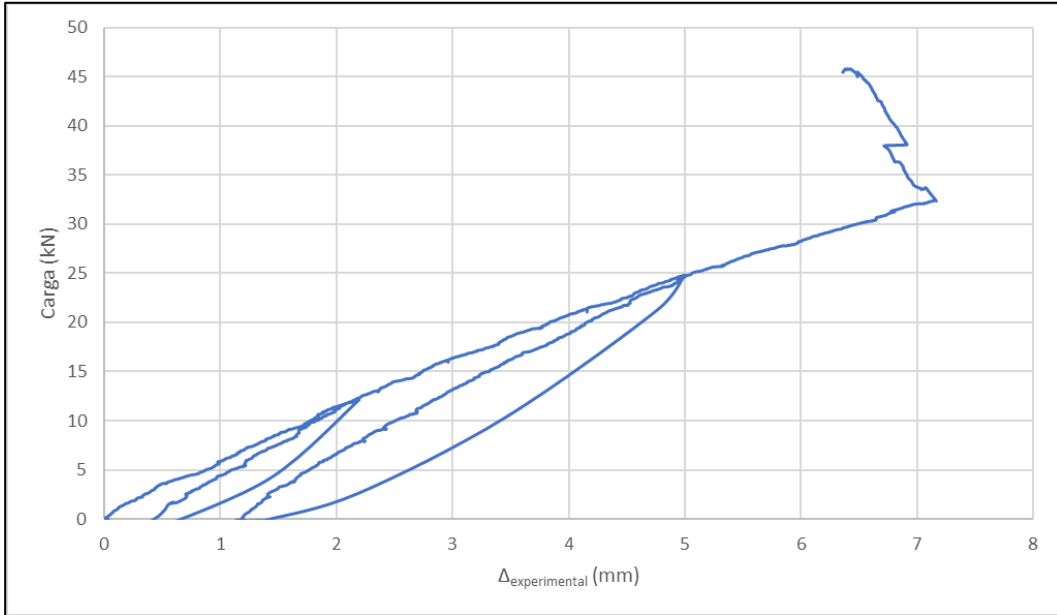


Figura 59. Carga vs deformación real D2

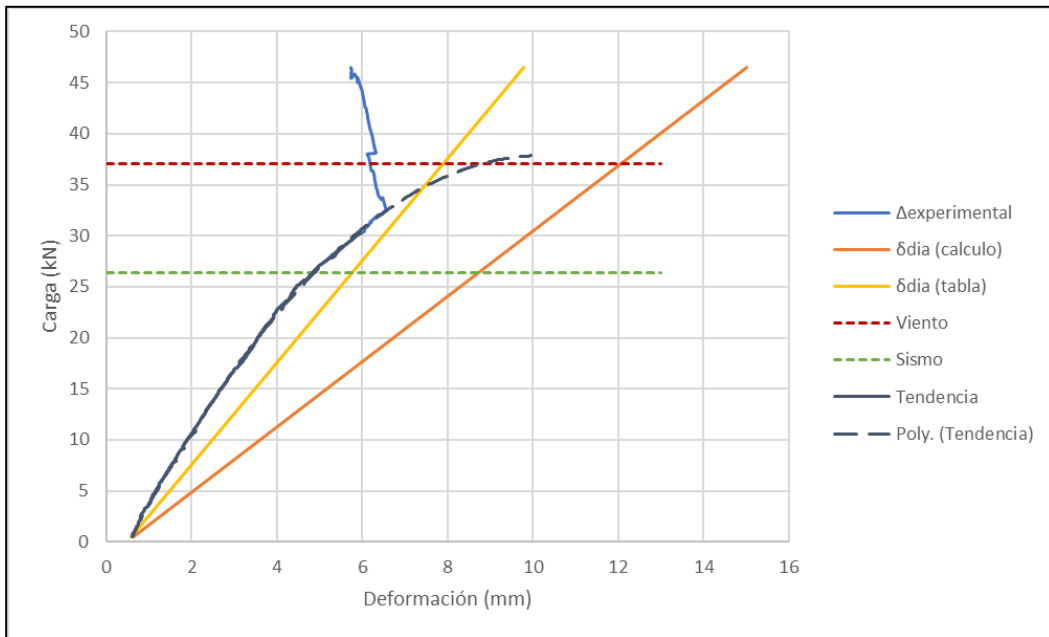


Figura 60. Carga vs deformación D2

Diafragma 3

El último espécimen (D3) se comportó mejor que los dos anteriores, debido a un conjunto de errores tanto en la construcción del espécimen como en la implementación del ensayo, los cuales se corrigen gracias al aprendizaje de los ensayos anteriores. Este diafragma llegó a una carga máxima de 52.6 kN, para llegar a esta carga, el gato hidráulico se desplazó 26.4 mm. La lectura de la celda de carga indica que, si bien, la distribución de cargas en el sistema no es exacta, las reacciones en los apoyos se comportaron de manera esperada durante todo el ensayo.

En la Figura 61 se muestra el comportamiento del espécimen, en ella se pueden ver los ciclos de carga, el valor de carga máxima y su respectivo desplazamiento. No existe interrupción ni saltos en el procedimiento de carga, la gráfica es más uniforme y constante.

La Figura 62 muestra la historia de carga en el tiempo, esta figura denota claramente que la distribución de carga en el sistema es bastante pareja, ambos apoyos experimentan fuerzas prácticamente iguales y cercanas a las reacciones teóricas.

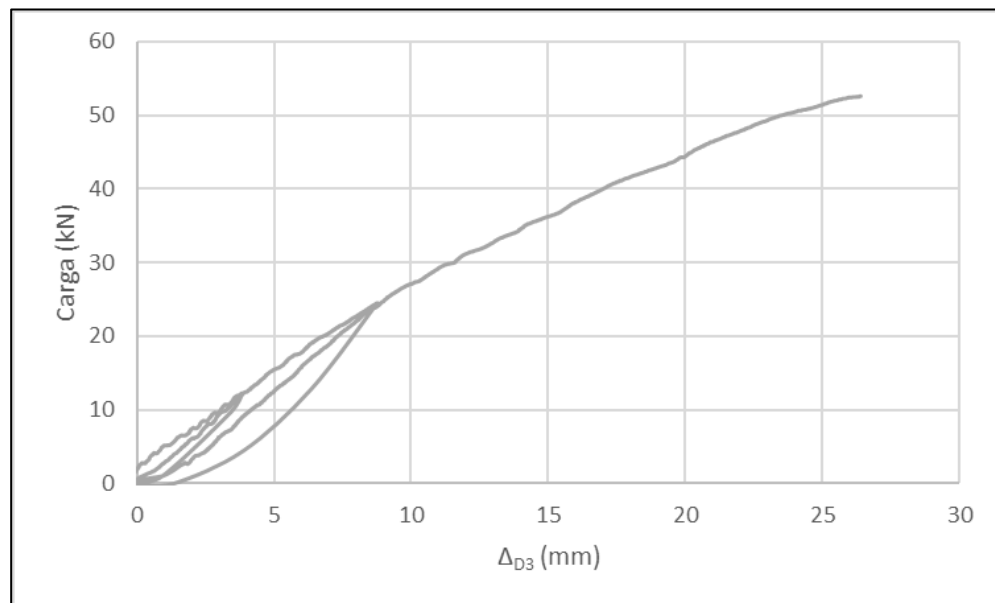


Figura 61. Carga vs desplazamiento en gato hidráulico D3

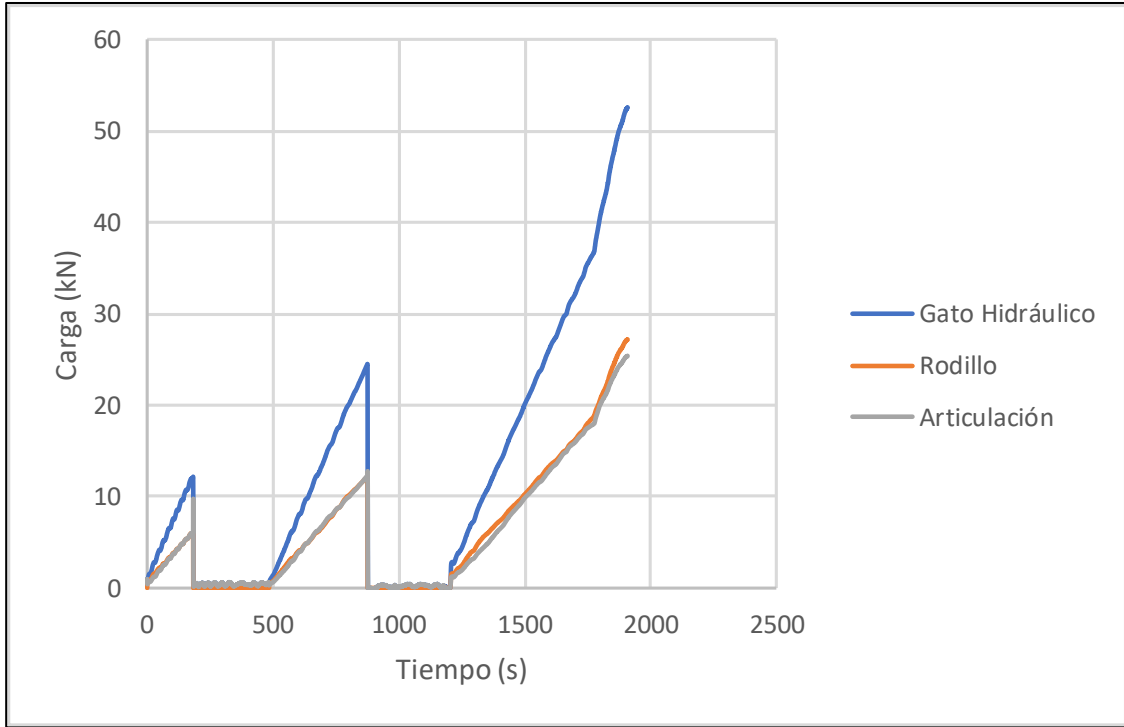


Figura 62. Carga en el tiempo D3

El diafragma tuvo una deformación máxima experimental de 16.3 en centro del claro. La Figura 63 muestra el comportamiento de las deformaciones ante la aplicación de carga, además, la Figura 64 muestra las curvas teóricas de deformación con respecto a la carga.

