UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA
VALPARAÍSO – CHILE

“Análisis estructural de un modelo de puente de madera peatonal autoportante ensamblado con uniones carpinteras (sin herrajes).”

DANIEL ALEJANDRO MUÑOZ PAREDES

MEMORIA DE TITULACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE:
INGENIERO MECÁNICO INDUSTRIAL

PROFESOR GUÍA: Dr. Ing. LUIS PÉREZ POZO.

PROFESOR CORREFERENTE: LUIS GONZÁLEZ BÖHME.

JUNIO, 2018

Agradecimientos

Dedicatoria

A mi familia, a mi compañera de aventuras Anna, a mis amigos y a la Familia Berstein Pizarro por confiar en mí y acompañarme todos estos años.

Resumen

En este trabajo de título se realiza un análisis estructural a dos prototipos de puentes que pueden ser utilizados como pasarela peatonal para diferentes usos, por ejemplo: un puente para pequeños arroyos de uso residenciales o públicos, pasarelas de plazas, o bien, para conectar zonas de escaza conectividad rural, entre otros. Este puente tiene como característica su construcción a base de madera sin herrajes, es decir no incorpora ningún tipo de elementos metálicos para su unión y anclaje. En este sentido, el puente se mantiene rígido debido a que el diseño de las uniones brinda la estabilidad suficiente para soportar el peso de la estructura y por consiguiente, las cargas admisibles.

Los modelos que se analizan fueron desarrollados por el estudiante Diego Poblete como proyecto para optar al título de Arquitecto otorgado por el Departamento de Arquitectura de la Universidad Técnica Federico Santa María.

La metodología del presente trabajo considera en una primera instancia, el uso del software comercial de elementos finitos ANSYS WORKBENCH para realizar el análisis estructural de los dos diseños de puentes, así como la utilización de la norma AASHTO *(*American Association of State Highway and Transportation Officials) como guía para establecer las cargas mínimas de servicio que debe ofrecer un puente peatonal para garantizar la seguridad del usuario.

Con base en los resultados, se determina que, de los dos modelos, el diseño N°2 posee las características necesarias para ser utilizado como puente peatonal de acuerdo con el criterio de cargas de servicio establecidos por la norma AASTHO.

Palabras claves: puente peatonal, madera, análisis estructural, uniones carpinteras tradicionales.

Abstract

In this work, a structural analysis is carried out on two prototypes of bridges that can be used as a pedestrian walkway for different uses, for example: a bridge for small residential or public streams, walkways for squares, or to connect areas of lack of rural connectivity, among others. The construction is based on wood without fittings, that is to say it does not incorporate any type of metallic elements for its union and anchoring. Also, the bridge remains rigid because the design of the joints that provides sufficient stability to support the weight of the structure and therefore, the allowable loads.

The models that are analyzed were developed by the student Diego Poblete as a project to qualify for the title of Architect granted by the Department of Architecture of the Federico Santa María Technical University.

The methodology of the present work considers in a first place, the use of the commercial software of finite elements ANSYS WORKBENCH to realize the structural analysis of the two designs of bridges, as well as the use of the AASHTO norm (American Association of State Highway and Transportation Officials) as a guide to establish the minimum service loads that a pedestrian bridge must offer to guarantee the safety of the user.

Based on the results, it is determined that, of the two models, the N ° 2 design has the necessary characteristics to be used as a pedestrian bridge according to the criteria of service charges stablished in AASHTO.

Keywords: pedestrian footbridge, wood, structural analysis, traditional carpentry joints.

Glosario

- *Vano:* es la distancia libre entre dos soportes, en el caso de un puente corresponde al espacio libre entre los apoyos intermedios, pilares o vigas.

- *Luz:* es la proyección horizontal o dimensión libre existente entre los apoyos de una viga, suele emplearse como sinónimo de vano.

- *Celosías:* o también conocida como cerchas, se le denomina a las estructuras diseñadas con secciones triangulares, las cuales consiguen formar estructuras rígidas y estables, que logran cubrir grandes luces.

- *Impregnación:* tratamiento que consiste en poner en contacto la madera con productos químicos específicos con el objeto de conseguir una serie de reacción que fijen en la madera sustancias que incrementen su durabilidad.

- *Deflexión:* En análisis estructural, la deflexión hace referencia al grado en el que un elemento estructural se deforma bajo la aplicación de una fuerza.

- *Xilema:* es el término botánico de la madera y está conformado por el tejido leñoso.

- *Trozas:* es el tronco del árbol cortado por los extremos y desramado para que pueda ser transportado.

- *Anhidra:* se dice que una sustancia es anhidra cuando no contiene agua.

- *Estructura:* en los estudios de ingeniería, la estructura es cualquier objeto que debe soportar o transmitir cargas.

- *Cargas:* es cualquier tipo de acción directa de una fuerza, que es ejercida sobre un objeto u estructura.

- *Cargas permanentes:* llamadas también cargas muertas, son las cargas producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente o estructura.

- *Cargas de uso:* denominadas también cargas vivas, son las cargas producidas por la acción del tránsito peatonal u otro elemento externo sobre la estructura y que posean un carácter transitorio.

- *Esfuerzos:* es la intensidad de una fuerza que es aplicada sobre una determinada área.

- *Análisis estático:* es la evaluación de un estado tensional de una estructura, al ser sometida a la acción de fuerzas puntuales, que son aplicadas gradualmente hasta alcanzar su máxima magnitud programada y que permanecerá constantes en el tiempo (estático).

- *Autoportante:* cualidad de una estructura, al ocupar el peso de sus elementos para lograr mantener la estabilidad y rigidez necesaria para su uso.

Índice

Agradecimientos ii

Dedicatoria iii

Resumen iv

Abstract v

Glosario vi

Índice viii

Índice de Figuras xi

Índice de Tablas y Gráficos xiii

Introducción xiv

Objetivos xvi

Objetivos Generales xvi

Objetivos Específicos xvi

Capítulo 1: 1

Antecedentes 1

1.1. Antecedentes históricos de los puentes de madera 1

1.2 Historia de la madera en Chile 6

1.3 Industria de la madera en Chile 8

Capítulo 2: 12

Consideraciones Conceptuales 12

2.1. La Madera 12

2.1.1 Estructura de la madera 12

2.1.2 Composición de la madera 14

2.1.3 Macro estructura de la madera 16
2.1.4 Clasificación de la madera 18
2.1.5 Humedad y densidad de la madera 18
2.1.6 Secado de la madera 19
2.1.7 Protección de la madera 21
2.2 Chile Forestal 22
2.2.1 Especies Forestales 23
2.2.2 Disponibilidad del recurso 25
2.3 Pino radiata D. Don 26
2.3.1 Propiedades físicas y mecánicas 26
2.4 Puentes peatonales 34
2.4.1 Tipos de estructuras de puentes 36
2.4.2 Cargas de Diseño aplicadas a un puente peatonal 39
2.5 Uniones carpinteras 41
2.5.1 Coeficiente de roce 43
2.6 Factor de seguridad 45
2.7 Método de elementos finitos 46
2.7.1 Modelación No Lineal en elementos finito 47
2.8 Software ANSYS 48
Capítulo 3: 49
Metodología de Trabajo 49
3.1 Puentes de madera peatonales a estudiar 49
3.1.1 Prototipo N°1 50
3.1.2 Prototipo N°2 51

3.2 Modelación por ANSYS 52
3.2.1 Ingreso de parámetros del material 53
3.2.2 Mallado del modelo 54
3.2.3 Condiciones de contorno 57
3.2.4 Aplicación de Cargas. 58
3.2.5 Parámetros requeridos en el análisis. 60
Capítulo 4: 61
Resultados y Análisis 61
4.1 Resultados Modelo N°1 62
4.2 Resultados Modelo N°2 69
4.3 Comparación entre los puentes 75
Conclusiones 77
Bibliografía 80
Anexos 84

Índice de Figuras

Figura 1: Bosquejo del puente autoportante de Leonardo Da Vinci. xiv
Figura 2: Extracto del pergamino El festival Qingming junto al río. xiv
Figura 3: Porcentaje de consumo en trozas de la industria primaria maderera 9
Figura 4: Destino de la industria primaria maderera en porcentajes 10
Figura 5: Representación de las células de celulosa ligadas a por la lignina. 12
Figura 6: Representación de la estructura celular de la madera. 13
Figura 7: Ejes de trabajo de la madera. 13
Figura 8: Ejes de trabajo de la madera, direcciones ortotropicas. 14
Figura 9: Sección transversal de un tronco típico. 16
Figura 10: Concentración de la masa forestal existente en Chile. 23
Figura 11: Comparación en el tiempo de la masa forestal chilena 24
Figura 12: Comparación porcentual de la masa forestal de los últimos tres años 24
Figura 13: Flujo de producción de madera aserrada de la industria chilena. 25
Figura 14: Curva esfuerzo-deformación de la madera. 29
Figura 15: Componentes básicos de un puente de madera. 36
Figura 16: Sistema de viga simple. 37
Figura 17: Sistema de puente atirantado. 37
Figura 18: Sistema reticulado 38
Figura 19: Sistema en arco. 39
Figura 20: Formas de uniones, empalme, ensamble y acoplamiento. 41
Figura 21: Tipos de uniones, carpintera, mecánica y encolada. 42
Figura 22: Uniones carpinteras típicas. 43
Figura 23: Rugosidad entre dos superficies. 44
Figura 24: Discretización de un cuerpo. 46
Figura 25: Algunas formas de elementos finitos 46
Figura 26: Vista isométrica del prototipo N°1. 50
Figura 27: Vista lateral prototipo N°1 50
Figura 28: Vista isométrica del prototipo N°2. 51