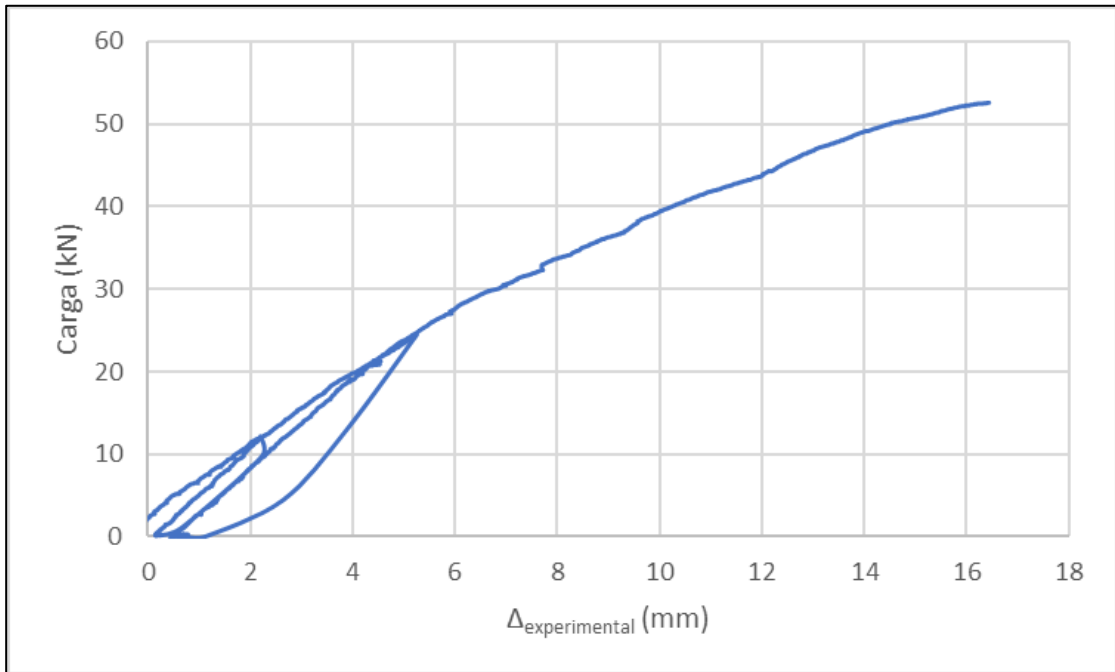


Figura 63. Carga vs deformación real D3

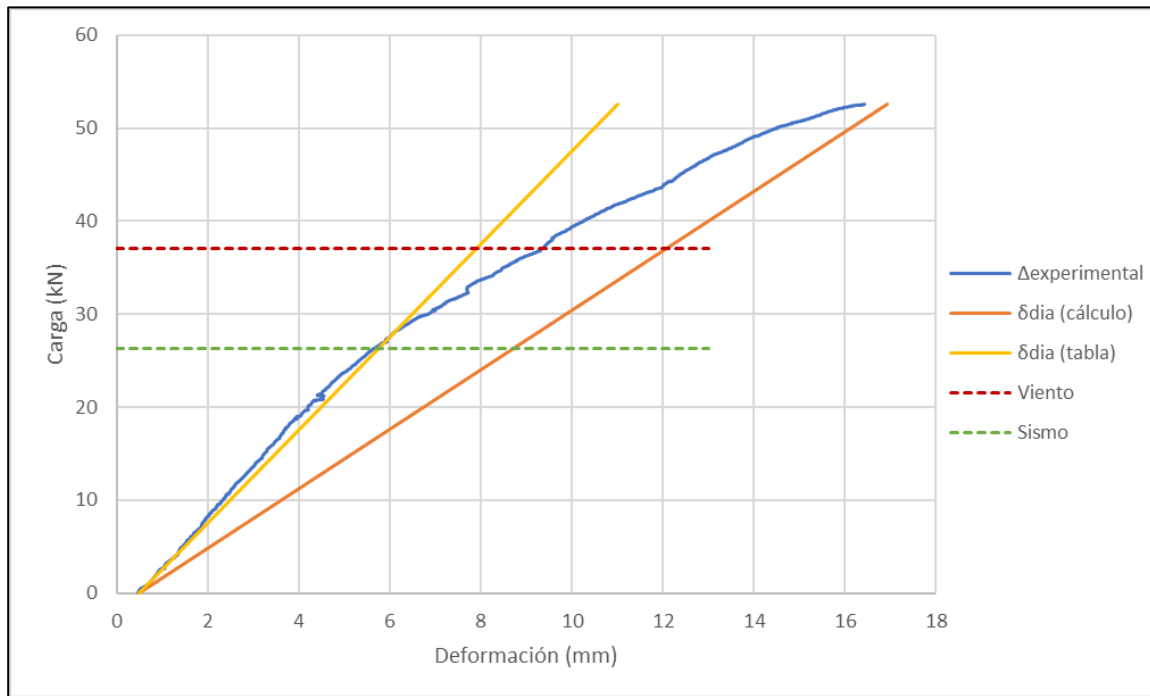


Figura 64. Carga vs deformación D3

5.2 Resultados de diafragmas no entramados

De la Figura 65 a la 70 se muestran los gráficos de mayor importancia para diafragmas no entramados, según los datos tomados por el estudiante Daniel Sánchez Hernández durante su primera etapa de experimentación en el 2017 y durante su segunda etapa en el 2019. Se debe destacar que para los primeros dos diafragmas se utilizó dos gatos hidráulicos para la aplicación de carga, mientras que para el tercero se utilizó únicamente un gato y la viga de carga usada en los diafragmas entramados. La tercera construcción y falla se hizo en paralelo con los diafragmas entramados, por lo que el ensamblaje fue similar y las pruebas únicamente variaron en que este diafragma carece de entramado.

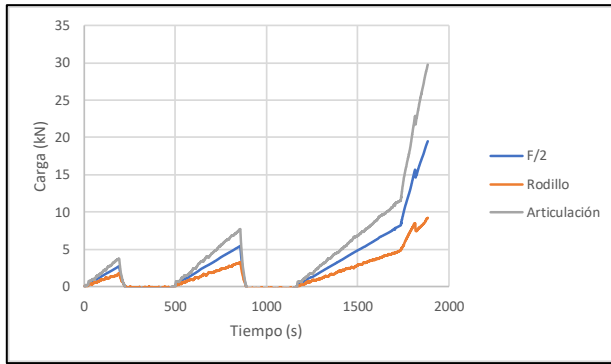


Figura 65. Distribución hipotética de carga en diafragma no entramado 1

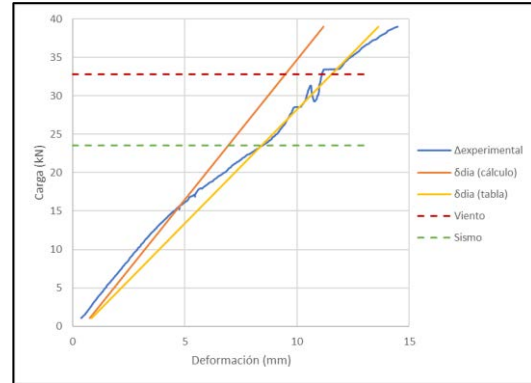


Figura 66. Carga vs deformación no entramado 1

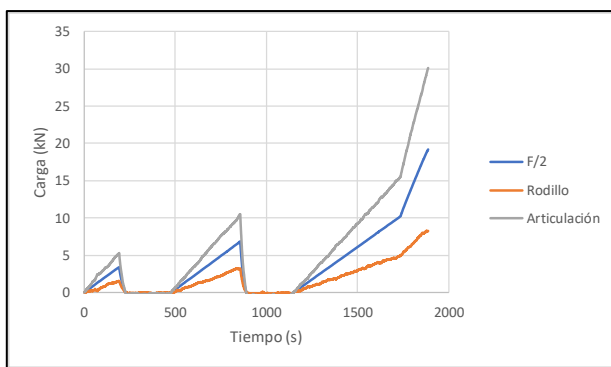


Figura 67. Distribución hipotética de carga en diafragma no entramado 2

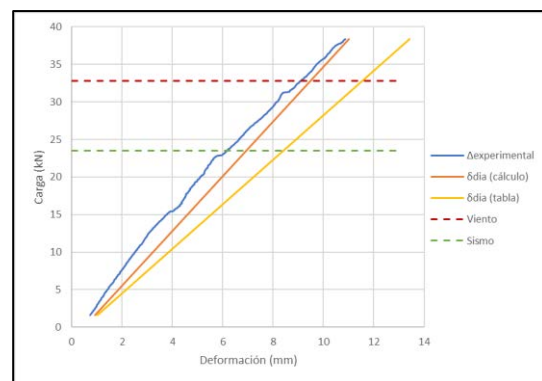


Figura 68. Carga vs deformación no entramado 2

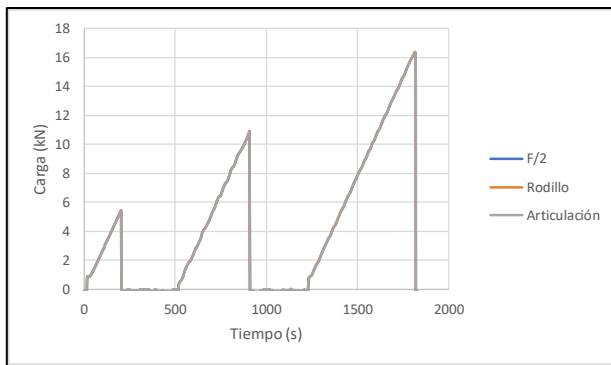


Figura 69. Distribución hipotética de carga en diafragma no entramado 3

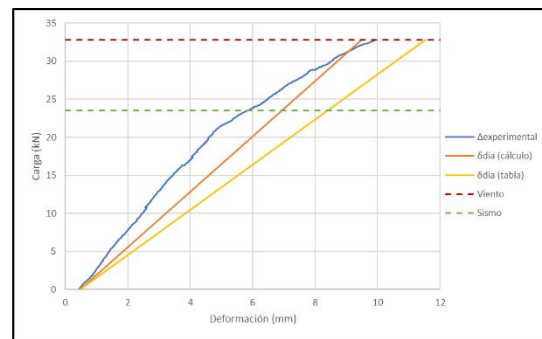


Figura 70. Carga vs deformación no entramado 3

En las figuras mencionadas, se puede observar una distribución de fuerzas que no corresponde a la esperada. Además, las deformaciones tanto experimentales como teóricas, no tienen una tendencia, algunas veces las primeras son mayores que las segundas y viceversa. En el Cuadro 16 se muestra un resumen de los resultados de cada uno de los diafragmas no entramados. Este análisis se encuentra en la investigación de Daniel Sánchez. En este trabajo se toman los datos obtenidos para hacer una comparación con los diafragmas entramados.

Cuadro 16. Resumen de resultados de diafragmas no entramados

Elemento	Tipo de Carga nominal	F	$P_{Rodillo}$	$P_{Articulación}$	S_u	G'	$\Delta_{Experimental}$	$\Delta_{Teórico}$
		kN	kN	kN	kN/m	N/mm	mm	mm
Diafragma 1	Sismo	23.5	6.64	16.9	8.45	1223.6	6.91	6.93
	Viento	32.8	7.93	24.8	11.1	1298.7	10.16	9.46
	Máximo	39.0	9.21	29.8	14.5	1181.0	12.20	11.2
Diafragma 2	Sismo	23.5	5.53	18.0	6.16	1714.3	7.36	6.93
	Viento	32.8	7.40	25.3	9.06	1616.1	10.38	9.46
	Máximo	38.4	8.25	30.1	10.9	1576.8	12.35	11.01
Diafragma 4	Sismo	23.5	11.7	11.7	5.82	1822.5	4.81	6.92
	Viento	32.8	16.4	16.4	9.91	1470.4	6.71	9.47
	Máximo	32.8	16.4	16.4	17.1	7437.9	6.72	9.48

5.3 Análisis de resultados para diafragmas entramados

Conociendo los resultados anteriormente planteados, se pudo ver que los ciclos de carga para todos los diafragmas fueron similares. En el espécimen dos ocurrió el movimiento del bastión. En las Figuras 54, 58 y 62, se observa la aplicación de carga en el tiempo, la cual responde a los criterios indicados en la norma ASTM E455, que indica tres ciclos de aplicación, a 1/3 de la carga esperada, 2/3 y falla. La duración del ensayo ronda los 1800 s, e incluye dos fases de descanso de 5 minutos entre los dos primeros ciclos de carga, periodos que se pueden notar en los gráficos como los valles prolongados.

En cuanto al comportamiento y distribución de carga en los apoyos, el espécimen 1 fue el menos acertado. De forma teórica, dada la configuración estructural existente, donde el diafragma se puede ver como un elemento simplemente apoyado con dos cargas puntuales y similares en los tercios de su longitud, la distribución de carga teórica o hipotética debería ser tal que los apoyos reciban cargas iguales entre sí y correspondientes a la mitad de la fuerza aplicada por el gato hidráulico ($F/2$). En la Figura 71, se ejemplifica lo que debió ser el comportamiento teórico para el espécimen.

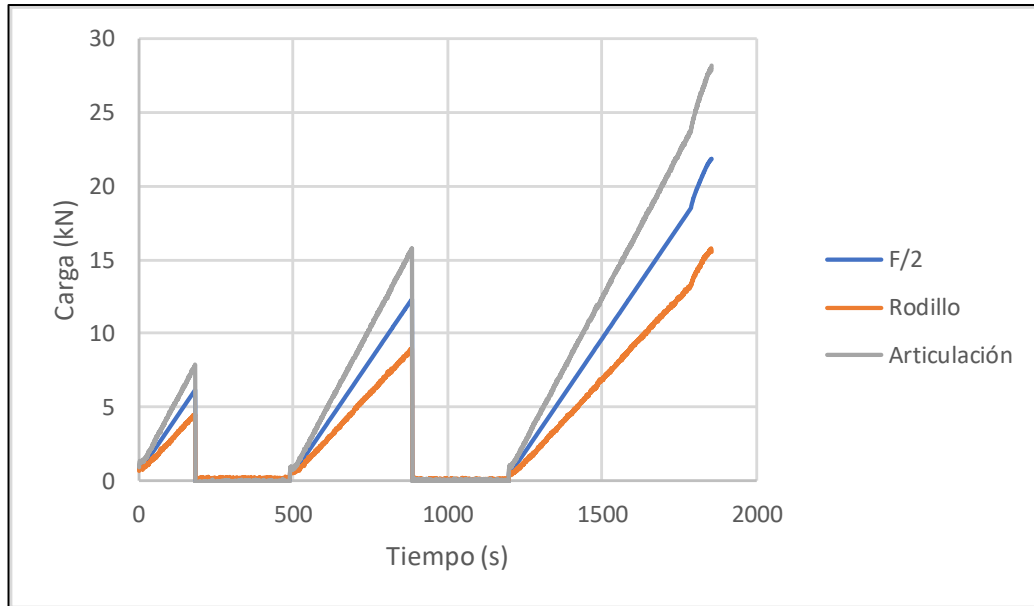


Figura 71. Distribución hipotética de carga en diafragma 1

La figura anterior muestra el comportamiento de los apoyos en el tiempo, se grafica en color azul lo que correspondería al valor de la mitad de la carga (distribución teórica según equilibrio estático). Se observa un claro desapego entre las series de articulación y rodillo, implicando que el apoyo de tipo articulado recibió mayor carga que el de tipo rodillo. La gráfica permite evidenciar que dicho comportamiento se dio durante todo el ensayo. Para la ejemplificar esto se utilizó el espécimen 1 debido a que presentó mayor distorsión o desapego entre las cargas en los apoyos. Las Figuras 58 y 62 muestran que el comportamiento en los apoyos para los otros especímenes mejoró y las series prácticamente coinciden. Haciendo hincapié en el espécimen 1, se evaluó la posibilidad de que dicha distorsión se deba a algún tipo de excentricidad en el diafragma debido a su proceso constructivo (la cual no fue identificada por el investigador) o a algún tipo de excentricidad durante la aplicación de carga como lo sería una leve diferencia geométrica o desbalance en los puntos de carga que provocaría un giro en la viga de carga y con esto mayor aplicación de fuerza en uno de los puntos de carga. Sin embargo, se determinó que para los resultados obtenidos debió existir una excentricidad cercana a 50 cm, por lo tanto, se determina que el problema real fue una falla en la toma de datos por parte de la celda de carga. A pesar de esto, el comportamiento del espécimen 1 permitió obtener datos de carga y deformación válidos para las pruebas.

Las Figuras 53, 57 y 61, muestran el comportamiento (carga y desplazamiento) del espécimen durante el ensayo. En ellas se pueden apreciar los ciclos de carga e incluso un desplazamiento

inicial que en algún punto fue requerido para sujetar la viga de carga en la posición correcta. Dicho desplazamiento fue mínimo y su afectación en los deformímetros fue tomada en cuenta.

En la Figura 58 se puede ver que cerca de los 1740 s, aparecen picos de carga en los apoyos, a pesar de que no se muestra alteración en la carga del gato hidráulico como lo sería un aumento brusco de carga. En este punto se da el salto del bastión de soporte, el gato hidráulico no experimenta cambio en la aplicación de carga, pero observando la Figura 57, se puede ver que el espécimen tuvo un desplazamiento extenso en un leve cambio de carga. La explicación a esto resulta en que el gato se programó para aplicar una carga constante por lo que en la Figura 57 el gato muestra un desplazamiento rápido (se ajusta al movimiento del sistema resultante del movimiento del bastión) para mantener una aplicación de carga constante. Volviendo a la Figura 58, si se analizan las curvas pertinentes a los apoyos, se puede ver que en el momento del salto se da un pico de decremento en el apoyo tipo rodillo y un aumento en la articulación lo que podría indicar una rotación en el sistema en el que un momento corto en comparación con la duración del ensayo, el bastión de la articulación se mueve, el diafragma también se mueve con el bastión y momentáneamente se apoya por completo en el apoyo articulado mientras que el apoyo tipo rodillo se libera, para que posteriormente el sistema se equilibre de nuevo. Todo este proceso se da en cerca de 2.5 s. A pesar del inconveniente, el diafragma dos tuvo una mejor distribución de cargas. La figura también permite observar que la separación entre curvas de articulación y rodillo es mucho menor que la experimentada en el diafragma 1.

En cuanto al tipo de falla, los primeros dos especímenes tuvieron una falla de tipo local. El primer espécimen falló en uno de los puntos de aplicación de carga, provocándose un claro aplastamiento de la madera contrachapada y la madera aserrada. También se observó aplastamiento en menor magnitud en uno de los apoyos. De la Figura 72 a la 77 se muestran las fallas mencionadas.

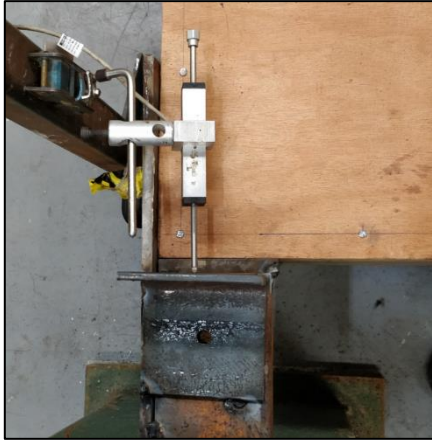


Figura 72. Apoyo articulado previo a falla

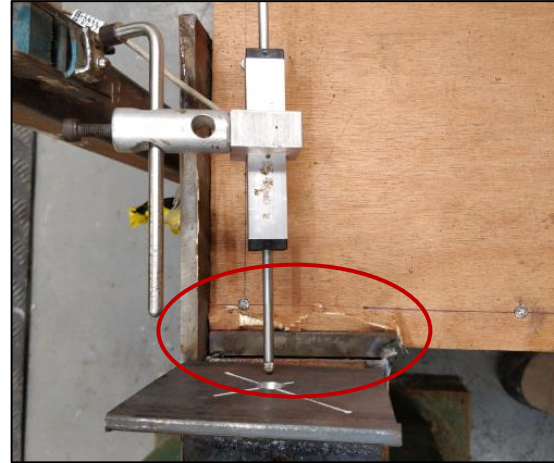


Figura 73. Apoyo articulado posterior a falla



Figura 74. Punto de carga previo a la falla



Figura 75. Punto de carga posterior a la falla



Figura 76. Aplastamiento en punto de carga



Figura 77. Aplastamiento en punto de carga

Posterior a la primera falla, se implementaron mejoras en los puntos de apoyo, de forma que se aumentó el área de aplicación de carga. Sin embargo, la falla también fue notable en los puntos de carga. Además, al darse el salto del apoyo y el sucesivo reacomodo del diafragma,

el apoyo articulado se incrustó en el diafragma. Ambos fenómenos se pueden ver de la Figura 78 a la 80. En esta falla es importante notar que, a pesar de que la falla es local en el punto de carga, también se presenta un comportamiento aislado y localizado en este mismo sector, de lo que es esperado como falla por cortante, en la cual el panel de madera contrachapada se deforma con una curvatura y los clavos se deforman levemente y son extraídos, como se observa la Figura 80.



Figura 78. Falla en puntos de carga D2



Figura 79. Falla en apoyo D2



Figura 80. Falla por cortante en D2

En cuanto al tercer espécimen, se comenta que para este fue necesario realizar una segunda corrida del ensayo. Durante la primera falla, el apoyo de tipo rodillo se desprendió al acercarse el máximo del segundo ciclo de carga, provocando que el diafragma se desacomodara y tuviera un comportamiento similar a lo sucedido con el diafragma dos en el momento del salto del

bastión. Sin embargo, dado que la carga en este momento era menor (2/3) y a que el ensayo se detuvo de forma casi inmediata, se logró rescatar el diafragma y posterior a una inspección visual se determina que es válido girar el diafragma colocando las esquinas en buen estado en los apoyos, aumentar el área de soporte en los apoyos y repetir el procedimiento de carga.

Como se comentó anteriormente, la falla del tercer espécimen recopiló la corrección de errores generando los mejores resultados en cuanto a tipo de falla, dado que la misma reflejó un comportamiento de falla por cortante, donde los paneles de madera contrachapada se deforman con curvaturas hacia arriba y abajo. Este fenómeno fue más notable debido a un error constructivo no percibido, cerca del apoyo articulado faltaron dos clavos (justo en la línea de acción de la reacción) y conforme la carga aplicada se acercaba y sobrepasaba la carga esperada, en el punto donde faltan estos elementos de conexión, la madera contrachapada se empieza a deformar y a notar la falla de tipo cortante (ver Figura 81). Esto deja en claro la necesidad de respetar el espaciamiento de clavado y la colocación correcta de estas conexiones.



Figura 81. Pandeo de láminas de madera contrachapada D3

Conforme aumentó la carga y el gato hidráulico se acerca a la carga máxima, otros paneles se pandean y los clavos se extraen. El ensayo es detenido cuando se observa una falla por cortante en la sección de madera aserrada en el apoyo, la cual se observa en la Figura 85.

Esta falla refleja dos aspectos importantes, en primer lugar, es difícil obtener la falla esperada por cortante en la que todos los paneles sufren deflexiones notables, bajo la configuración del ensayo propuesta por la norma ASTM E455, que no da indicaciones sobre el área de los apoyos y, en segundo lugar, la calidad de los materiales permite este tipo de falla.



Figura 82. Pandeo de láminas de madera contrachapada



Figura 83. Separación panel-emplantillado



Figura 84. Deslizamiento de clavos y paneles



Figura 85. Falla en sección de madera aserrada

Habiendo analizado datos y situaciones pertinentes a la experimentación, se puede proceder al análisis de cargas, resistencia y deformaciones y su respectiva comparación con los manuales de diseño en estudio, parte principal y de mayor importancia de esta investigación.

Los tres diafragmas se diseñaron para un cortante nominal de 7.59 kN/m, lo cual equivale a una aplicación de carga por parte del gato hidráulico de 37.0 kN. Esta carga podría verse como

la fuerza lateral total para un determinado nivel en un modelo de masas concentradas. Todos los especímenes resistieron cargas mayores que la esperada. En el Cuadro 17 se muestran los porcentajes de diferencia observados en los ensayos. Conociendo esto, debe analizarse por separado el cortante máximo que se soporta, ya que el diseño parte de un cortante unitario y no de una carga concentrada. Los diafragmas debieron alcanzar teóricamente cortantes de 7.59 kN/m. En el Cuadro 18 se muestra que la resistencia en cortante de los diafragmas es mayor que la capacidad para la cual se diseñó en todos los casos.

Cuadro 17. Carga máxima

<i>Espécimen</i>	$F_{max, exp}$	$F_{nominal}$	<i>Diferencia</i>
1	43.8	37.03	18%
2	46.5		25%
3	52.6		42%

Cuadro 18. Cortante máximo

<i>Espécimen</i>	$S_{max, exp}$	$S_{nominal}$	<i>Diferencia</i>
1	8.97	7.59	18%
2	9.52		25%
3	10.8		42%

Comparando los resultados de cortante unitario del Cuadro 15 con los del Cuadro 18, los datos difieren, esto se debe a que en el primero, el cortante se calcula utilizando las reacciones en los apoyos (no son iguales al $F/2$ teórico) mientras que para el segundo cuadro, se decidió tomar la fuerza máxima y distribuirla en el en el sistema, ya que esto representa más acertadamente el comportamiento real de la estructura.

Todos los especímenes superaron el cortante unitario esperado, se puede ver una tendencia en la que la resistencia va aumentando, esto es reflejo de una mejora constructiva y del ensamblaje del ensayo. Resulta importante, que a pesar de que la calidad de los materiales utilizados no es la misma que la calidad de materiales con la que se elaboran los manuales (Structural), la resistencia experimental de los diafragmas supera la resistencia nominal dada por el AWC hasta en un 40 %. Es válido decir que la construcción de los diafragmas utilizando materiales disponibles en el mercado nacional, cumple con los criterios de diseño indicados por el AWC y referenciados por el CSCR 2010/14 en cuanto a resistencia. Al asignar un factor de resistencia de 0.8 para LRFD se asegura un diseño seguro del diafragma.

El otro aspecto principal del análisis consiste en las deformaciones del diafragma. Las deformaciones experimentales ($\Delta_{experimental}$) fueron tomadas en el ensayo como deformaciones relativas, en donde se determina el desplazamiento en el centro de los elementos y se resta el promedio de los desplazamientos de los apoyos, conociendo así la deformación del diafragma. Estas deformaciones fueron comparadas con las deformaciones teóricas calculadas

con la ecuación simplificada de tres términos ($\Delta_{teórica}$), explicada en la sección 3.5 del marco teórico. Debido a la aparición de deformaciones residuales causadas por los ciclos de carga, fue necesario ajustar las curvas de deformación experimentales a una deformación inicial igual que la deformación en el momento de inicio (no necesariamente cero debido a precargas) con tal de analizar las deformaciones registradas en el tercer ciclo de carga.

En las Figuras 56, 60 y 64 se grafican las curvas de carga contra deformación para los tres especímenes. En general, los resultados son buenos y la tendencia es la esperada para cualquier gráfico de carga contra deformación, en donde ante un aumento de carga la deformación total aumenta. Para ninguno de los especímenes se observa un aumento de deformación ante una carga constante, implicando que los tres diafragmas se mantuvieron en el rango elástico. Además, las fallas fueron abruptas corroborando un comportamiento frágil y elástico.

Las figuras también muestran dos curvas teóricas de deformación, denominadas: cálculo (naranja) y tabla (amarillo). Para la curva naranja, se calculó el módulo de rigidez de cortante aparente con la ecuación 30, usando las propiedades físicas y geométricas de los materiales utilizados. Mientras que la curva amarilla se calculó con el valor teórico de módulo de rigidez de cortante aparente que aparece en las tablas del SDPWS 2015 del AWC, dicho valor es calculado por el AWC mediante la misma ecuación 30 pero usando propiedades de materiales de clasificación estructural. Al utilizar los valores de G_a que aparecen en las tablas se predicen de forma aproximada las deformaciones del diafragma, pero, bajo determinado esfuerzo las deformaciones experimentales superan a las teóricas, provocando discrepancia del lado inseguro. Por otro lado, las deformaciones teóricas determinadas con un G_a calculado para los materiales utilizados, en todo punto de carga estiman deformaciones teóricas mayores a las experimentales, en rangos de fuerzas nominales de sismo y viento hay discrepancia de hasta 4 mm del lado seguro, pero ante cargas mayores, las deformaciones experimentales se van a aproximando a esta curva teórica. A criterio de este investigador, es preferible la determinación de deformaciones haciendo el cálculo de G_a .

En el espécimen 1 (Figura 56) la deformación experimental se mantiene por debajo de la teórica en todo momento con una diferencia máxima de aproximadamente 4 mm, implicando que, en cuanto a deformaciones, se estuvo del lado seguro en todo momento.

Para el espécimen dos, la medición de deformaciones indicó que la máxima en el claro es de 6.56 mm ante una carga de 32.4 kN a los 1738 s de haber iniciado el ensayo, punto en el que se da el salto del bastión. A partir de este punto se pierde la información de deformaciones para este sistema y se debe estimar por medio de una tendencia. Sin embargo, si se revisan los datos del diafragma 1 y diafragma 3, para la fuerza mencionada, los valores son de 6.48 mm y 7.71 mm respectivamente. Dado que las deformaciones de los tres diafragmas están en un rango de magnitud similar, también los valores de carga máxima y la similitud constructiva de los especímenes, se puede afirmar que la tendencia carga-deformación del diafragma 2 es correcta y los datos faltantes habrían tendido a ser similares a los otros diafragmas si no hubiese existido el salto.

El Cuadro 19 resume los resultados de deformaciones en puntos de carga importantes, además, las Figuras 56, 60 y 64 muestran gráficamente el comportamiento de las deformaciones con el aumento de carga. Tanto el cuadro como las figuras muestran resultados de deformaciones teóricas calculadas de dos formas distintas, la curva denominada δ_{dia} (cálculo) se grafica con los resultados de la ecuación 29 utilizando un valor de G_a determinado con la ecuación 30, mientras que la curva denominada δ_{dia} (tabla) utiliza la ecuación 29 pero el G_a utilizado se lee del Cuadro 6.

Cuadro 19. Comparación de deformaciones

Elemento	Tipo carga	F	$\Delta_{experimental}$	δ_{dia} (cálculo)	Diferencia	$\Delta_{experimental}$	δ_{dia} (tabla)	Diferencia
		kN	mm	mm		mm	mm	
Diafragma 1	Sismo	26.4	5.00	8.72	43%	5.00	5.76	13%
	Viento	37.1	8.18	12.1	32%	8.18	7.91	-3%
	Máximo	43.8	10.9	14.2	23%	10.9	9.24	-18%
Diafragma 2	Sismo	26.4	4.82	8.71	45%	4.82	5.75	16%
	Viento	37.1	8.70	12.1	28%	8.70	7.91	-10%
	Máximo	46.5	14.70	15.0	2%	14.70	9.79	-50%
Diafragma 3	Sismo	26.4	5.64	8.71	35%	5.64	5.76	2%
	Viento	37.1	9.35	12.1	23%	9.35	7.91	-18%
	Máximo	52.6	16.3	16.9	4%	16.3	11.0	-48%

Analizando estos resultados, de manera general, la curva δ_{dia} (cálculo) sobrestima las deformaciones en todo momento. Ante cargas bajas la sobreestimación es de hasta el 45 % por encima de la deformación real, pero conforme aumenta la carga, esta sobreestimación se

reduce hasta llegar a un 2 %. Lo que indica que esta forma de cálculo es buena para carga altas.