Figura 29: Vista lateral prototipo N°2.....52
Figura 30: Modulo utilizado para el análisis estructural del puente peatonal.....53
Figura 31: Propiedades del Pino Radiata ingresados en ANSYS. 53
Figura 32: Configuración de la malla utilizada.....55
Figura 33: Función “Kept”, para la utilización de nodos intermedios. 55
Figura 34: Vista de la malla generada al modelo N°1. 56
Figura 35: Vista de la malla generada al modelo N°2. 56
Figura 36: Configuración aplicada para los contactos entre las uniones carpinteras..57
Figura 37: Soportes fijos. 58
Figura 38: Aplicación de cargas vivas de peatones. 59
Figura 39: Aplicación de cargas de viento. 59
Figura 40: Soluciones requeridas para el análisis estructural en ANSYS. 60
Figura 41: Resultados Simulación Modelo N°1, deformación total. 63
Figura 42: Resultados Simulación Modelo N°1, esfuerzos máximos principales. 64
Figura 43: Resultados Simulación Modelo N°1, factor de seguridad.....65
Figura 44: Resultado Modelo N°1, deformación total. 66
Figura 45: Resultado Modelo N°1, esfuerzo principal máximo. 67
Figura 46: Resultado Modelo N°1, factor de seguridad.....67
Figura 47: Resultados Simulación Modelo N°2, deformación total. 70
Figura 48: Resultados Simulación Modelo N°2, esfuerzos máximos principales. 71
Figura 49: Resultados Simulación Modelo N°2, factor de seguridad.....72
Figura 50: Resultado Modelo N°2, deformación total. 73
Figura 51: Resultado Modelo N°2, esfuerzo principal máximo. 73
Figura 52: Resultado Modelo N°2, factor de seguridad.....74

Índice de Tablas y Gráficos

Tabla 1: Superficie nacional en comparación a la masa de bosques existentes. 22
Tabla 2: Porcentaje de contracción del pino radiata. 27
Tabla 3: Densidad del pino radiata..... 27
Tabla 4: Propiedades mecánicas del pino radiata. 30
Tabla 5: Relaciones Elásticas para diversas especies de pinos. 32
Tabla 6: Coeficientes de Poisson para diversas especies de pinos..... 32
Tabla 7: Propiedades elásticas obtenidas para el pino radiata. 33
Tabla 8: Coeficientes de Poisson obtenidos para el pino radiata. 33
Tabla 10: Coeficientes de roce estático para especies coníferas..... 44
Tabla 11: Promedio de coeficientes de roce estático para especies coníferas. 45
Tabla 12: Resultados Simulación Modelo N°1. 62
Tabla 13: Valores máximos de deflexión para el modelo N°1. 63
Tabla 14: Resultados Simulación Modelo N°2. 69
Tabla 15: Valores máximos de deflexión para el modelo N°2. 69

Introducción

En el presente trabajo de título se realiza un análisis estructural de dos modelos de puente peatonal de madera autoportante ensamblado con uniones carpinteras (sin herraje). Los dos prototipos para analizar fueron aportados por el estudiante Diego Poblete como parte de su memoria para optar al título de Arquitecto otorgado por el Departamento de Arquitectura de la Universidad Técnica Federico Santa María. En los diseños se consideraron como referencia el diseño autoportante de Leonardo da Vinci y el puente chino *Rainbow Bridge*, en donde parámetros como la fácil manipulación de los elementos, la longitud de la luz alcanzada y el radio de curvatura fueron esenciales para lograr su diseño [1].

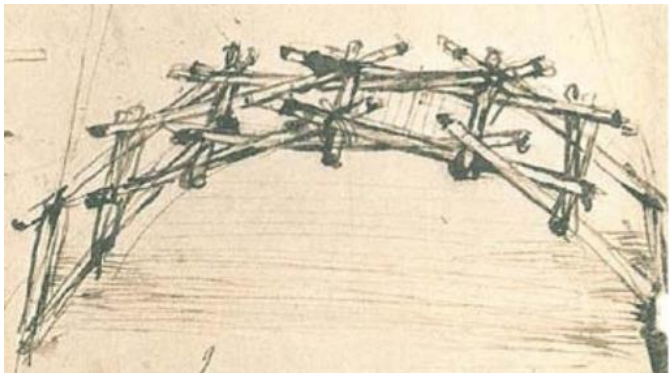


Figura 1: Bosquejo del puente autoportante de Leonardo Da Vinci [2].

Figura 2: Extracto del pergamino *El festival Qingming junto al río* [3].

En la figura 1, se presenta el puente autoportante de Leonardo Da Vinci contenido en la colección encuadernada de dibujos y escrituras llamado *Codex Atlanticus* (códice Atlántico) de 1487. La estructura de este puente en forma de arco le permite permanecer erguido, aun en ausencia de clavos, tornillos, cuerdas, u otro medio más allá del peso de sus elementos [2].

Por otro lado, en la figura 2 se muestra un fragmento del pergamino de la cultura China: "*El festival Qingming junto al río"* y que fue pintado por *Zhang Zeduan* (1085-1145) donde aparece por primera vez el denominado "Puente de Iris". Este puente que cruza el rio con troncos curvados, destacando que, lo que logra mantener el puente estable es una serie de vigas de madera horizontales y en voladizo entrelazadas [3].

A lo largo del trabajo se analizan dos diseños de puentes peatonales por medio del software comercial de elementos finitos ANSYS Workbench. Finalmente se determina el modelo más adecuado considerando los criterios de esfuerzos máximos concentrados en las uniones, factor de seguridad, carga máxima de soporte, deformación total.

Como producto de este trabajo se espera obtener un modelo que puede ser construido con medios sustentables y de alta calidad, que por consiguiente, busca reducir la huella de carbono en los procesos de construcción de infraestructura urbana. En potencia, este documento también favorecerá la sistematización y mejora de la conectividad en zonas aisladas y rurales del sur de Chile, por medio de la instauración de puentes peatonales económicos, de fácil armado y seguros.

Objetivos

Objetivos Generales

- Realizar un análisis estructural de dos modelos de puentes peatonales de madera autoportantes ensamblados con uniones carpinteras (sin herrajes), por medio del software comercial de elementos finitos ANSYS WORKBENCH, determinando: esfuerzos máximos concentrados en las uniones, factor de seguridad, peso máximo soportado.

Objetivos Específicos

- Analizar dos diseños de puentes peatonales propuestos, entre otros.

- Analizar las propiedades de la madera chilena propuesta para la elaboración del puente peatonal.

- Comparar los resultados de los dos análisis y elegir el diseño más adecuado según los criterios especificados.

- Presentar las conclusiones del trabajo desarrollado.

Capítulo 1:

Antecedentes

1.1. Antecedentes históricos de los puentes de madera

Hace un poco más de 100 años los materiales para la construcción de estructuras fueron la madera y la piedra. Si bien el uso del metal en estructuras de ingeniería precede a esa fecha con apariciones esporádicas, su auge no llega hasta mediados del siglo XIX con el desarrollo de nuevas técnicas para la industria siderúrgica, lo que logra reducir los costos de construcción.

La historia de los puentes de madera probablemente se remonta a la prehistoria, en donde se utilizaban árboles caídos o cortados para lograr atravesar ríos. Con el tiempo y el desarrollo de las primeras cuerdas, hechas de lianas, se facilita unir distintos elementos, como por ejemplo rocas y madera. De esta teoría se cree que nacieron los primeros puentes colgantes [4].

Si bien, se tiene registro de puentes que datan de la Edad de Bronce (aprox. 3000 – 700 a.C), provenientes de grandes culturas como la del Imperio Babilónico y la civilización micénica, los primeros lograron desarrollar puentes de piedra dentro de la ciudad de Babilonia para cruzar el rio Éufrates la cual dividía la ciudad en dos [5].

Por parte de oriente, la civilización China, ha construido puentes desde tiempos ancestrales. La cultura *Dong*, perteneciente a uno de los 55 grupos étnicos reconocidos hoy en la actual República Popular China, se caracterizan

particularmente por su arte con la madera. Asimismo, desarrollaron métodos de construcción la técnica de *tejido de vigas*, que permitió la unión de vigas entre sí, sin la utilización de clavos u otros herrajes, lo que favoreció la construcción de casas y puentes, de manera sustentable hace más de un milenio. Actualmente existen más de 100 puentes de madera operativos, pertenecientes a esta cultura [3].

Por su parte, durante la Edad Media en Suiza se construyeron los puentes peatonales cubiertos Kapell (Kapellbrücke o puente de la capilla), el Spreuer (Spreuerbrücke o puente de los molinos). Los dos puentes, fueron construidos para cruzar el rio Reuss, en Lucerna, Suiza. El primer puente data del año 1365 y está considerado, uno de los puentes más antiguos de Europa así como uno de los escasos que aún existente. Una de las peculiaridades del puente es que está construido con tres tipos de maderas: los pilotes que entran en contacto con el agua, están constituido de roble, y la estructura para la cubierta está formada de picea y abeto. Esta elección de materiales no fue al azar, por el contrario, fue por claro conocimientos de su durabilidad. Por otra parte, y a solo 400 metros del puente de Kapell, se encuentra el puente *Spreuerbrücke*, construido aproximadamente en el 1408 y que tiene una longitud de unos 81 metros. Ambos puentes son hoy en día uno de los principales atractivos turísticos y patrimonio histórico de la ciudad de Lucerna [6]. De lo anterior se considera necesario rescatar el valor arquitectónico de estas construcciones que perdura más allá de las necesidades que colma.

Con la llegada del Renacimiento los movimientos culturales se intensifican lo que repercute en el diseño arquitectónico de los puentes, perdiendo su carácter de construcción funcional y pasando a considerarse como piezas de carácter artístico, atribuyéndoles incluso propiedades místicas y religiosas [7].

En Estados Unidos y debido a la necesidad de cubrir grandes distancias, la falta de caminos entre el Océano Pacifico y el Atlántico, y la basta cantidad de bosques disponibles, aproximadamente 10.000 puentes de madera fueron construidos en el país entre 1800 y 1885 [8]. A partir del año 1820, con el desarrollo de la técnica de las celosías o armaduras[1], se posibilita las construcciones de vanos de luz más extensos, además, esta nueva técnica permitía un gran porcentaje de prefabricación de las estructuras lo que reducía tanto los costos, como los tiempos de fabricación.

Hasta mediados del siglo XIX, la madera no era tratada para alargar su vida útil, los constructores elegían la madera por su durabilidad y resistencia natural, limitando el recurso a pocas especies. También, como se observa desde la Edad Media, para alargar la vida útil de los puentes se han construido bajo un techo de protección. En el año 1865 en la ciudad de Somerset, en el estado de Massachusetts se crea la primera planta de creosotado, esta técnica de impregnación por presión, permite proteger la madera a través de un recubrimiento químico, generando piezas de madera de alta durabilidad. Este proceso permitió abrir el mercado a maderas que no poseen tan alta durabilidad natural y que generalmente son más fáciles de conseguir, logrando reducir los costos para la construcción en madera. Desde luego, en la actualidad existen un sin número de productos que permiten proteger la durabilidad de la madera [8].

Hasta aquí se ha ilustrado la evolución de los puentes peatonales de madera en distintas culturas y épocas de la historia, conviene a continuación, evidenciar el proceso de popularización de otros materiales que relegaron a la madera como un recurso secundario para la construcción de estructuras.

[1] Este método denominado técnica de celosías o armadura, consiste en un sistema estructural reticulado de barras rectas conectadas entre sí por medios de nodos. Los elementos conforman, comúnmente, uno o varios triángulos en un solo plano y se disponen de forma tal que las cargas externas se aplican a los nudos causando efectos de tensión o de compresión [42].

En primer lugar, el uso de hierro forjado en puente significó un adelanto tecnológico importante, lo que permite expandir el uso del metal, potenciando la industria de la siderúrgica. Pero, no es hasta mediados del siglo XIX, aproximadamente 100 años después [9], cuando se combina el hierro con un porcentaje de carbono (aprox. 0,02 a 2 %), lo que resulta en lo hoy conocido como acero. Con esta combinación se logra características intrínsecas mucho más beneficiosas para la industria, como alta resistencia a la deformación, lo que le permite al metal absorber grandes cargas sin fracturarse, a diferencia del hierro fundido, el cual es un material frágil en comparación al acero.

Otro adelanto tecnológico que dificulta la expansión de la madera, también surgido a mediados de siglo, es el hormigón armado. Este nace de la mezcla del hormigón o cemento con mallas o barras de acero, lo que resulta en una rígida estructura. Finalmente, estos desarrollos de tecnologías y procedimientos constructivos de puentes o pasarelas de acero y hormigón armado, llegan rápidamente a desplazar a la madera como material de construcción [8].

A partir del siglo XX se introduce el uso de madera laminada encolada (MLE), lo que permite fabricar vigas y estructuras de mayores dimensiones. Además, la tecnología de MLE proporciona a la madera mejores propiedades mecánicas. Esta nueva técnica posibilita cubrir grandes luces, que antes no eran posibles. Ejemplo de ello, es el puente vehicular construido en Dakota del sur, Estados Unidos, en el año 1968, este logra un arco que alcanza los 49 metros de luz, cubriendo una longitud total de 88 metros. Otro ejemplo, aunque mucho más reciente, es el puente sobre el río Neckar en Remseck, Alemania, considerado como el puente de madera con la luz más extensa logrado hasta ahora. Fue construido en el año 1988, alcanza una luz de 80 metros y está constituida por una viga en celosía espacial. Los avances tecnológicos en el campo de la industria de la madera han permitido reposicionar a la

materia prima como una opción totalmente válida a la hora de buscar soluciones estructurales.

Tras analizar la historia de los puentes de madera y su trayectoria en contraste con el uso y la aparición de otros materiales, resulta relevante que desde la aparición de los puentes en distintas civilizaciones y las sucesivas evoluciones que tuvieron estos, las técnicas utilizadas para su construcción fueron legadas por procedimientos empíricos basados en la necesidad, accesibilidad de recursos, tecnologías disponibles y no en el estudio del material. Con base en lo cual, se puede considerar que la madera fue relegada en primer lugar, por considerársele poco confiable para estructuras de mayor envergadura, debido a la baja durabilidad presente en algunos tipos de madera por factores como, las inclemencias del clima y la intervención de agentes biológicos. En segundo lugar, la madera posee baja moldeabilidad en comparación con sus dos competidores directos: el hormigón armado y el acero, a los cuales se les puede dar la forma deseada. Finalmente, la dificultad de obtención de madera de buena calidad elevó los costos y facilitó el acceso a nuevos materiales.

A continuación, se aborda la evolución de la madera en Chile.

1.2 Historia de la madera en Chile

El imperio Inca poseía puentes antes de la llegada de los españoles, por el norte, la civilización ya había construido más de 200 puentes de madera. Entre puentes colgantes, de troncos, flotantes o de piedras [10]. Por su parte los primeros puentes en Chile, deben haber sido armados con técnicas traídas por los Incas, los cuales en su intento por llegar más al sur fueron detenidos por los mapuches, impidiendo su expansión [11].

Durante el periodo de la colonia española (1600-1810) el rio Mapocho debido a sus grandes crecidas en invierno, los puentes fueron una constante preocupación. Varios puentes de madera fueron construidos y arrasados posteriormente [12]. Hasta que en el año 1772 se inicia la construcción del *puente de Calicanto*, llamado así por estar construido por cal de Polpaico, y cantos o piedras canteadas provenientes del Cerro Blanco.

Hasta el siglo XIX, no se tienen mayores registros de construcciones de puentes en Chile y menos de puentes de madera. Relatos como el del naturalista Charles Darwin quien visitó Chile entre los años 1832 y 1835, dan muestra de antecedentes que sirven para establecer la visión de las estructuras de la época. Darwin en su libro *Viaje de un naturalista alrededor del mundo*, describe una serie de puentes por los tuvo que atravesar; En uno de los relatos, describe un puente colgante, hecho de pieles y que atraviesa el rio Maipo, en donde da cuenta de la precariedad de la construcción [13].

A mediados del siglo XIX, Chile era un país más bien pobre, no fue hasta el descubrimiento de los yacimientos de plata en el norte, en el año 1832, que el gobierno tuvo ingresos sólidos, que posteriormente se transforma en la actividad principal de la economía nacional [14]. Ya con la llegada del ferrocarril a Chile, en el

año 1851, y la posterior aparición del auge del salitre [15], se inicia una fuerte industrialización, marcada principalmente por una red ferroviaria.

Posteriormente, en el año 1859 se construye el primer puente metálico, el cual cruza el río Mapocho [16]. A partir de inicio del siglo XX tuvieron lugar una serie de construcciones metálicas en Chile. En 1890 se inaugura el viaducto del Malleco, fue catalogado como el puente ferroviario más alto del mundo en esos años, con una altura total de 102 metros, una extensión de 347,5 metros, dividido en 5 tramos iguales de 69,5 metros. Finalmente, en el año 1990, el puente fue declarado como monumento histórico nacional, por el Consejo de Monumentos Nacionales, para permitir su mantenimiento y preservación [17].

Entre los años 1900 y 1910, se construye el Puente Confluencia, este puente hibrido con pilares de hormigón armado y una estructura de madera fue considerado el puente de madera más largo y antiguo de Chile, con 521 metros de longitud, este puente fue declarado en el año 2016 como Monumento Nacional y hasta el día de hoy permite el cruce de peatones [18].

Posterior al uso del hormigón, en 1964, “con el propósito de introducir en el país nuevas aplicaciones de la madera el Instituto Forestal realiza la primera construcción de una estructura de madera laminada” [19]. A partir de este proyecto incipiente, se introdujo en Chile la tecnología de madera laminada que sería utilizada para edificaciones híbridas en su mayoría.

Acerca de la madera en el siglo XX y la actualidad, bastarán dos casos más de este segundo milenio para ejemplificar la vigencia del uso de madera en Chile; El primero es el puente peatonal Zapallar de madera laminada, con una extensión de 48m² que busca conectar dos poblados de la V Región. De igual manera, el puente Cautín

ubicado en la Región de la Araucanía, posee una extensión de 100 metros y 4,5 metros de ancho, este puente que en sus inicios gozaba de cimientos de concreto con una estructura de madera, pero debido a su gran deterioro finalmente tuvo que ser reconstruido a través del sistema estructural de placa tensada, posteriormente, se le coloca una capa de concreto asfáltico, lo que permite así el paso de vehículos de mayor envergadura.

Hasta aquí se ha esbozado la trayectoria de la madera como recurso para edificaciones civiles desde épocas precolombinas hasta el siglo XXI. A pesar de la antigüedad en el uso del material, sus características y ventajas le han permitido competir con materiales que surgieron con posterioridad.