Por otro lado, los resultados de δ_{dia} (tabla), en la mayoría de los casos de carga mostrados subestiman las deformaciones experimentales y conforme la carga aumenta, el porcentaje de subestimación aumenta, llegando 48 % para el máximo del Diafragma 3. Pero se puede ver que para cargas bajas las deformaciones calculadas están cerca de las experimentales.

5.4 Comparación entre diafragmas entramados y sin entramados

Los datos del Cuadro 15 fueron analizados previamente y muestran que los diafragmas con entramado presentan un buen comportamiento en cuanto a resistencia y deformaciones, con valores que se aproximan a la teoría.

Por otro lado, los resultados obtenidos con los diafragmas sin entramado (Cuadro 16) son igualmente buenos, pero menos favorables. Los primeros dos especímenes (ensayados con 2 gatos hidráulicos) sobrepasan la carga de diseño de 32.8 kN con cerca de 20 % de excedente, aspecto positivo, pero bajo en comparación con los entramados. El tercer espécimen tuvo una falla justo en la carga nominal. Si se analizan los valores de cortante último los primeros dos especímenes superan el cortante de diseño de 6.71 kN/m, pero el tercer espécimen es igual este valor.

En las Figuras 86 y 87, se muestra de manera gráfica la comparación entre fuerza máxima promedio obtenida en los ensayos y la fuerza nominal. Para los diafragmas con entramado la carga máxima promedio fue de 47.6 kN con desviación estándar de 4.50 kN, implicando un 28 % por encima de la carga nominal. Para los diafragmas sin entramado la carga máxima promedio fue de 37.3 kN con una desviación estándar de 3.42 kN, estando 12 % por encima de la carga nominal.

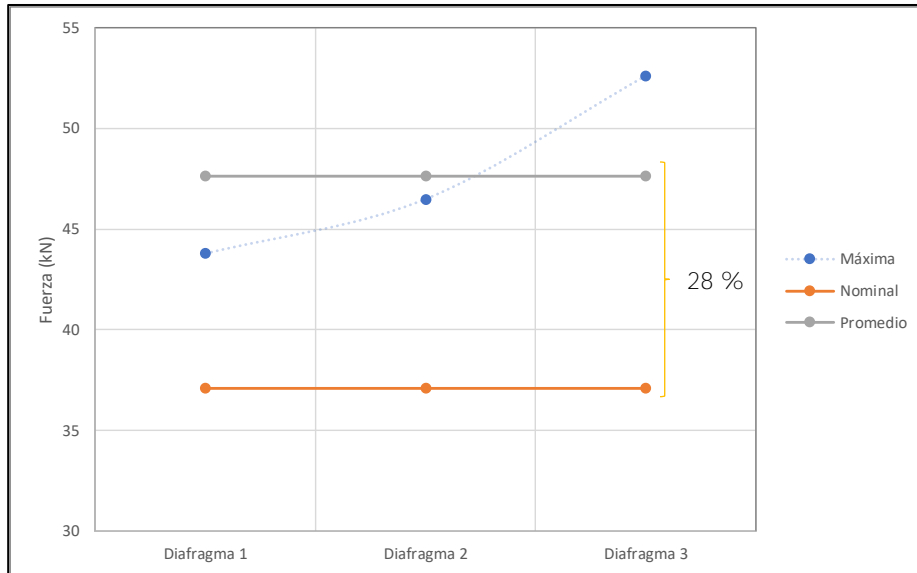


Figura 86. Cargas en diafragmas con entramado

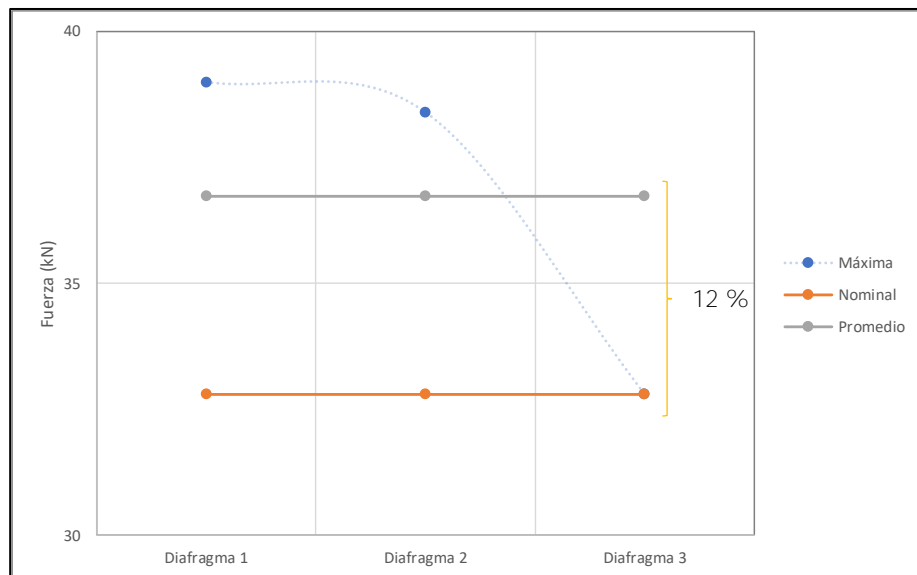


Figura 87. Cargas en diafragmas sin entramado

En cuanto a deformaciones, en las Figuras 66, 68 y 70 se muestran las deformaciones de los diafragmas no entramados. Es notable que la diferencia entre deformación real y deformaciones teóricas es mucho más ajustada en este caso, al punto de que el espécimen 1 sufre deformaciones experimentales levemente mayores a las teóricas en algunos momentos del ensayo del ensayo. Esto se puede ver numéricamente en el Cuadro 16 donde las deformaciones experimentales superan a las teóricas en determinadas cargas. También se incluye los resultados para los otros diafragmas cuyas deformaciones reales son levemente menores a las teóricas.

El Cuadro 20 muestra numéricamente las diferencias entre cargas y deformaciones de los diafragmas con entramado y sin entramado resultantes de los ensayos, los valores tabulados corresponden a promedios de los tres diafragmas de cada tipo, para distintos puntos de carga.

Cuadro 20. Comparativa de resultados experimentales entre tipos de diafragma

<i>Carga</i>	<i>Carga</i>		<i>Diferencia</i>	<i>Deformaciones experimentales</i>		<i>Diferencia</i>
	<i>Con entramado</i>	<i>Sin entramado</i>		<i>Con entramado</i>	<i>Sin entramado</i>	
	kN	kN		mm	mm	
<i>Control 1</i>	20	20	-	3.79	5.46	31%
<i>Sismo</i>	26.4	23.5	11%	5.15	6.81	24%
<i>Control 2</i>	30	30	-	6.19	10.0	38%
<i>Viento</i>	37.1	32.8	12%	8.77	10.0	13%
<i>Máximo</i>	47.6	36.7	23%	14.0	11.8	-19%

Del cuadro anterior se puede decir que, si se hace un diseño por sismo, los diafragmas con entramado tendrán 11 % más capacidad y sus deformaciones serán 24 % menores en comparación con los sin entramado, si se diseña por viento, los valores son de 12 % de mayor capacidad de carga y las deformaciones 13 % menores. En cuanto a la carga máxima, los diafragmas con entramado lograron soportar 23 % más de carga, pero las deformaciones para este caso fueron mayores en los diafragmas con entramado, sin embargo, si se toma en cuenta que los diafragmas con entramado resistieron un 28 % más de carga a la carga nominal en comparación del 12 % en diafragmas sin entramado, es comprensible que las deformaciones máximas sean mayores.

La Figura 88 muestra una comparativa entre deformaciones de ambos tipos de diafragma, en el eje de las ordenadas se muestran distintos puntos de carga: sismo, viento, máxima y dos puntos de control coincidentes en la historia de carga de ambos. El control uno corresponde a una carga de 20 kN y el control dos a 30 kN. En el control uno, los diafragmas entramados se deformaron 3.79 mm y los no entramados 5.46 mm (44 % más que los entramados), para el control dos los entramados se deformaron 6.18 y los no entramados 10.0 mm (62 % más que los entramados). Esta comparación y las diferencias de carga permiten notar que los elementos de entramado realmente aportan en resistencia y rigidez al diafragma. Ante cargas nominales de sismo y viento los diafragmas sin entramado se deforman más, por tanto, si para el diseño se consideran usar diafragmas sin entramado, deben considerarse las deformaciones mayores y capacidades menores.

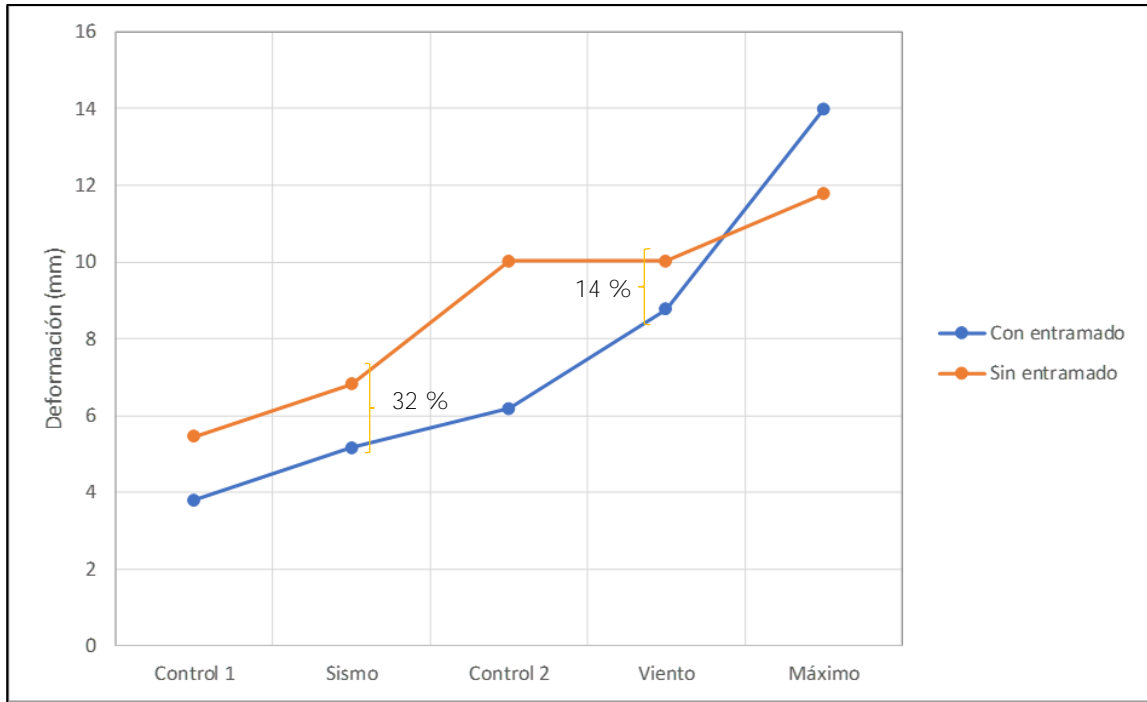


Figura 88. Deformaciones en ambos tipos de diafragma

En cuanto al módulo de rigidez de cortante aparente, si se compara la forma en que este es calculado por la norma ASTM E455, los valores resultan mayores a los calculados por la ecuación para G_a , lo que provocaría que las deformaciones teóricas fueran mayores, sin embargo, dados los resultados y curvas de deformación aquí mostradas, no resulta necesario hacer un incremento al G_a calculado según se explica en la sección 3.3.

6. CAPÍTULO. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

1. Basándose en el análisis de resultados, tanto los diafragmas con entramado como los diafragmas sin entramado, construidos con materiales disponibles en el mercado nacional (clavos sin normativa, paneles de madera contrachapada de calidad no estructural, madera aserrada, entre otras características), alcanzan valores experimentales que superan los valores indicados en el SDPWS del AWC.
2. En cuanto a resistencia, todos los diafragmas con entramado soportaron cargas entre un 18 % y un 42 % mayores que las nominales, mostrando que la resistencia indicada en las especificaciones de diseño es inferior a la obtenida experimentalmente. Para los diafragmas sin entramado, la tendencia es similar, sin embargo, uno de los especímenes falló justo en la carga de diseño, por lo que no se superó lo indicado en las especificaciones de diseño y recalca la necesidad de utilizar el factor de carga de 0.8 para LRFD.
3. Así mismo, las deformaciones experimentales fueron menores que las calculadas con la ecuación teórica (calculada) que predice dicha deformación, únicamente en uno de los diafragmas no se cumplió este comportamiento. Las deformaciones de diafragmas no entramados se ajustan más a las calculadas teóricamente, mientras que, para los diafragmas entramados, las deformaciones experimentales en general son menores que las calculadas con diferencias de hasta 4 mm o 50 % adicional a lo estimado.
4. Los valores de cortante experimental fueron variables debido a problemas en cuanto a la distribución de cargas en el ensayo y no a una deficiente capacidad en cortante de los diafragmas. La razón de esta atribución se debe a lo siguiente: se conoce que la distribución de fuerzas experimental durante el ensayo no fue la esperada. Los diafragmas tendieron a una falla de tipo local, mostrando aplastamiento en los apoyos y puntos de carga, rotura de piezas en los apoyos y poca deformación de los paneles (lo que es esperado en una falla por cortante). Debido a estos dos comportamientos y a los resultados obtenidos, se indica que la resistencia de cortante de los diafragmas es mayor que la experimental, sin embargo, se cree que bajo otra configuración de ensayo (apoyos y distribución de carga) se pudo haber alcanzado cargas mayores.