1.3 Industria de la madera en Chile

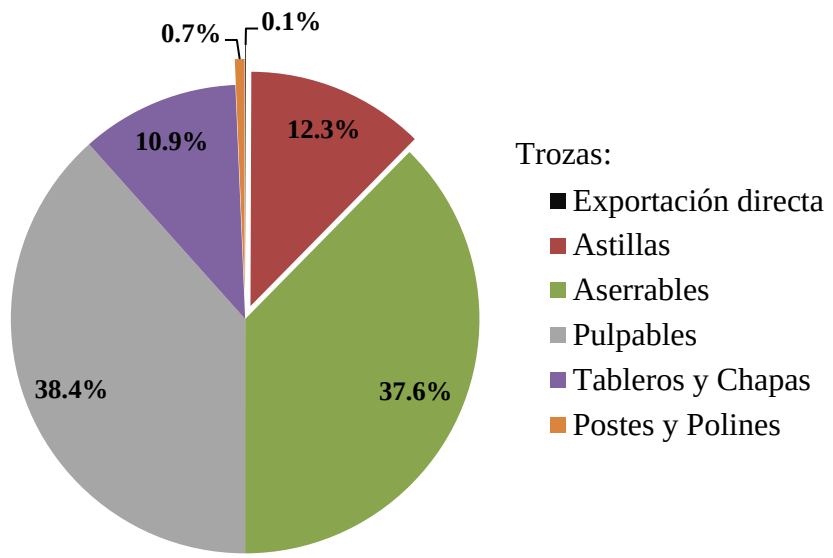
En el ámbito económico, empresas chilenas como *INGELAM* (Ingeniería en Laminación de Madera), *LAMITEC*, *HILAM* (de la maderera Arauco), *TECNOLAM*, por nombrar algunas, han desarrollado una gran gama de proyectos utilizando la madera laminada esencialmente, lo que ha dado pie a la construcción de galpones de grandes luces, centros deportivos, infraestructura, edificios urbanos y habitacionales, entre otros.

Para considerar el estado actual de la industria secundaria de la madera en Chile, es necesario tener en consideración las tres cadenas productivas principales de la industria forestal (primaria):

- Producción de productos madereros
- Producción de celulosa
- Matriz energética

Si bien, existen diversas cadenas que no se contemplan entre las tres sugeridas, para usos de la presente investigación, se ahondará en la producción de productos madereros y la producción de celulosa.

Según el estudio realizado en el 2016 por el Instituto Forestal, en Chile se produjo 43,6 millones de trozas de madera durante el 2015.



Consumo total de trozas de madera en Chile el año 2015, 43,6 millones de metros cubicos.

Figura 3: Porcentaje de consumo en trozas de la industria primaria maderera [20].

Las trozas pulpables son el principal producto de la industria forestal, la pulpa es la materia prima para extraer la celulosa, destinada a la producción de papeles, cartones y tissues (pañuelos, papel higiénico). La madera aserrable es obtenida directamente después de cortar los árboles, es decir, se obtiene la madera maciza en tablas cortadas y dimensionadas para la venta directa, pero también se pueden re-manufacturar y generar diversos subproductos. El tercer consumo de trozas es para la industria de las astillas, éstas son obtenidas de trozas destinadas a picado en plantas de astilladoras, o como el subproducto del aserrío, las astillas son usadas

principalmente para fabricar tableros, como el *OSB* (Oriented strand board), extracción de celulosa o para uso de combustible.

Por otro lado, en cuanto al mercado de exportación y el mercado interno de la industria maderera primaria, el mismo estudio reporta que la demanda del mercado interno es mayor que las exportaciones, cabe destacar que sólo el mercado de la pulpa posee una tasa de exportación más elevada, incluso mayor que la del mercado interno.

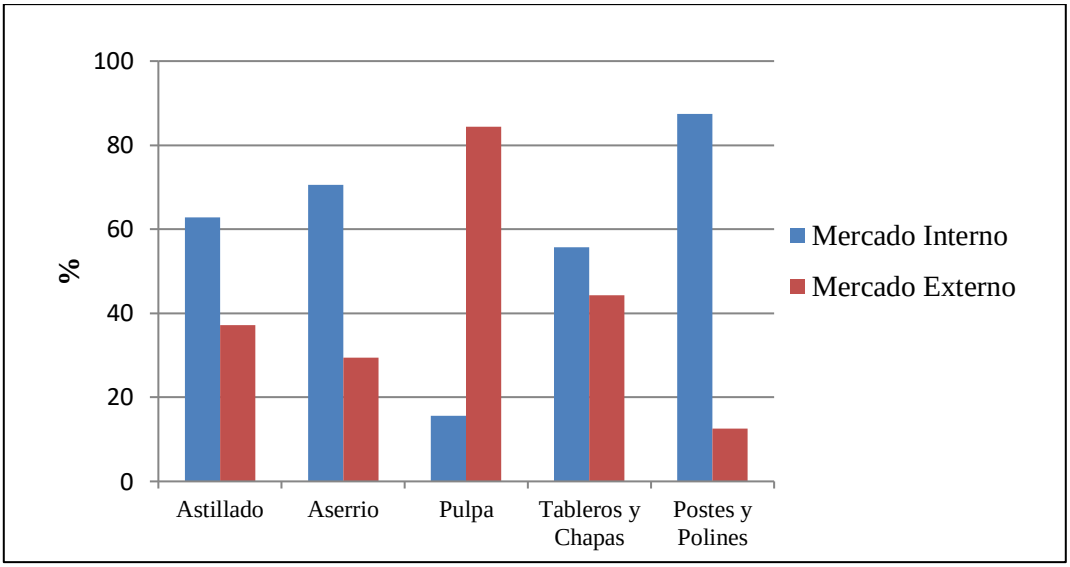


Figura 4: Destino de la industria primaria maderera en porcentajes de exportaciones y mercado interno [20].

De lo anterior se infiere, que una alta tasa de la industria maderera permanece en Chile tanto para el consumo directo o para su posterior tratamiento en la industria secundaria.

A propósito de la industria secundaria de productos madereros, en Chile en materia de infraestructura y habitabilidad, solo el 20% de las construcciones de viviendas son construidas con madera, un contraste significativo considerando que países desarrollados como Estados unidos, Canadá, Suecia, Noruega y Austria en el cual las construcciones de madera representan un 90% de las viviendas [21].

Estas son algunas de las muchas evidencias de que el mercado de madera chilena se encuentra en plena expansión. Algunas de las características que destacan de la madera como elemento viable y útil para las construcciones de diversa naturaleza en Chile, son las siguientes:

- Bajo peso, en relación a otros materiales de construcción (densidad aprox. de la madera 500 [kg/m³], hormigón 2.500 [kg/m³], acero 7.850 [kg/m³]).
- Mejor comportamiento frente al fuego en comparación al acero y concreto.
- Menores costos de fabricación y mantención.
- Bajos tiempos de fabricación y montaje.
- Alta durabilidad con buena mantención.
- Con el uso de madera laminada se puede salvar grandes luces.
- Logra un equilibrio con el medio ambiente, resistiendo muy bien la humedad y ambiente salino.
- Alta aceptación visual, incluso sin pintar o barnizar.

Una vez descrita la evolución de los puentes en Chile y el resto del mundo, y logrado entender el alcance de la madera del país. A continuación, se detallaran las consideraciones conceptuales de gran importancia para el desarrollo del estudio como por ejemplo las características de composición y las propiedades mecánicas de la madera.

Capítulo 2:

Consideraciones Conceptuales

2.1. La Madera

La madera es un material compuesto, presente en la naturaleza, el cual consiste en un arreglo de fibras de celulosa unidas por una sustancia polimérica llamado lignina (ver figura 5). Lejos de tratarse de un material homogéneo, la madera está formada por un conjunto de células muy diferentes, cuya estructura varía dependiendo de la especie [22].

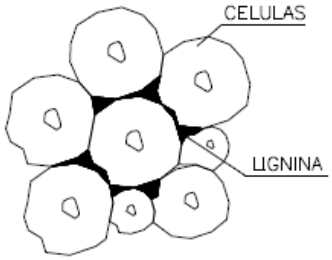


Figura 5: Representación de las células de celulosa ligadas a por la lignina [19].

2.1.1 Estructura de la madera

A pesar de que la mayoría de las células del árbol crecen con una orientación vertical, hay células que crecen horizontalmente, llamadas también células de crecimiento radial (ver figura 6). Esta heterogeneidad del tejido celular, es una de las responsables de que la madera posea diferente rendimiento estructural, dependiendo del sentido y características de la solicitación (anisotropía).

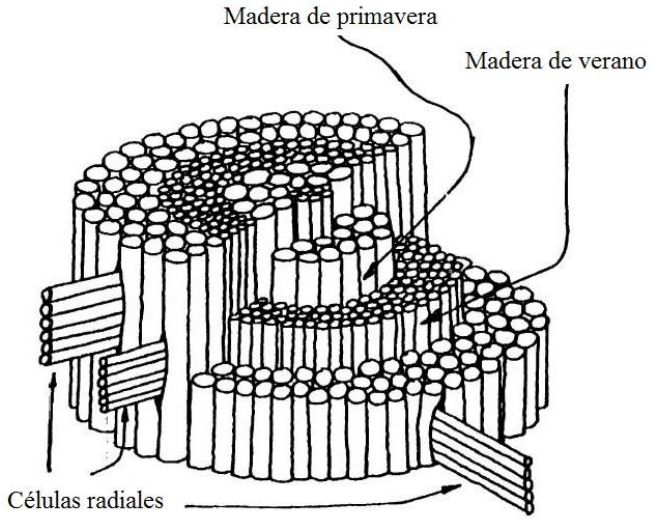


Figura 6: Representación de la estructura celular de la madera [19].

Debido a esta no homogeneidad de la madera, para comprender y parametrizar el comportamiento anisótropico de la madera, se deben identificar los ejes de trabajo o direcciones principales; longitudinal, radial y tangencial (ver figura 7) y denominando las direcciones x, y, z respectivamente (ver figura 8) [19].

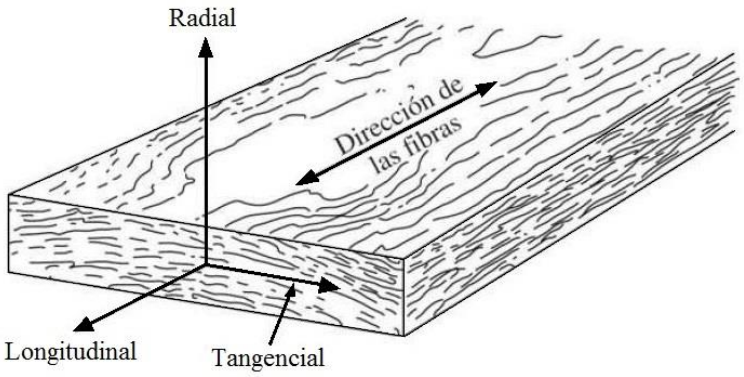


Figura 7: Ejes de trabajo de la madera [22].

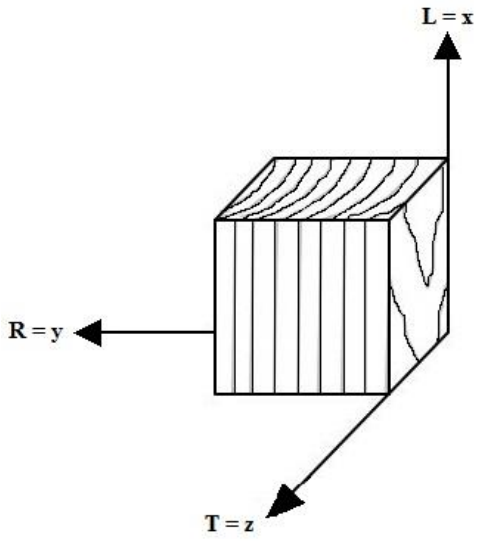


Figura 8: Ejes de trabajo de la madera, direcciones ortotropicas.

2.1.2 Composición de la madera

La madera está formada por cuatro componentes principales, las fibras de celulosa, la hemicelulosa, lignina y los extractivos. Las composiciones y proporciones que se presentan en la madera, dependen de cada especie y de las condiciones de crecimiento sujetas al medio ambiente [23].

El primer componente de la madera es la celulosa, que representa aproximadamente el 50% del peso seco de la madera. La celulosa es un polímero lineal formado por unidades de glucosa con un alto grado de polimerización de entre 5000 a 10000. Los enlaces covalentes generados entre las unidades de glucosa, desarrollan moléculas rectas y muy rígidas de alta resistencia a la tensión [22].

El segundo componente químico de la madera es la hemicelulosa. A diferencia de la celulosa, la cual está formada únicamente por moléculas de glucosa, en la composición de la hemicelulosa intervienen la glucosa y otros azucares solubles en el agua que se originan durante la fotosíntesis, formando una molécula amorfa ramificada, de grado de polimerización de 150 a 200. La hemicelulosa constituye alrededor de 15% a 25 % del peso total de la madera. La hemicelulosa forma parte de las paredes de la célula vegetal, recubriendo la superficie que mantiene unidas las fibras de la celulosa [24].

El tercer componente de la madera es la lignina, esta representa entre el 15% al 30 % el peso de la madera. La lignina es un complejo químico formado por la deshidratación de azucares, pero no se conoce exactamente la composición química, ya que su reacción varía de especie a especie, por lo que resulta conveniente utilizar el término lignina en un sentido colectivo para señalar la fracción lignina de la fibra. La lignina posee un importante papel en el transporte interno de agua, nutrientes y metabolismo. Proporcionando rigidez a la pared celular y actúa como puente de unión entre las células de la madera.

Finalmente, los extractivos, llamados así debido a que la mayoría de ellos pueden extraerse de la madera calentándola en agua, alcohol u otros disolventes. Representa aproximadamente un 10% del peso total de la madera y está constituido principalmente por aceites que ayudan a proteger la madera del entorno y los insectos [24].

2.1.3 Macro estructura de la madera

Con respecto a la estructura a nivel macroscópico, es posible analizar una sección trasversal de un árbol, de cualquier especie e identificar una estructura que caracteriza a la madera (ver figura 9).

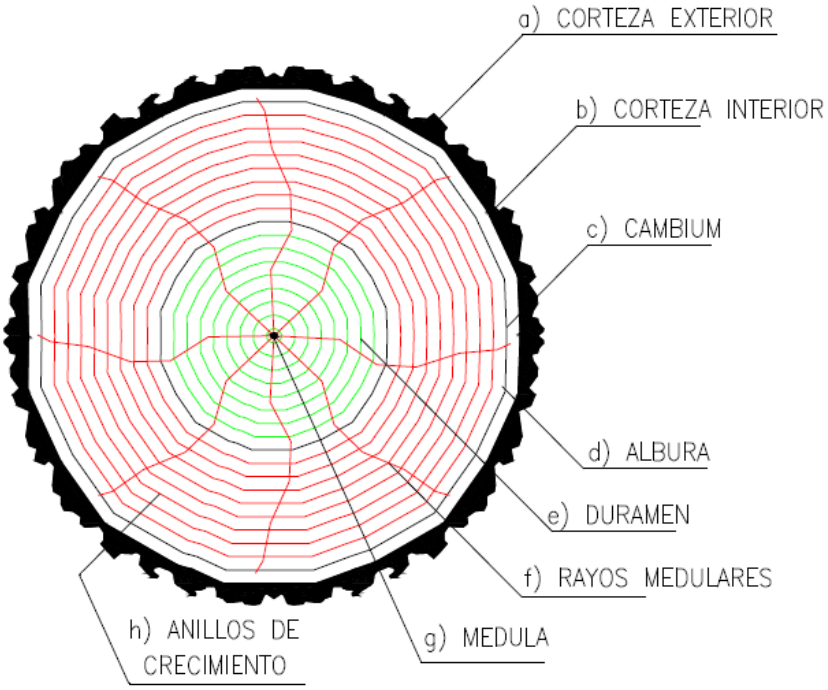


Figura 9: Sección transversal de un tronco típico [19].

a) *Corteza exterior*, es la capa encargada de proteger al árbol contra los peligros del exterior y está formada por células muertas.

b) *Corteza interior*, también llamada floema, está formada por tejido vivo y es la encargada de trasportar los alimentos fabricados en la fotosíntesis y el oxígeno absorbido del aire. Una vez que las células del floema mueran pasan a formar parte de corteza externa.

c) *Cambium*, o también llamado Cambio, es el tejido generador de nuevas células. Se encuentra en el límite del xilema y se encuentra en constante división, produciendo alternativamente células para el floema y para el xilema. Dado que las células producidas en primavera son más grandes y las producida en verano más pequeña, la madera adopta la forma de anillos, además considerando que durante invierno el crecimiento se interrumpe. Es posible al alternar los anillos (uno de primavera y otro de verano), identificar los años de vida del árbol (volver a figura 6).

d) *Albura*, corresponde a la parte más joven de la madera, correspondiente a los últimos anillos de crecimiento del árbol. Está formada por tejidos que transportan el agua y nutrientes disueltos desde el suelo. Se identifica fácilmente por estar bajo la corteza y poseer un color más claro que el resto del xilema.

e) *Duramen*, conocido como el corazón del árbol, conformado por los anillos anuales más antiguos del xilema. Aunque no está viva, es la parte que proporciona el mayor soporte mecánico del árbol.

f) *Rayos medulares*, o también llamados radios medulares, son los encargados de conducir los nutrientes al centro del árbol.

g) *Medula*, núcleo central del árbol, está constituida por células débiles o muertas, tiene escasas cualidades mecánicas.

h) *Anillos de crecimiento*, se puede diferenciar unos de otros por el color que alterna de color claro a oscuro, correspondiente el claro a madera de primavera y oscuro a madera de verano.

2.1.4 Clasificación de la madera

La madera puede clasificarse de muchas formas, dependiendo del criterio que se emplee. Sin embargo la más usada es la clasificación según la dureza de la madera: duras y blandas.

Madera dura: aunque existen excepciones, la madera dura proviene de árboles de hoja caduca. La madera de estos árboles posee un crecimiento mucho más lento que la madera blanda, esto hace que la madera sea más densa y a la vez más cara. Ejemplos de maderas más comúnmente explotadas son: el roble, el nogal, el castaño, el fresno, el olmo y la caoba.

Madera blanda: los árboles de madera blanda por su parte, son árboles de hoja perenne, porque sus hojas tienden a permanecer verde y no se caen con los cambios de las estaciones del año, el crecimiento de estos árboles tiende a ser mucho más rápido, es por esto que por lo general las maderas blandas son menos costosas que las maderas duras y son la más utilizada para la construcción. Ejemplo de maderas blandas comunes: el pino, la secoya, el abeto, el cedro y el alerce.

2.1.5 Humedad y densidad de la madera

La madera es un material higroscópico, es decir es un material que absorbe y pierde agua según las condiciones de temperatura y humedad relativa del ambiente que la rodea. Esta propiedad hace que el contenido de humedad de la madera de la misma especie varíe de zona en zona. El cálculo del contenido de humedad (H) en una muestra de madera se puede calcular de la siguiente forma:

$$\text{H (\% en peso)} = \frac{peso.de.agua.en.la.muestra}{peso.de.la.muestra.de.madera.\sec a} x100\% \qquad (1)$$

El estado húmedo de la madera viva cuando es recién extraído se le conoce como madera verde. La Norma Chilena de Cálculo de Construcciones (NCh 1198) [45], define la madera verde como la madera que contiene una humedad superior al 30 % y se considera madera seca cuando el contenido de humedad no es superior a 20 %. La norma también, no recomienda el uso de madera para la construcción con un rango de contenido de humedad comprendido entre 20% y 30% , esto debido a que la eliminación del agua de la madera permite que la estructura se compacte y se vuelva más densa y por lo tanto mejore sus propiedades mecánicas [19].