5. Estos resultados indican que si es válido aplicar los criterios del AWC para el diseño de diafragmas por carga lateral en el país, criterios que son indicados y referenciados en el CSCR.
6. El módulo aparente de rigidez al cortante (G_a) tiene una ecuación de cálculo que es mostrada en este documento y los valores teóricos que se incluyen en las tablas de diseño del SDPWS son aplicables para materiales con determinadas propiedades físicas, que no necesariamente tienen nuestros materiales. Se debe ser cuidadoso en este aspecto ya que estos valores no siempre dan resultados mayores que los calculados, pudiendo afectar positiva o negativamente el cálculo de deformaciones.
7. Las deformaciones teóricas calculadas con un módulo aparente de rigidez al cortante (G_a), se ajustan con las deformaciones experimentales. El G_a calculado para diafragmas entramados es cerca de 600 N/mm menor que el que aparece en tablas, mientras que para diafragmas no entramados es 230 N/mm mayor, sin embargo, para ambos casos, las deformaciones teóricas con G_a calculado son mayores que las experimentales.
8. Los diafragmas entramados en comparación con los no entramados muestran una mejora en cuanto a capacidad y deformaciones. Los primeros, en promedio resisten un 28 % adicional a la carga nominal y los segundos un 12 %. En cuanto a las deformaciones, los diafragmas sin entramado se deforman hasta 60 % más que los entramados o (en determinado punto) 4 mm de más. La adición de los elementos de entramado representa un costo adicional en materiales y principalmente en mano de obra, sin embargo, el aporte de capacidad y la disminución en deformaciones laterales es notable, además, las deformaciones perceptibles por gravedad (no se hicieron ensayos de este tipo) eran notablemente menores en los que tenía elementos de entramado.

6.2 Recomendaciones

A criterio de este investigador, la norma ASTM E455 no resulta ser la mejor para ensayar diafragmas. La misma carece de información necesaria como áreas mínimas en los apoyos y elementos para la aplicación de carga, lo que provoca fallas de tipo local y no de tipo cortante en los diafragmas (lo que es esperado en la investigación).

Conociendo que la mayoría de las fallas fueron de tipo local, se comienda mejorar el ensayo para evitar este tipo de falla y que se desarrolle una falla de tipo cortante. Se observó en

reportes de otras investigaciones la aplicación de carga a lo largo de toda la longitud del diafragma utilizando varios gatos hidráulicos a un espaciamiento uniforme, además, de un apoyo que consistía en una viga que soporta el diafragma en la totalidad de su longitud.

Se recomienda utilizar la ecuación 30, para el cálculo del módulo de rigidez de cortante aparente,

$$G_a = \frac{1627v_{ASD}}{\frac{1627v_{ASD}}{G_v t_v} + 4e_n}$$

El cálculo de deformaciones teóricas utilizando valores de G_a calculados con dicha ecuación, genera mejores resultados que las deformaciones calculadas con los valores de G_a de las tablas, si bien las deformaciones teóricas calculadas con las dos metodologías no tienen una tendencia de mayores o menores entre sí, el uso de un G_a calculado mostró cálculos de deformaciones teóricas mayores que los experimentales en los diafragmas entramados y deformaciones más apegas a las reales en el caso de los diafragmas sin entramado.

Si se requiere agregar la ecuación anterior en manuales, especificaciones, códigos o comentarios, se recomienda simplificarla incluyendo los términos pertinentes a v_{ASD} dentro de la misma, resultando en la siguiente ecuación, que hace uso del cortante nominal para sismo,

$$G_a = \frac{1139v_n}{\frac{1139v_n}{G_v t_v} + 4e_n}$$

Se recomienda realizar investigación experimental para el cálculo del módulo de rigidez de los paneles de madera contrachapada, debido a que los valores de G_a mostrados en las tablas 4.2 y los calculados con la ecuación teórica discrepan, y el cálculo está directamente relacionado a esta propiedad de los paneles. Además, la creación de una tabla con datos teóricos de G_a simplificaría el uso de la ecuación de tres términos.

Siguiendo la línea de investigación, se recomienda hacer estudios similares para valores de cortante nominal mayores, así como para diafragmas de alta carga. También, es recomendable realizar ensayos de los elementos que componen el diafragma. Determinar experimentalmente capacidades y propiedades de la madera aserrada y madera contrachapada disponibles en el mercado nacional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Achshorn, J. (2010). *Elementos for Architects and Builders*. Burlington: Cornell University.
- AF & PA American Wood Council. (2008). *ASD/LRFD Manual for Engineered Wood Construction*. Washington: American Forest & Paper Association.
- Aghayere, A., & Vigil, J. (2007). *Structural Wood Design: A Practice-Oriented Approach Using ASD Method*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- American Institute of Timber Construction. (2012). *Timber Construction Manual*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- American Society for Testing Materials. (1954). *Symposium on Methods of Testing Building Constructions*. Chicago: American Society for Testing Materials.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- American Society of Testing Materials. (1960). *Papers on Building Construction*. Baltimore: American Society of Testing Materials.
- American Wood Council. (2007). *Special Design Provisions for Wind and Seismic*. Washington DC: AF&PA American Wood Council.
- American Wood Council. (2015). *Special Design Provisions for Wind and Seismic*. Washington DC: AF&PA American Wood Council.
- American Wood Council. (2017). *National Design Specification*. Washington DC: AF&PA American Wood Council.
- ANSI/AF&PA. (2005). *SPDWS-2005-Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS)*. Washington: American Forest & Paper Association.
- APA - The Engineered Wood Association. (2008). *Engineered Wood Construction Guide*. Washington: APA - The Engineered Association.
- Arquima. (2019, 4 3). *La madera como material de construcción, ¿cuáles son sus beneficios?* Retrieved from Arquima: <https://www.arquima.net/cuales-son-los-beneficios-del-uso-de-madera-como-material-de-construccion/>
- ASTM International. (2017). *D2395 "Standard Test Method for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials"*. Pennsylvania: ASTM International.
- ASTM International. (2016). *D4442 "Standard Test Method for Direct Moisture Content Measurement of Wood and Wood-Based Materials"*. Pennsylvania: ASTM International.

- ASTM International. (2017). *E 445 "Standard Test Method for Static Load Testing of Framed Floor or Roof Diaphragm Constructions for Buildings"*. Pensilvania: ASTM International.
- Barrantes, A., & Ugalde, S. (2018). *Balanza comercial y principales tendencias de las exportaciones e importaciones de madera y muebles de madera en Costa Rica*. Heredia: Forestal, Oficina Nacional.
- Breyer, D. E., Fridley, K. J., Cobeen, K. E., & Pollock, D. G. (2007). *Design of Wood Structures ASD/LRFD* (6 ed.). New York: McGraw-Hill.
- Buczak, M. (2016). *Deforestación y el camino hacia la conservación en Costa Rica: Una perspectiva histórica*. Retrieved from Bosque Eterno de los Niños: <https://www.acmcr.org/contenido/deforestation-and-the-path-to-conservation-historical-perspective/>
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2014). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. San José: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Countryman, D. (1952). *Lateral Test on Plywood Diaphragms. Laboratory Report 5*. Washington: Douglas Fir Plywood Association.
- Countryman, D. (1955). *1954 Horizontal Plywood Diaphragm Test. Laboratory Report 63*. Washington: Douglas Fir Plywood Association.
- Domínguez, M. L., & González, J. F. (2015). ESTUDIO DE UNIONES EN ESTRUCTURAS DE MADERA CON USO DE ELEMENTOS CLAVIJA.
- Estado Nación. (2018, 6 14). *Logros en la cobertura forestal enfrentan nuevas amenazas*. Retrieved from Estado nación: <https://www.estadonacion.or.cr/historico-noticias/614-14-06-2018-logros-en-la-cobertura-forestal-enfrentan-nuevas-amenazas>
- Fernández, A. (2010). El patrimonio histórico-arquitectónico en el patrimonio histórico-arquitectónico. *Revista Herencia*, 2-16.
- Gil, A. S. (2019, 3 1). *Revista Vacío*. Retrieved from Revista Vacío: <http://revistavacio.com/ciencia-y-tecnologia/costa-rica-pais-verde/>
- González, G. (2018). *Diseño de Estructuras de Madera*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Green, M. (2013, Julio 9). Why we should build wooden skyscrapers. (TED, Interviewer) Retrieved from https://www.youtube.com/watch?v=Xi_PD5aZT7Q&t=309s
- Hauksson, E., & Gross, S. (1991). SOURCE PARAMETERS OF THE 1933 LONG BEACH EARTHQUAKE. *Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 81*, 81-98.
- Instituto Nacional de Normalización. (1986). NCh1990 Madera-Tensiones admisibles para madera estructural. Santiago de Chile.

- Instituto Nacional de Normalización. (1988). NCh1970/2 Maderas - Parte 2: Especies coníferas - Clasificación para uso estructural - Especificaciones de los grados de calidad. Santiago de Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (1988). NCh1989-Agrupamiento de especies madereras según su resistencia-procedimiento. Santiago de Chile, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2014). NCh1198 Madera - Construcciones en madera - Cálculo. Santiago de Chile.
- International Code Council. (2017). *2018 International Building Code*. Birmingham: INTERNATIONAL CODE COUNCIL, INC.
- J. R, S. (1955). Lateral Test on Full-Scale Lumber- and Plywood-Sheathed Roof Diaphragms. *Symposium on Methods of Testing Building Construction*, 91-128.
- Jayamon, J. R., Line, P. P., & Finley, C. A. (2018). State-of-the-Art Review on Damping in. *ASCE Journal*, 1-13.
- Normalización, I. N. (2005). NCh1207 Pino radiata - Clasificación visual para uso estructural - Especificaciones de los grados de calidad. Santiago de Chile.
- Oficina Nacional Forestal. (2014, 3 28). *Costa Rica cuenta con su primer mapa cartográfico de tipos de bosques | Oficina Nacional Forestal (ONF)*. Retrieved from onfcr.net: <https://onfcr.org/article/costa-rica-cuenta-con-su-primer-mapa-cartografic-2/>
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura. (2016). *El Estado de los bosques del mundo 2016. Los bosques y la agricultura: desafíos y oportunidades en relación con el uso de la tierra*. Roma: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura.
- Peterson, J. (1983). Bibliography on Lumber and Wood Panel Diaphragms. *Journal of Structural Engineering*, 2838-2852.
- Probosque. (2018). *Ficha técnica: Pino Radiata*. San José: Forestales Latinoamericanos.
- Probosque. (2018). *Ficha técnica: Plywood Okumé*. San José: Forestales Latinoamericanos.
- Showalker, J. B. (2008). 2008 SDPWS - Diaphragm Deflection Design. (pp. 1-45). American Wood Council.
- Skaggs, T. D., & Zeno, M. A. (2004). Estimating Wood Structural Panel Diaphragm and Shear Wall Deflection. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 136-141.
- Slowey, K. (2020, 3 25). *onstructiondive*. Retrieved from constructiondive: <https://www.constructiondive.com/news/wood-construction-how-does-it-stack-up/425721/>

- Smith, P. C., Dowrick, D. J., & Dean, J. A. (1986). Horizontal Timber Diaphragms for Wind and Earthquake Resistance. *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering*, 135-142.
- STOVER, C. W., & COFFMAN, J. L. (1993). SEISMICITY OF THE UNITED STATES, 1568-1989 (REVISED). *U.S. GEOLOGICAL SURVEY*.
- Tissell, J. (1967). *1966 Horizontal Plywood Diaphragm Test: Laboratory Report 106*. Washington: American Plywood Association.
- Tissell, J., & Elliott, J. (2004). *Plywood Diaphragms*. Washington: The Engineered Wood Association.
- Waltz, N., & Dolan, J. D. (2011). I-Joist Diaphragm Systems: Performance Trends Observed with Full-scale Testing. *Structure Magazine*, 9-14.
- Yeh, B., Herzog, B., & Skaggs, T. (2015). *Performance of Full-Scale I-Joist Diaphragms*. Washington: APA - The Engineered Wood Association.

APÉNDICES

En las siguientes páginas se muestran los apéndices referenciados en el documento.