La madera es un material poroso, por lo que tanto la masa como el volumen de este pueden variar significativamente de acuerdo al contenido de humedad que posea el ejemplar. Es por eso que es necesario referir un determinado contenido de humedad a la densidad de la madera. Por norma, la densidad estándar de la madera se calcula con un contenido de humedad del 12%. De forma genérica las maderas más usadas para la construcción (las maderas blandas) tienen una densidad comprendida entre 400 y 550 [kg/m ^3] y las maderas duras tienen una densidad que bordea entre 600 y 1000 [kg/m ^3].

2.1.6 Secado de la madera

El secado de la madera es una de las etapas más importantes en la cadena de la industria maderera como en sus usos finales. Esto debido a que el secado provoca varios beneficios tales como:

- *Reducción del peso del material*: eliminando el exceso de agua de la madera, se logra reducir entre 25% a 50 % del peso del material, lo que reduce los costos de transporte y manipulación.

- *Mejoramiento de las resistencias mecánicas*: la eliminación del agua dentro de las cavidades de la madera produce una contracción de las células de la madera volviéndose más densa y resistente que la madera verde.

- *Aumento de la resistencia ante ataques de agentes degradadores*: la madera con menos contenido de humedad (menor a 20%), es menos propensa a ataques biológicos, como los hongos e insectos.

- *Mejora su estabilidad dimensional*: las grandes contracciones de la madera ocurren antes de su uso final.

Adicional a esto, la madera sufre de expansión y contracción con base a la humedad relativa del ambiente y esta debido a la forma en que se alinea su estructura celular tiene una contracción mucho mayor de manera trasversal que longitudinal, llegando a tener una oscilación desde 10% a 15 %, a diferencia de la contracción a lo largo de la fibra (longitudinal) que alcanza valores muy reducidos que son perfectamente despreciables (aprox. 0,1%) [19].

A pesar de que el secado es muy importante en el trabajo de la madera, el proceso tiene costos asociados elevados, es por eso que se debe evitar más allá de las condiciones que se requieran. Los métodos tradicionales de secado de la madera son el secado al aire y el secado en cámara o en hornos, este último solo es necesario para obtener maderas con un contenido de humedad por debajo del 12% al 15% este procedimiento requiere de entregar grandes cantidades de energía en forma de calor, lo que se traduce en encarecimiento en el costo de la madera.

2.1.7 Protección de la madera

La madera es un material orgánico, sin embargo, es por su origen orgánico que a la vez sirve de base para la alimentación de organismos vivos, como hongos, insectos o aves entre otros. Es un hecho que la madera expuesta permanentemente a la humedad está condenada a una corta vida.

Hoy en día existen muchas formas de proteger la madera de los llamados agentes degradadores. Estos son los encargados ya sea directa o indirectamente de interceder en el deterioro de la madera. Los principales agentes degradadores son los atmosféricos o meteorológicos, los xilófagos (hongos, insectos), fuego y compuestos químicos.

La durabilidad de la madera es uno de los factores a considerar en la elección de la especie maderera. Altas propiedades de durabilidad se podrían conseguir fácil con la elección especies de alta durabilidad, lo que se traduce rápidamente en costos más elevados y baja disponibilidad del material. Es por eso que el uso de tratamientos de protección adicional como la impregnación u otros métodos como las pinturas para la madera son los métodos convencionales hoy utilizados que han servido para extender la vida útil natural de la madera como también para la protección de los agentes degradadores de la madera [6].

Sin embargo, otro factor determinante en la durabilidad de la madera es la protección por diseño, este factor busca reducir al máximo la exposición de los elementos de madera a la intemperie, como puede ser la acumulación de humedad por no considerar una inclinación para el drenaje del agua. Ejemplo de ello son los puentes cubiertos mencionados en el capítulo anterior y que gracias a considerar la protección por diseño, hay puentes que datan desde la edad media y que con sus debidas mantenciones hay llegado a poseer más de 500 años de existencia [7].

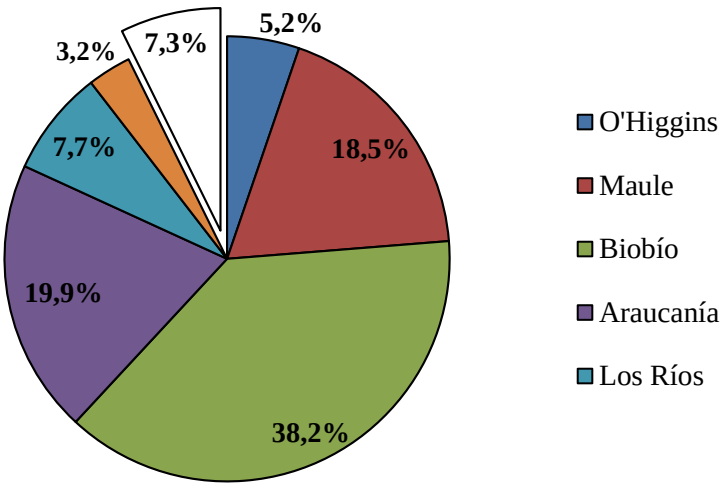
2.2 Chile Forestal

En el ámbito productivo, las plantaciones forestales son uno de los mejores ejemplos de desarrollo sustentable debido a su carácter renovable por la optimización del uso de la tierra. La superficie de Chile continental posee un territorio de 75,6 millones de hectáreas, de este territorio, 14,3 millones de hectáreas corresponden a bosques nativos en distintos niveles de desarrollo y solo 2,3 millones de hectáreas corresponden a plantaciones forestales. Si bien la masa forestal chilena representa el 22,1% del total del territorio, solo las plantaciones forestales que representa el 3,2% del total territorio nacional son destinadas a la producción de la madera ya que los bosques nativos se encuentran en su mayoría protegidas por ley y no son destinados a uso productivo (ver tabla 1).

Tabla 1: Superficie nacional en comparación a la masa de bosques existentes [25].

Superficie Nacional y Forestal (hectáreas)	
Superficie	Hectáreas
Superficie del Territorio Nacional (Chile Continental)	75.658.443
Superficie de Bosques Plantados	2.396.562
Participación de Bosques Plantados en la Superficie Nacional	**3,2%**
Superficie de Bosque Nativo	14.316.822
Participación de Bosque Nativo en la Superficie Nacional	**18,9%**

Pese a lo largo de Chile, la masa forestal se encuentra presente como tal desde la zona centro-norte hasta el extremo sur del país, esto debido a la existencia de una gran zona desértica ubicada en el norte de Chile. La industria forestal chilena se desarrolla principalmente en las regiones de O'Higgins, Maule, BioBío, Araucania, Los Ríos y Los Lagos. En estas seis regiones es donde se concentra más del 50% de la superficie de bosques del país y también son las regiones que concentra aproximadamente el 92% de la masa forestal plantada para la industria la cual corresponde a alrededor de 2,64 millones de hectáreas (ver figura 10) [26].

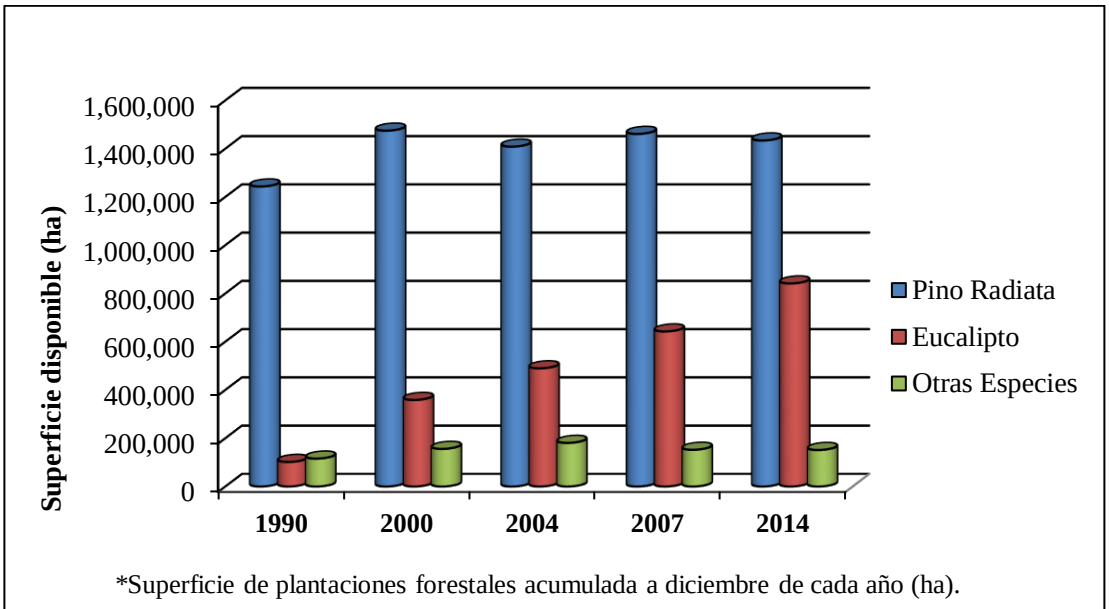


*Superficie de plantaciones forestales según región, acumulada a diciembre de 2014.

Figura 10: Concentración de la masa forestal existente en Chile [20].