Apéndice A

Determinación de factores de resistencia, reducción y ajuste para los elementos diseñados A-1 Madera aserrada

<u>Propiedades geométricas</u>		<u>Propiedades mecánicas</u>			
$d := 8 \text{ in}$	$Humedad := 15\%$	$F_b := 7.5 \text{ MPa}$	$F_{cperp} := 2.5 \text{ MPa}$		
$b := 2 \text{ in}$	$Temperatura := 25 \text{ }^\circ\text{C}$	$F_t := 4.5 \text{ MPa}$	$E := 9000 \text{ MPa}$		
$l_u := 2.44 \text{ m}$	Longitud libre entre claros	$F_v := 0.7 \text{ MPa}$	$E_{min} := 3287.8 \text{ MPa}$		
		$F_c := 5.6 \text{ MPa}$			
<u>Factor de ajuste por humedad</u>		C_M	F C_M		
Tomando los datos de la tabla 4F ("Reference Design Values for Non-North American Visually Graded Dimension Lumber") Suplemento NDS 2018	Wet Service Factor, C_M				
	When dimension lumber is used where moisture content will exceed 19% for an extended time period, design values shall be multiplied by the appropriate wet service factors from the following table:				
	Wet Service Factors, C_M				
	F_b	F_t	F_v	F_{cperp}	
	0.85*	1.0	0.97	0.9	
		F_c	E and E_{min}		
		0.8**	0.9		
		*	when $(F_b)(C_F) \leq 1,150 \text{ psi}$, $C_M = 1.0$		
		**	when $(F_c)(C_F) < 750 \text{ psi}$, $C_M = 1.0$		
<u>Factor de ajuste por temperatura</u>		C_t	F C_t		
Tomando los datos de la tabla 2.3.3 ("Factores de temperatura") NDS 2018	Table 2.3.3 Temperature Factor, C_t				
	Reference Design Values	In-Service Moisture Conditions ¹	C_t		
			$T \leq 100^\circ\text{F}$	$100^\circ\text{F} < T \leq 125^\circ\text{F}$	$125^\circ\text{F} < T \leq 150^\circ\text{F}$
	F_b, E, E_{min}	Wet or Dry	1.0	0.9	0.9
	$F_b, F_v, F_c,$ and $F_{c\perp}$	Dry	1.0	0.8	0.7
	Wet	1.0	0.7	0.5	
		<small>1. Wet and dry service conditions for sawn lumber, structural glued laminated timber, prefabricated wood I-joists, structural composite lumber, wood structural panels and cross-laminated timber are specified in 4.1.4, 5.1.4, 7.1.4, 8.1.4, 9.3.3, and 10.1.5 respectively.</small>			
		F_b	F_t	F_v	
		1	1	1	
		F_{cperp}	F_c	E	
		1	1	1	
		E_{min}	E_{min}	E_{min}	
		1	1	1	
<u>Factor de ajuste por estabilidad</u>		C_L	F C_L		
Tomando los datos de la tabla 3.3.3 ("Factores de estabilidad") NDS 2018	Como las piezas en flexión se encuentran restringidas al vuelco por la láminas de Plywood, $C_t = 1$		F_b 1		

Factor de ajuste por tamaño C_F

F C_F

Tomando los datos de la tabla 4F ("Reference Design Values for Non-North American Visually Graded Dimension Lumber") Suplemento NDS 2018

Size Factors, C_F					
Grades	Width (depth)	F_b		F_t	F_c
		Thickness (breadth)			
		2" & 3"	4"		
Select Structural, No.1 & Btr. No.1, No.2, No.3	2", 3", & 4"	1.5	1.5	1.5	1.15
	5"	1.4	1.4	1.4	1.1
	6"	1.3	1.3	1.3	1.1
	8"	1.2	1.3	1.2	1.05
	10"	1.1	1.2	1.1	1.0
	12"	1.0	1.1	1.0	1.0
Stud	14" & wider	0.9	1.0	0.9	0.9
	2", 3", & 4"	1.1	1.1	1.1	1.05
	5" & 6"	1.0	1.0	1.0	1.0
	8" & wider	Use No.3 Grade tabulated design values and size factors			
Construction, Standard	2", 3", & 4"	1.0	1.0	1.0	1.0
Utility	4"	1.0	1.0	1.0	1.0
	2" & 3"	0.4	—	0.4	0.6

F_b 1.3

F_t 1.2

F_c 1.05

Factor de ajuste por esbeltez C_{fu}

F C_{fu}

Tomando los datos de la tabla 4F ("Reference Design Values for Non-North American Visually Graded Dimension Lumber") Suplemento NDS 2018

Flat Use Factors, C_{fu}		
Width (depth)	Thickness (breadth)	
	2" & 3"	4"
2" & 3"	1.0	—
4"	1.1	1.0
5"	1.1	1.05
6"	1.15	1.05
8"	1.15	1.05
10" & wider	1.2	1.1

F_b 1

La tabla aplica cuando la carga se hace en la cara ancha

Factor de ajuste por insición C_i

F C_i

Tomando los datos de la tabla 4.3.8 del NDS

Table 4.3.8 Incising Factors, C_i

Design Value	C_i
E, E_{min}	0.95
F_b , F_t , F_c , F_v	0.80
$F_{c\perp}$	1.00

F_b 1

F_t 1

F_v 1

F_{cperp} 1

F_c 1

E 1

E_{min} 1

La tabla aplica cuando las piezas tiene insiciones paralelas al grano con profundidad de 0.4"

Factor de ajuste por miembro repetitivo C_r

F C_r

Tomando los datos de la tabla 4.3.9 del NDS

Se aplica un factor de 1.15 cuando los miembros de 2-4" son usados como vigas, viguetas y otros, y están espaciados de centro a centro en no más de 24"

F_b 1.15

Factor de ajuste por estabilidad de columna C_p

Tomando los datos de la sección 3.7.1 del NDS

Se aplica a miembros en compresión, cuando un miembro en compresión está soportado a lo largo de su longitud para prevenir desplazamiento laterales, $C_p=1$

$$\frac{F C_p}{F_c} = 1$$

Factor de ajuste por resistencia al pandeo C_T

Tomando los datos de la sección 4.4.2 del NDS

Aplica para secciones de 2" x 4" que sostienen paneles de espesores iguales o menores 3/8"

$$\frac{F C_T}{E_{min}} = 1$$

Factor de ajuste por área de apoyo C_b

Tomando los datos de la tabla 3.10.4 del NDS

Table 3.10.4 Bearing Area Factors, C_b

El factor es permisivo para miembros con longitudes de apoyo entre 3-6"

ℓ_b	0.5"	1"	1.5"	2"	3"	4"	6" or more
C_b	1.75	1.38	1.25	1.19	1.13	1.10	1.00

$$\frac{F C_b}{F_{cperp}} = 1$$

Factor de ajuste por conversión de formato

Factor de resistencia

Factor ajuste por efecto del tiempo

F	K_F
F_b	2.54
F_t	2.70
F_v	2.88
F_c	2.40
F_{cperp}	1.67
E	1
E_{min}	1.76

F	ϕ
F_b	0.85
F_t	0.8
F_v	0.75
F_c	0.9
F_{cperp}	0.9
E	1
E_{min}	0.85

F	λ
F_b	0.8
F_t	0.8
F_v	0.8
F_c	0.8
F_{cperp}	1
E	1
E_{min}	1

Finalmente, se multiplican todos los factores pertinentes a cada esfuerzo, y se asignan en el proceso de diseño, a continuación se muestra un resumen de los resultados de factores de ajuste (sin aplicar los factores de resistencia):

$$\begin{aligned} \varphi_b &:= 3.493 & \varphi_v &:= 2.304 & \varphi_{cperp} &:= 1.670 & \varphi_{Emin} &:= 1.760 \\ \varphi_t &:= 2.592 & \varphi_c &:= 2.016 & \varphi_E &:= 1.000 & & \end{aligned}$$

A-2 Madera contrachapada

<u>Propiedades geométricas</u>		<u>Propiedades mecánicas</u>															
$d := \frac{3}{8} \text{ in}$	$Humedad := 15\%$	$F_b := 62 \text{ MPa}$	$F_{cperp} := 36 \text{ MPa}$														
$b := 1 \text{ m}$	$Temperatura := 25 \text{ }^\circ\text{C}$	$F_t := 0 \text{ MPa}$	$E := 8459 \text{ MPa}$														
$l_u := 2.44 \text{ m}$	Longitud libre entre claros	$F_v := 36 \text{ MPa}$	$E_{min} := 0 \text{ MPa}$														
		$F_c := 0 \text{ MPa}$															
<u>Factor de ajuste por humedad</u>		C_M	$F \quad C_M$														
Tomando loslas indicaciones de la sección 9.3.3	Cuando las condiciones de servicio son secas y el contenido de humedad ambiental es menor a 16%, se permite aplicar los valores referentes de diseño (es decir, los valores de diseño está para dicha condición de servicio) el factor $C_M=1$		<table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_b</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_t</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_v</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_{cperp}</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_c</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">E</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">E_{min}</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> </table>	F_b	1	F_t	1	F_v	1	F_{cperp}	1	F_c	1	E	1	E_{min}	1
F_b	1																
F_t	1																
F_v	1																
F_{cperp}	1																
F_c	1																
E	1																
E_{min}	1																
<u>Factor de ajuste por temperatura</u>		C_t	$F \quad C_t$														
Tomando loslas indicaciones de la sección 9.3.3	Cuando las condiciones de servicio son secas y el contenido de humedad ambiental es menor a 16%, se permite aplicar los valores referentes de diseño (es decir, los valores de diseño está para dicha condición de servicio) el factor $C_t=1$		<table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_b</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_t</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_v</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_{cperp}</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_c</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">E</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">E_{min}</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> </table>	F_b	1	F_t	1	F_v	1	F_{cperp}	1	F_c	1	E	1	E_{min}	1
F_b	1																
F_t	1																
F_v	1																
F_{cperp}	1																
F_c	1																
E	1																
E_{min}	1																
<u>Factor de ajuste por estabilidad</u>		C_S	$F \quad C_S$														
Tomando los datos de la tabla 9.3.4 ("Factores por tamaño del panel") NDS 2018	Table 9.3.4 Panel Size Factor, C_s		<table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_b</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> <tr><td style="padding-right: 10px;">F_t</td><td style="text-align: center;">1</td></tr> </table>	F_b	1	F_t	1										
F_b	1																
F_t	1																
	Panel Strip Width, w	C_s															
	$w \leq 8"$	0.5															
	$8" < w < 24"$	$(8 + w) / 32$															
	$w \geq 24"$	1.0															

Factor de ajuste por conversión de formato

F	K_F
F_b	2.54
F_t	2.70
F_v	2.88
F_c	2.40
F_{cperp}	1.67
E	1
E_{min}	1

Factor de resistencia

F	ϕ
F_b	0.85
F_t	0.8
F_v	0.75
F_c	0.9
F_{cperp}	0.9
E	1
E_{min}	1

Factor ajuste por efecto del tiempo

F	λ
F_b	0.8
F_t	0.8
F_v	0.8
F_c	0.8
F_{cperp}	1
E	1
E_{min}	1

Finalmente, se multiplican todos los factores pertinentes a cada esfuerzo, y se asignan en el proceso de diseño, a continuación se muestra un resumen de los resultados de factores de ajuste (sin aplicar los factores de resistencia):

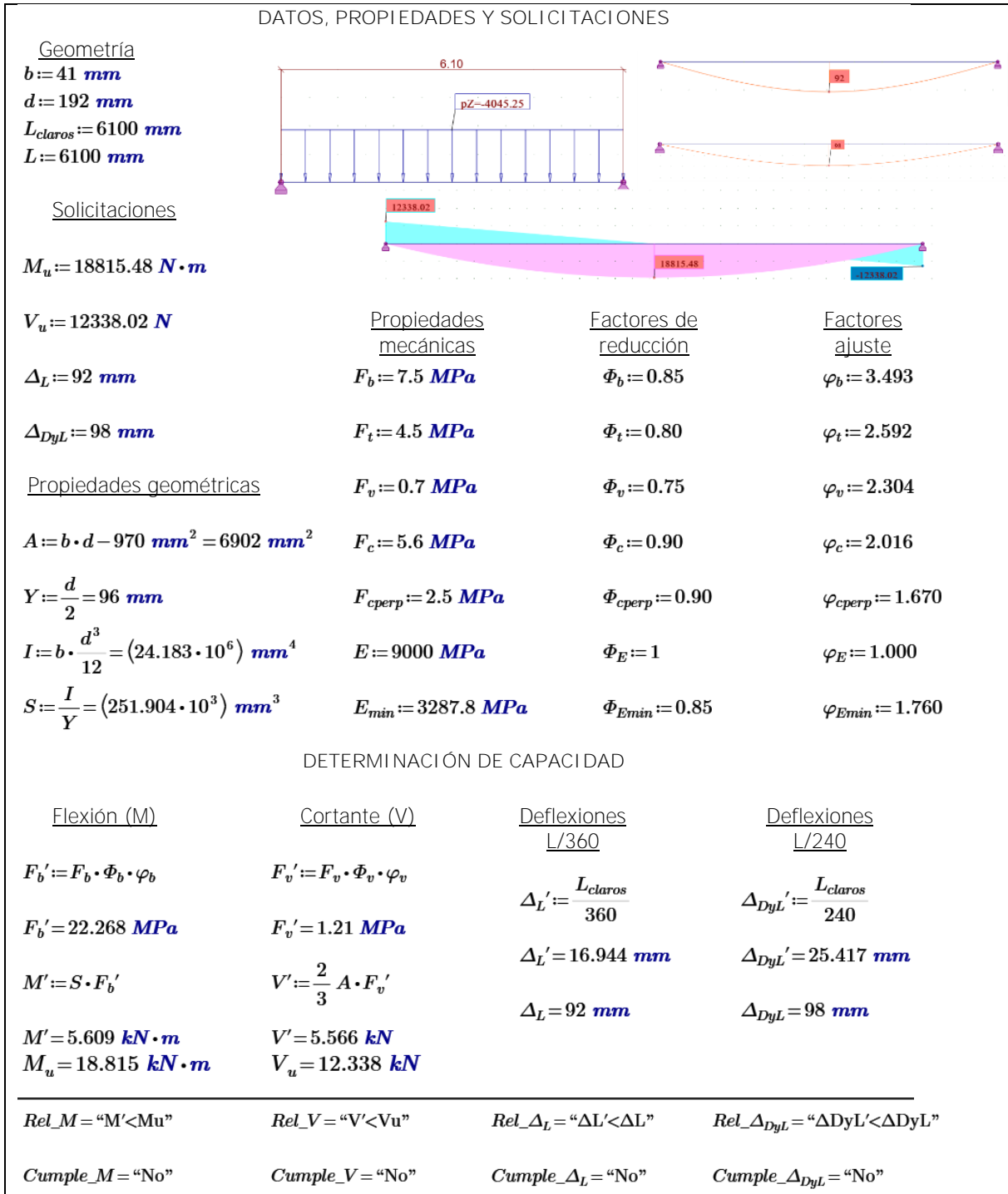
$$\varphi_b := 2.032 \quad \varphi_v := 2.304 \quad \varphi_{cperp} := 1.670 \quad \varphi_{Emin} := 1$$