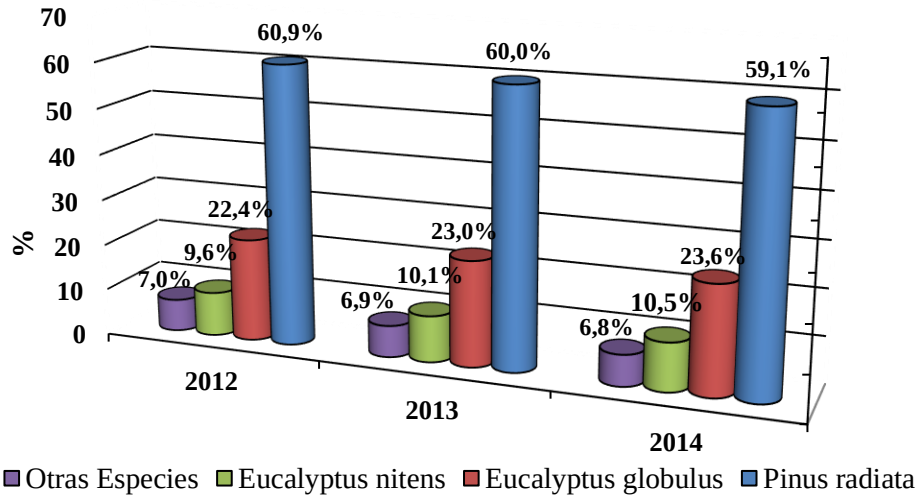
2.2.1 Especies Forestales

La industria forestal chilena, basa su producción principalmente en dos especies, el pino radiata y el "eucaliptus" con dos de sus variaciones: el "*eucalyptus globulus*" y el "*eucalyptus nitens*". Si bien al inicio de los noventas el pino radiata abarcaba aproximadamente el 85% de las plantaciones forestales, hoy en día, esta cifra ha descendido a un 60% de la masa forestal chilena; A pesar de su disminución porcentual el pino radiata se ha mantenido constante en los últimos años (ver figura 11 y 12), pero su disminución se debe a políticas de desarrollo sustentable que han impulsado programas de reforestación y recuperación de bosques nativos, lo que ha aumentado no solo la masa forestal industrial sino que también, los bosques y áreas protegidas de especies nativas de Chile [27].



*Superficie de plantaciones forestales acumulada a diciembre de cada año (ha).

Figura 11: Comparación en el tiempo de la masa forestal chilena [20].

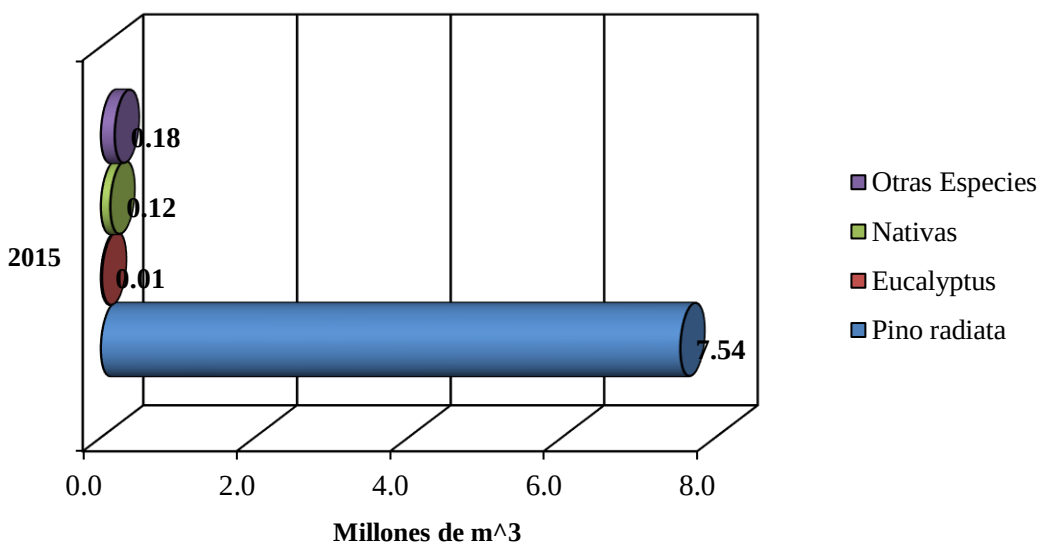


*Superficie de plantaciones forestales acumulada a diciembre de cada año (ha).

Figura 12: Comparación porcentual de la masa forestal de los últimos tres años por especie [20].

2.2.2 Disponibilidad del recurso

La disponibilidad de la materia prima es una de las características principales para la elección de la especie maderera en la construcción. Sin duda este factor ayuda a mantener un precio más asequible para la industria dedicada al rubro maderero, asegurando la competitividad tanto en la industria nacional como extranjera. Es por eso que este trabajo se enfocará en la elección de la especie: pino radiata; Primero, porque las plantaciones de eucaliptus en Chile están orientadas principalmente a la producción de madera pulpable, que es destinadas para la celulosa y a su uso como combustible; En segundo lugar, debido a que uno de los criterios para la elaboración del puente es la fácil disponibilidad del recurso lo que permite una mayor factibilidad económica al estudio (ver figura 13).



*Consumo total y por especie de madera en trozas en la industria forestal, para madera aserrada en el año 2015.

Figura 13: Flujo de producción de madera aserrada de la industria chilena [20].

2.3 Pino radiata D. Don

El pino insigne o pino radiata es una especie forestal de origen estadounidense, específicamente de las costas de California. Es un árbol de crecimiento recto que puede alcanzar una altura aproximada de entre 30 a 50 metros y lograr un diámetro de 1,5 metros. Su mayor ventaja es su gran adaptabilidad a los diferentes suelos, aguantando temperaturas extremas de crecimiento que varían desde los -5°C hasta los 45°C y periodos de sequía de 3 a 5 meses, lo que ha significado un gran éxito en las plantaciones desde la V a la X Región de Chile.

2.3.1 Propiedades físicas y mecánicas

Los datos de las propiedades mecánicas de la madera tienden a variar pequeños porcentajes, esto dependiendo de la zona geográfica, las diferencias genéticas y del entorno ambiental [19].

Como ya se ha mencionado anteriormente, las propiedades de la madera son altamente anisotropías, es decir, que la madera tendrá un comportamiento diferente dependiendo el sentido en que se aplique el esfuerzo solicitado, esto debido a las orientaciones en que se encuentra estructurada la formación de las células de la madera. Es por eso que para maximizar el uso del material, la troza de la madera se corta de manera longitudinal o en sentido de la fibra como comúnmente se hace alusión [23].

En las siguientes tablas se encontrarán las propiedades físicas y mecánicas más importantes del pino radiata chileno.

Contracción, total desde *estado verde* hasta alcanzar *estado anhidro*, se expresa como porcentaje de la dimensión original de la pieza. Si bien esta propiedad es altamente importante cuando se trabaja con uniones carpinteras, se debe tener en cuenta que la madera adquirida en el mercado, ya ha pasado por un proceso de secado por lo menos al aire libre, lo que significa que la madera ya se encuentra en estado de equilibrio higroscópico en el ambiente en que se encuentra.

Tabla 2: Porcentaje de contracción del pino radiata [28].

Contracción (desde estado verde a 0% de humedad)		
Radial (%)	Tangencial (%)	Volumétrica (%)
7,0	4,2	11,2

Densidad, en la madera la densidad es un parámetro variable, ya que al ser un cuociente formado por masa y volumen, puede cambiar apreciablemente dependiendo de su porcentaje de humedad.

Tabla 3: Densidad del pino radiata [28].

Densidad (kg/m^3)	
Seco (12%)	Verde
450	438

Propiedades mecánicas, estas propiedades se extraen de diversos ensayos realizados a la madera y reflejan la capacidad que tiene esta en resistir fuerzas externas. Para la extracción de estos datos, la madera es expuesta en diversos ensayos los cuales simulan tipos solicitaciones a los cuales pueden estar expuesto el material durante su uso.

Los ensayos más importantes a considerar para este estudio son:

- *Flexión estática*: este ensayo mide la resistencia que opone una viga a una carga puntual, la cual es aplicada en el punto medio en una probeta normalizada.

- *Compresión paralela y perpendicular*: permite medir las deformaciones producidas por la aplicación de una carga sobre las caras laterales de la probeta y de manera continua, la dirección de la fuerza dependerá de si es un ensayo en dirección perpendicular a la fibra o paralela.

Módulo de elasticidad, o también llamado módulo de Young, es un parámetro que relaciona el esfuerzo (fuerza por unidad de área) con la deformación unitaria (deformación por unidad de longitud) de un objeto al ser sometido a una determinada carga. La ley de Hooke, establece que el esfuerzo es proporcional a la deformación ($\sigma \propto \varepsilon$). Esta relación es fácilmente identificable en los diagramas de esfuerzo-deformación (ver figura 14), en donde la pendiente de la zona de elasticidad[2] de la curva, es el *módulo de elasticidad* (E) del material y se calcula con la siguiente formula, en donde σ es el esfuerzo aplicado y ε es la deformación generada.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \qquad (2)$$

[2] *Elasticidad*: es la propiedad que hace que un objeto, que ha sido deformado, regrese a su forma original después de que se han removido las fuerzas que le fue aplicada.