$$\varphi_t := 2.16 \quad \varphi_c := 1.92 \quad \varphi_E := 1.000$$

Apéndice B

Memoria de cálculo para el diseño de diafragmas por gravedad

B-1 Madera aserrada Sentido X-X



B-2 Madera aserrada Sentido Y-Y

DATOS Y PROPIEDADES				
<p><u>Geometría</u></p> <p>$b := 41 \text{ mm}$ $d := 192 \text{ mm}$ $L := 2440 \text{ mm}$ $L_{claros} := 2440 \text{ mm}$</p> <p><u>Solicitaciones</u></p> <p>$M_u := 1505.24 \text{ N}\cdot\text{m}$</p> <p>$V_u := 2467.60 \text{ N}$</p> <p>$\Delta_L := 1 \text{ mm}$</p> <p>$\Delta_{DyL} := 1 \text{ mm}$</p> <p><u>Propiedades geométricas</u></p> <p>$A := b \cdot d = 970 \text{ mm}^2 = 6902 \text{ mm}^2$</p> <p>$Y := \frac{d}{2} = 96 \text{ mm}$</p> <p>$I := b \cdot \frac{d^3}{12} = 24182784 \text{ mm}^4$</p> <p>$S := \frac{I}{Y} = 251904 \text{ mm}^3$</p>		<p><u>Propiedades mecánicas</u></p> <p>$F_b := 7.5 \text{ MPa}$</p> <p>$F_t := 4.5 \text{ MPa}$</p> <p>$F_v := 0.7 \text{ MPa}$</p> <p>$F_c := 5.6 \text{ MPa}$</p> <p>$F_{cperp} := 2.5 \text{ MPa}$</p> <p>$E := 9000 \text{ MPa}$</p> <p>$E_{min} := 3287.8 \text{ MPa}$</p>	<p><u>Factores de reducción</u></p> <p>$\Phi_b := 0.85$</p> <p>$\Phi_t := 0.80$</p> <p>$\Phi_v := 0.75$</p> <p>$\Phi_c := 0.90$</p> <p>$\Phi_{cperp} := 0.90$</p> <p>$\Phi_E := 1$</p> <p>$\Phi_{Emin} := 0.85$</p>	<p><u>Factores ajuste</u></p> <p>$\varphi_b := 3.493$</p> <p>$\varphi_t := 2.592$</p> <p>$\varphi_v := 2.304$</p> <p>$\varphi_c := 2.016$</p> <p>$\varphi_{cperp} := 1.670$</p> <p>$\varphi_E := 1.000$</p> <p>$\varphi_{Emin} := 1.760$</p>
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD				
<u>Flexión (M)</u>	<u>Cortante (V)</u>	<u>Deflexiones L/360</u>	<u>Deflexiones L/240</u>	
$F_b' := F_b \cdot \Phi_b \cdot \varphi_b$	$F_v' := F_v \cdot \Phi_v \cdot \varphi_v$	$\Delta_L' := \frac{L_{claros}}{360}$	$\Delta_{DyL}' := \frac{L_{claros}}{240}$	
$F_b' = 22.268 \text{ MPa}$	$F_v' = 1.21 \text{ MPa}$	$\Delta_L' = 6.778 \text{ mm}$	$\Delta_{DyL}' = 10.167 \text{ mm}$	
$M' := S \cdot F_b'$	$V' := \frac{2}{3} A \cdot F_v'$	$\Delta_L = 1 \text{ mm}$	$\Delta_{DyL} = 1 \text{ mm}$	
$M' = 5.609 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_u = 1.505 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V' = 5.566 \text{ kN}$ $V_u = 2.468 \text{ kN}$			
$Rel_M = "M' > M_u"$ $Cumple_M = "Sí"$	$Rel_V = "V' > V_u"$ $Cumple_V = "Sí"$	$Rel_Delta_L = "Delta_L' > Delta_L"$ $Cumple_Delta_L = "Sí"$	$Rel_Delta_{DyL} = "Delta_{DyL}' > Delta_{DyL}"$ $Cumple_Delta_{DyL} = "Sí"$	

B-3 Láminas de Madera contrachapada Sentido X-X

DATOS Y PROPIEDADES

Geometría

$b := 1000 \text{ mm}$
 $d := 9.525 \text{ mm}$
 $L_{\text{claros}} := 610 \text{ mm}$
 $L := 6100 \text{ mm}$

Solicitaciones

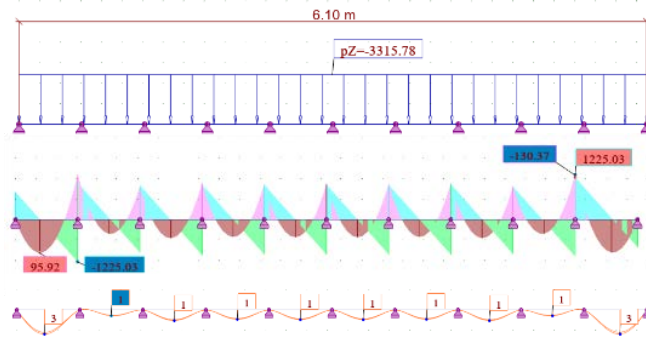
$M_u := 130.37 \text{ N} \cdot \text{m}$
 $V_u := 1225.03 \text{ N}$

$\Delta_L := 3 \text{ mm}$

$\Delta_{DyL} := 3 \text{ mm}$

Propiedades geométricas

$A := b \cdot d = 9525 \text{ mm}^2$
 $Y := \frac{d}{2} = 4.763 \text{ mm}$
 $I := b \cdot \frac{d^3}{12} = 72013.465 \text{ mm}^4$
 $S := \frac{I}{Y} = 15120.938 \text{ mm}^3$



Propiedades mecánicas

$F_b := 62 \text{ MPa}$
 $F_t := 0 \text{ MPa}$
 $F_v := 36 \text{ MPa}$
 $F_c := 0 \text{ MPa}$
 $F_{\text{cperp}} := 36 \text{ MPa}$
 $E := 8459 \text{ MPa}$
 $E_{\text{min}} := 0 \text{ MPa}$

Factores de resistencia

$\Phi_b := 0.85$
 $\Phi_t := 0.80$
 $\Phi_v := 0.75$
 $\Phi_c := 0.90$
 $\Phi_{\text{cperp}} := 0.90$
 $\Phi_E := 1$
 $\Phi_{E_{\text{min}}} := 0.85$

Factores ajuste

$\varphi_b := 2.032$
 $\varphi_t := 2.16$
 $\varphi_v := 2.304$
 $\varphi_c := 1.92$
 $\varphi_{\text{cperp}} := 1.670$
 $\varphi_E := 1.000$
 $\varphi_{E_{\text{min}}} := 1$

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD

Flexión (M)

$F_b' := F_b \cdot \Phi_b \cdot \varphi_b$
 $F_b' = 107.086 \text{ MPa}$
 $M' := S \cdot F_b'$
 $M' = 1.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_u = 0.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cortante (V)

$F_v' := F_v \cdot \Phi_v \cdot \varphi_v$
 $F_v' = 62.208 \text{ MPa}$
 $V' := \frac{2}{3} A \cdot F_v'$
 $V' = 395.021 \text{ kN}$
 $V_u = 1.225 \text{ kN}$

Deflexiones L/360

$\Delta_L' := \frac{L_{\text{claros}}}{360}$
 $\Delta_L' = 1.694 \text{ mm}$
 $\Delta_L = 3 \text{ mm}$

Deflexiones

$\Delta_{DyL}' := \frac{L_{\text{claros}}}{240}$
 $\Delta_{DyL}' = 2.542 \text{ mm}$
 $\Delta_{DyL} = 3 \text{ mm}$

Rel_M = "M' > Mu"

Cumple_M = "Sí"

Rel_V = "V' > Vu"

Cumple_V = "Sí"

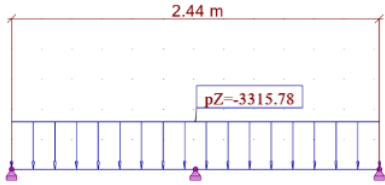
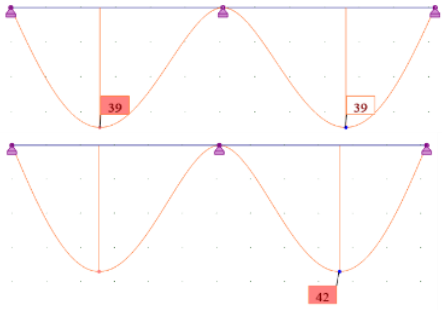
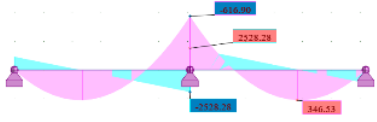
Rel_Delta_L = "Delta_L' < Delta_L"

Cumple_Delta_L = "No"

Rel_Delta_DyL = "Delta_DyL' < Delta_DyL"

Cumple_Delta_DyL = "No"

B-4 Láminas de Madera contrachapada Sentido Y-Y

DATOS Y PROPIEDADES				
<p><u>Geometría</u></p> <p>$b := 1000 \text{ mm}$ $d := 9.525 \text{ mm}$ $L := 2440 \text{ mm}$ $L_{claros} := 1220 \text{ mm}$</p> <p><u>Solicitaciones</u></p> <p>$M_u := 616.90 \text{ N} \cdot \text{m}$ $V_u := 2528.28 \text{ N}$</p>				
<p><u>Propiedades geométricas</u></p> <p>$A := b \cdot d = 9525 \text{ mm}^2$ $Y := \frac{d}{2} = 4.763 \text{ mm}$ $I := b \cdot \frac{d^3}{12} = 72013.465 \text{ mm}^4$ $S := \frac{I}{Y} = 15120.938 \text{ mm}^3$</p>		<p><u>Propiedades mecánicas</u></p> <p>$F_b := 62 \text{ MPa}$ $F_t := 0 \text{ MPa}$ $F_v := 36 \text{ MPa}$ $F_c := 0 \text{ MPa}$ $F_{cperp} := 36 \text{ MPa}$ $E := 8459 \text{ MPa}$ $E_{min} := 0 \text{ MPa}$</p>	<p><u>Factores de reducción</u></p> <p>$\Phi_b := 0.85$ $\Phi_t := 0.80$ $\Phi_v := 0.75$ $\Phi_c := 0.90$ $\Phi_{cperp} := 0.90$ $\Phi_E := 1$ $\Phi_{Emin} := 0.85$</p>	<p><u>Factores ajuste</u></p> <p>$\varphi_b := 2.032$ $\varphi_t := 2.16$ $\varphi_v := 2.304$ $\varphi_c := 1.92$ $\varphi_{cperp} := 1.670$ $\varphi_E := 1.000$ $\varphi_{Emin} := 1$</p>
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD				
<u>Flexión (M)</u>	<u>Cortante (V)</u>	<u>Deflexiones L/360</u>	<u>Deflexiones L/240</u>	
$F_b' := F_b \cdot \Phi_b \cdot \varphi_b$	$F_v' := F_v \cdot \Phi_v \cdot \varphi_v$	$\Delta_L' := \frac{L_{claros}}{360}$	$\Delta_{DyL}' := \frac{L_{claros}}{240}$	
$F_b' = 107.086 \text{ MPa}$	$F_v' = 62.208 \text{ MPa}$	$\Delta_L' = 3.389 \text{ mm}$	$\Delta_{DyL}' = 5.083 \text{ mm}$	
$M' := S \cdot F_b'$	$V' := \frac{2}{3} A \cdot F_v'$	$\Delta_L = 39 \text{ mm}$	$\Delta_{DyL} = 42 \text{ mm}$	
$M' = 1.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_u = 0.617 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V' = 395.021 \text{ kN}$ $V_u = 2.528 \text{ kN}$			
$Rel_M = "M' > M_u"$ $Cumple_M = "Sí"$	$Rel_V = "V' > V_u"$ $Cumple_V = "Sí"$	$Rel_Delta_L = "Delta_L' < Delta_L"$ $Cumple_Delta_L = "No"$	$Rel_Delta_{DyL} = "Delta_{DyL}' < Delta_{DyL}"$ $Cumple_Delta_{DyL} = "No"$	

Apéndice C

Memoria de cálculo para el diseño de diafragmas por carga lateral

DATOS Y PROPIEDADES PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL

<u>Geometría</u>	<u>Propiedades mecánicas</u>	<u>Factores de reducción</u>	<u>Factores ajuste</u>
$d := 192 \text{ mm}$	$F_b := 7.5 \text{ MPa}$	$\Phi_b := 0.85$	$\varphi_b := 3.225$
$b := 41 \text{ mm}$	$F_t := 4.5 \text{ MPa}$	$\Phi_t := 0.80$	$\varphi_t := 2.591$
$L := 6100 \text{ mm}$	$F_v := 0.7 \text{ MPa}$	$\Phi_v := 0.75$	$\varphi_v := 2.304$
<u>Propiedades Geométricas:</u>	$F_c := 5.6 \text{ MPa}$	$\Phi_c := 0.90$	$\varphi_c := 2.016$
$Y := \frac{d}{2} = 96 \text{ mm}$	$F_{cperp} := 2.5 \text{ MPa}$	$\Phi_{cperp} := 0.90$	$\varphi_{cperp} := 1.336$
$A := b \cdot d = 970 \text{ mm}^2$	$E := 9000 \text{ MPa}$	$\Phi_E := 1$	$\varphi_E := 0.8$
$A = (6.902 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	$E_{min} := 3287.8 \text{ MPa}$	$\Phi_{Emin} := 0.85$	$\varphi_{Emin} := 1.408$
$I := b \cdot \frac{d^3}{12} = 24182784 \text{ mm}^4$			
$S := \frac{I}{Y} = 251904 \text{ mm}^3$			

PROPIEDADES DEL PANEL

Geometría del panel

$$B := 2440 \text{ mm}$$

$$L := 6100 \text{ mm}$$

Capacidad Tabla 4.2A SDPWS

$$V_w := 520 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$V_w = 7.589 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\phi_D := 0.8$$

Grado de la cubierta	Tamaño del clavo	Penetración mínima del clavo en el marco	Espesor nominal mínimo del panel	Ancho nominal mínimo de la cara clavada que limita los bordes y los bordes del panel.	Sismo			Viento					
					Espaciamiento de los			Espaciamiento de los clavos					
					6			6	4	2-1/2	2		
					6			6	6	4	3		
				V_s (plf)	G_s (kips/in)		V_w (plf)	V_w (plf)	V_w (plf)	V_w (plf)			
					OSB	PLY							
Cubierta y piso sencillo	6d	1-1/4	5/16	2	340	15	10	475	630	940	1065		
				3	380	12	9	530	700	1065	1205		
			3/8	2	370	13	9.5	520	700	1050	1175		
				3	420	10	8	590	785	1175	1330		
	8d	1-3/8	3/8	2	480	15	11	670	895	1345	1525		
				3	540	12	8.5	755	1010	1510	1710		
			7/16	2	510	14	10	715	950	1415	1610		
				3	570	11	9	800	1065	1595	1805		
				15/32	2	540	13	9.5	755	1010	1485	1680	
					3	600	10	8.5	840	1120	1680	1890	
			10d	1-1/2	15/32	2	580	25	15	810	1080	1610	1835
						3	650	21	14	910	1205	1820	2060
	19/32	2			640	21	14	895	1190	1790	2045		
		3			720	17	12	1010	1345	2015	2295		

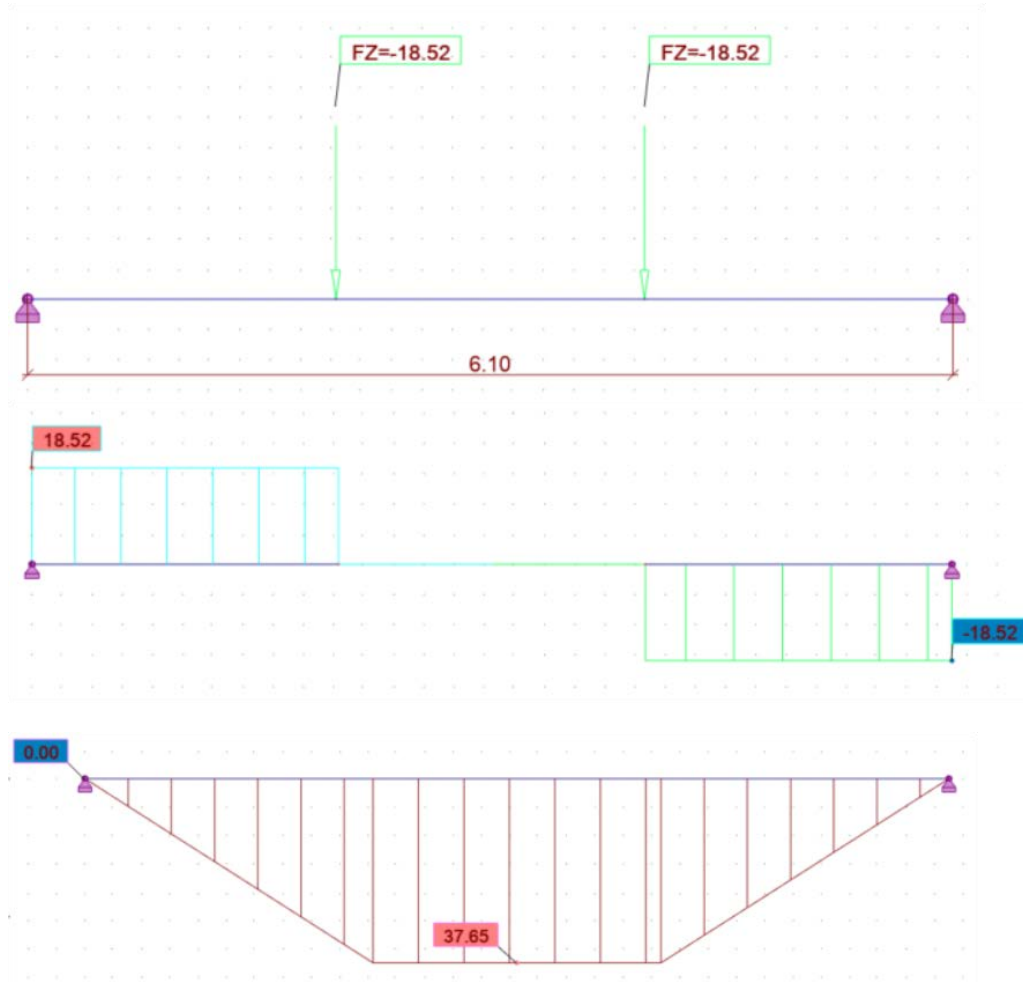
Se debe cumplir con la siguiente ecuación:

Entonces:

$$V' \geq V_L \quad \text{Donde: } V' := \frac{V_w}{\phi_D} \quad \text{y} \quad V_L = \frac{P}{B} \quad P := V_w = \frac{P}{B \cdot \phi_D} \xrightarrow{\text{solve, } P} \frac{1.01504 \cdot 10^6 \cdot \text{mm} \cdot \text{lbf}}{\text{ft}}$$

$$P = 14.813 \text{ kN} \quad P_{\text{esperado}} := \frac{P}{\phi_D} = 18.517 \text{ kN}$$

Conociendo la carga puntual P con la que se deben cargar los diafragmas, y modelandolo como una viga simplemente apoyada, se determinan los exigencias en las fibras extremas (cuerdas)



$$M_u := P_{\text{esperado}} \cdot \frac{L}{3} = 37.651 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Entonces: } T_u := \frac{M_u}{B} = 15.431 \text{ kN} \quad \text{y} \quad P_u := T_u = 15.431 \text{ kN}$$

Solicitaciones

$$P_u = 15.431 \text{ kN}$$

$$T_u = 15.431 \text{ kN}$$

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD

Tensión (T)

Compresión (C)

$$F'_t := F_t \cdot \Phi_t \cdot \varphi_t$$

$$F'_c := F_c \cdot \Phi_c \cdot \varphi_c$$

$$F'_t = 9.328 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 10.161 \text{ MPa}$$

$$T' := A \cdot F'_t$$

$$P' := A \cdot F'_c$$

$$T' = 64.379 \text{ kN}$$

$$P' = 70.129 \text{ kN}$$

$$T_u = 15.431 \text{ kN}$$

$$P_u = 15.431 \text{ kN}$$

$$Rel_T = "T' > T_u"$$

$$Cumple_T = "Sí"$$

$$Rel_C = "P' > P_u"$$

$$Cumple_C = "Sí"$$

Anexo 1

Tablas de diseño de diafragmas
SDPWS (American Wood Council, 2015)

Table 4.2A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Diaphragms

Blocked Wood Structural Panel Diaphragms^{1,2,3,4,5}

Sheathing Grade	Common Nail Size	Minimum Fastener Penetration in Framing Member or Blocking (in.)	Minimum Nominal Panel Thickness (in.)	Minimum Nominal Width of Nailed Face at Adjoining Panel Edges and Boundaries (in.)	A SEISMIC												B WIND								
					Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)												Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)								
					6			4			2-1/2			2			6	4	2-1/2	2					
					Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)												Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)								
6			6			4			3			6	6	4	3										
v_e (plf)		G_s (kips/in.)		v_e (plf)		G_s (kips/in.)		v_e (plf)		G_s (kips/in.)		v_e (plf)		G_s (kips/in.)		v_w (plf)	v_w (plf)	v_w (plf)	v_w (plf)						
OSB		PLY		OSB		PLY		OSB		PLY		OSB		PLY											
Structural I	6d	1-1/4	5/16	2	370			500			750			840			520	700	1050	1175					
					15 12			8.5 7.5			12 10			20 15			590		785		1175		1330		
	8d	1-3/8	3/8	2	420			560			840			950			755	1010	1485	1680					
					12 9.5			7.0 6.0			9.5 8.5			17 13			840		1120		1680		1890		
	10d	1-1/2	15/32	3	540			720			1060			1200			895	1190	1790	2045					
					14 11			9.0 7.5			13 10			21 15			1010		1345		2015		2295		
						600			800			1200			1350			840	1120	1680	1890				
						640			850			1280			1460			895	1190	1790	2045				
						24 17			15 12			20 15			31 21			1010		1345		2015		2295	
						20 15			960			1440			1640			1010	1345	2015	2295				
						720			960			1440			1640			1010	1345	2015	2295				
Sheathing and Single-Floor	6d	1-1/4	5/16	2	340			450			670			760			475	630	940	1065					
					15 10			9.0 7.0			13 9.5			21 13			530		700		1065		1205		
					12 9.0			7.0 6.0			10 8.0			17 12			520		700		1050		1175		
			3/8	2	420			560			840			950			590	785	1175	1330					
					10 8.0			5.5 5.0			8.5 7.0			14 10			670		895		1345		1525		
					14 10			8.5 7.0			12 9.5			20 13			755		1010		1510		1710		
	8d	1-3/8	7/16	2	480			640			960			1090			715	950	1415	1610					
					15 11			9.5 7.5			13 9.5			21 13			800		1065		1595		1805		
					12 9.5			7.5 6.0			11 8.5			18 12			755		1010		1485		1680		
	15/32	2	510			680			1010			1150			755	1010	1485	1680							
			14 10			8.5 7.0			12 9.5			20 13			840		1120		1680		1890				
			11 9.0			7.0 6.0			10 8.0			17 12			810		1080		1610		1835				
	10d	1-1/2	15/32	3	540			720			1060			1200			810	1080	1610	1835					
					13 9.5			7.5 6.5			11 8.5			19 13			910		1205		1820		2060		
					10 8.5			6.0 5.5			9.0 7.5			15 11			895		1190		1790		2045		
			19/32	2	580			770			1150			1310			840	1120	1680	1890					
					25 15			15 11			21 14			33 18			910		1205		1820		2060		
					21 14			8.60 12 9.5			1300 17 12			1470 28 16			895		1190		1790		2045		
						640			850			1280			1460			895	1190	1790	2045				
						21 14			12 9.5			18 12			28 17			1010	1345	2015	2295				
						720			960			1440			1640			1010	1345	2015	2295				
						17 12			10 8.0			14 11			24 15			1010	1345	2015	2295				

Table 4.2C Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Diaphragms

Unblocked Wood Structural Panel Diaphragms^{1,2,3,4,5}

Sheathing Grade	Common Nail Size	Minimum Fastener Penetration in Framing (in.)	Minimum Nominal Panel Thickness (in.)	Minimum Nominal Width of Nailed Face at Supported Edges and Boundaries (in.)	A SEISMIC						B WIND			
					6 in. Nail Spacing at diaphragm boundaries and supported panel edges								6 in. Nail Spacing at diaphragm boundaries and supported panel edges	
					Case 1			Cases 2,3,4,5,6			Case 1	Cases 2,3,4,5,6		
					V_s (plf)	G_a (kips/in.)		V_s (plf)	G_a (kips/in.)		V_w (plf)	V_w (plf)		
	OSB	PLY		OSB	PLY									
Structural I	6d	1-1/4	5/16	2	330	9.0	7.0	250	6.0	4.5	460	350		
				3	370	7.0	6.0	280	4.5	4.0	520	390		
			8d	1-3/8	3/8	2	480	8.5	7.0	360	6.0	4.5	670	505
	3	530				7.5	6.0	400	5.0	4.0	740	560		
	10d	1-1/2			15/32	2	570	14	10	430	9.5	7.0	800	600
			3	640		12	9.0	480	8.0	6.0	895	670		
Sheathing and Single-Floor			6d	1-1/4	5/16	2	300	9.0	6.5	220	6.0	4.0	420	310
	3	340				7.0	5.5	250	5.0	3.5	475	350		
	8d	1-3/8			3/8	2	330	7.5	5.5	250	5.0	4.0	460	350
						3	370	6.0	4.5	280	4.0	3.0	520	390
					7/16	2	430	9.0	6.5	320	6.0	4.5	600	450
						3	480	7.5	5.5	360	5.0	3.5	670	505
	15/32	2	460	8.5	6.0	340	5.5	4.0	645	475				
		3	510	7.0	5.5	380	4.5	3.5	715	530				
		2	480	7.5	5.5	360	5.0	4.0	670	505				
		3	530	6.5	5.0	400	4.0	3.5	740	560				
		2	510	15	9.0	380	10	6.0	715	530				
		3	580	12	8.0	430	8.0	5.5	810	600				
19/32	1-1/2	19/32	2	570	13	8.5	430	8.5	5.5	800	600			
			3	640	10	7.5	480	7.0	5.0	895	670			

Anexo 2

Propiedades mecánicas del productor

Probosque (Probosque, 2018)

PROPIEDADES MECÁNICAS		UNIDAD	VALOR PROMEDIO ESTADO SECO
FLEXIÓN ESTÁTICA	Tensión en el límite de proporcionalidad	kg/cm ²	415,6
	Módulo de ruptura	kg/cm ²	895
	Módulo de elasticidad	ton/cm ²	107,3
COMPRESIÓN PARALELA	Tensión en el límite de proporcionalidad	kg/cm ²	209,8
	Tensión máxima	kg/cm ²	503
	Módulo de elasticidad	ton/cm ²	102,9
COMPRESIÓN NORMAL	Tensión en el límite de proporcionalidad	kg/cm ²	67,4
	Tensión máxima		122,2
TRACCIÓN	Tangencial	kg/cm ²	34,6
	Radial	kg/cm ²	26,8
DUREZA	Carga normal a las fibras	kg	265,4
	Carga paralela a las fibras	kg	356,1
CIZALLE	Resistencia Tangencial	kg/cm ²	97,7
	Resistencia Radial	kg/cm ²	87,6
VALOR REFERENCIAL DE LAS MUESTRAS	Contenido de humedad promedio	%	12
	Densidad promedio	kg/m ³	450