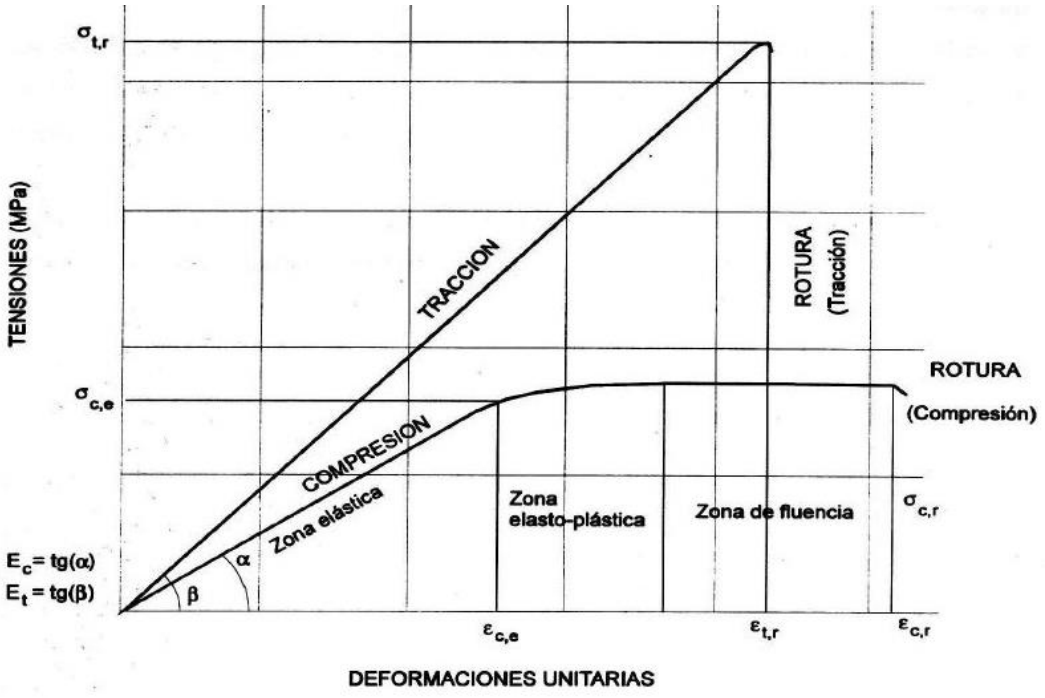


Figura 14: Curva esfuerzo-deformación de la madera [29].

Resistencia a la tensión o esfuerzo último, es el valor máximo que se puede aplicar sobre un material. Cuando se llega a este valor, se inicia la estricción del material hasta llegar a la fractura.

Límite de elasticidad o proporcionalidad, es el valor correspondiente a la tensión máxima que se puede someter un material antes de iniciar su deformación permanente.

*Coeficiente de Poisson (**ν**)*, es la relación de la deformación perpendicular a la axial, en un cuerpo elástico sometido a un esfuerzo longitudinal. La relación de la deformación transversal a axial se denomina relación de Poisson. La madera al ser un material ortótropo posee 6 coeficientes de Poisson, indicados mediante $\nu_{RL}, \nu_{TL}, \nu_{RT}, \nu_{LT}, \nu_{TR}, \nu_{LR}$. Donde primera letra del subíndice se refiere a la dirección del esfuerzo aplicado y la segunda letra a la dirección de la deformación lateral.

En la siguiente tabla se observan las propiedades mecánicas del pino radiata chileno en estado seco (secado en cámara con un contenido de humedad entre 10 y 15%) para una densidad de 450 (kg/m^3):

Tabla 4: Propiedades mecánicas del pino radiata [30].

Propiedades Mecánicas		**Valor Promedio en estado seco**	
Flexión Estática	Tensión en el límite de proporcionalidad	40,76	MPa
	Módulo de Ruptura	87,77	MPa
	Módulo de elasticidad	10.522,54	MPa
Compresión paralela	Tensión en el límite de proporcionalidad	20,57	MPa
	Tensión máxima	49,33	MPa
	Módulo de elasticidad	10.091,04	MPa
Compresión normal	Tensión en el límite de proporcionalidad	6,61	MPa
	Tensión máxima	11,98	MPa

En las constantes elásticas de la madera, como ya se ha dicho, es común que aparezcan ciertas variabilidades entre los valores obtenidos que caracterizan el comportamiento mecánico de la madera. Estos factores, pueden provocar que dos probetas obtenidas de árboles ubicados a pocos metros uno del otro, arrojen valores diferentes.

En un cuerpo ortótropo, las relaciones entre las tensiones y las deformaciones unitarias quedan definidas al conocer las doce constantes elásticas siguientes:

- Tres módulos de elasticidad longitudinal: E_L, E_T, E_R
- Tres módulos de elasticidad transversal: G_{LT}, G_{TR}, G_{RL}
- Seis coeficientes de Poisson: $\nu_{RL}, \nu_{TL}, \nu_{RT}, \nu_{LT}, \nu_{TR}, \nu_{LR}$

Siendo L, T y R las direcciones longitudinal, tangencial y radial, respectivamente, y sus módulos, tanto de elasticidad como los de coeficientes de Poisson están relacionados por la siguiente expresión [31]:

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j}, \qquad i \neq j, \qquad i,j = L,R,T \qquad (3)$$

Donde, E_i es el módulo de elasticidad en dirección i (L, T, R). Este módulo relaciona la tención σ_i y el alargamiento unitario ε_i que se produce en la dirección i. El ν_{ij} es el coeficiente de Poisson, este permite deducir la deformación longitudinal unitaria ε_j que genera la tensión normal σ_i mediante la expresión $\varepsilon_j = -\nu_{ij}\varepsilon_i$.

Cuando el módulo de elasticidad es trasversal en el plano ij (RT, TL, LR), se utiliza G_{ij}. Este módulo de elasticidad trasversal, relaciona la tensión tangencial τ_{ij} y la distorsión producida en γ_{ij}.

Con el fin de realizar el análisis, se utilizan todas las constantes mencionadas. Para el pino radiata chileno, como en general para las especies madereras de Chile, se desconocen algunas de estas, ya que como se ha dicho, los módulos varían en función de cada especie, del contenido de humedad y de la densidad. Por ello que se utilizará el módulo de elasticidad en flexión de la tabla 4, extraído de los ensayos de flexión estática sobre una probeta libre de defectos y se establecerá en función de este módulo las demás valores de ortropía la madera [32].

Se utilizaran las siguientes tablas de relaciones elásticas para especies de pinos blandos (densidad bajo los 600 y mayor a 400 kg/m3), extraídos del manual de la madera [31], y que son necesarias para calcular los restantes módulos de elasticidad faltantes.

Tabla 5: Relaciones Elásticas para diversas especies de pinos [31].

Relaciones Elásticas para diversas especies de pinos blandos con contenido de humedad del 12%					
Especie	E_T/E_L	E_R/E_L	G_{LR}/E_L	G_{LT}/E_L	G_{RT}/E_L
Maderas Blandas					
Pine					
Loblolly	0,078	0,113	0,082	0,081	0,013
Lodgepole	0,068	0,102	0,049	0,046	0,005
Longleaf	0,055	0,102	0,071	0,060	0,012
Pond	0,041	0,071	0,050	0,045	0,009
Ponderosa	0,083	0,122	0,138	0,115	0,017
Red	0,044	0,088	0,096	0,081	0,011
Slash	0,045	0,074	0,055	0,053	0,010
Sugar	0,087	0,131	0,124	0,113	0,019
Western white	0,038	0,078	0,052	0,048	0,005
Promedios	**0,060**	**0,098**	**0,080**	**0,071**	**0,011**

Tabla 6: Coeficientes de Poisson para diversas especies de pinos [31].

Coeficiente de Poisson para diversas especies de pinos blandos con contenido de humedad del 12%						
Especie	ν_{LR}	ν_{LT}	ν_{RT}	ν_{TR}	ν_{RL}	ν_{TL}
Maderas Blandas						
Pine						
Loblolly	0,328	0,292	0,382	0,620	--------	--------
Lodgepole	0,316	0,347	0,469	0,381	--------	--------
Longleaf	0,332	0,365	0,384	0,342	--------	--------
Pond	0,280	0,364	0,389	0,320	--------	--------
Ponderosa	0,337	0,400	0,426	0,359	--------	--------
Red	0,347	0,315	0,408	0,308	--------	--------
Slash	0,392	0,444	0,447	0,387	--------	--------
Sugar	0,356	0,349	0,428	0,358	--------	--------
Western white	0,329	0,344	0,410	0,334	--------	--------
Promedios	**0,335**	**0,358**	**0,416**	**0,379**	--------	--------

De la *tabla 5* y realizando las relaciones correspondientes con el módulo de elasticidad longitudinal $E_L = E_X$ = 10.522,54 $[MPa]$, obtenemos las siguientes propiedades elásticas aproximadas de ortotropía para el pino radiata:

Tabla 7: Propiedades elásticas obtenidas para el pino radiata.

Modulos	Valor	Unidad
$E_L = E_X$	10.522,54	[Mpa]
$E_T = E_Y$	631,35	[Mpa]
$E_R = E_Z$	1.031,20	[Mpa]
$G_{LR} = G_{XY}$	841,8	[Mpa]
$G_{LT} = G_{XZ}$	747,10	[Mpa]
$G_{RT} = G_{YZ}$	115,8	[Mpa]

Los coeficientes de Poisson se extraerán del promedio de los valores de maderas blandas extraídas de la *tabla 6*:

Tabla 8: Coeficientes de Poisson obtenidos para el pino radiata.

Coeficientes de Poisson	
$\nu_{LR} = \nu_{XZ}$	0,335
$\nu_{LT} = \nu_{XY}$	0,358
$\nu_{RT} = \nu_{ZY}$	0,416
$\nu_{TR} = \nu_{YZ}$	0,379
$\nu_{RL} = \nu_{ZX}$	[---]
$\nu_{TL} = \nu_{YX}$	[---]

Estos son las propiedades mecánicas necesarias para utilizar como valores de entrada para la modelación por el método de elementos finitos en el software *ANSYS Workbench.*

2.4 Puentes peatonales

El propósito inicial de los puentes fue permitir el paso de personas de un lado a otro de un obstáculo físico. En la actualidad el uso de puentes, si bien cumple el mismo objetivo sus usos son más variados, permitiendo el paso desde autos, camiones, trenes y hasta barcos como lo permite el puente acuífero de Alemania (Puente Acuífero de Magdeburgo), el cual logra el paso de agua de un canal al pasar sobre un rio, permitiendo la navegación de barcos.

Según la *Guía de Especificaciones para el diseño de puentes peatonal* [33], un puente peatonal, solo presentará tráfico de personas y/o bicicleta. Y en ningún caso las especificaciones que se utilizarán para el análisis posterior, asegurarán el paso de algún objeto u elemento no mencionado.

Marco Vitruvius Pillo cita: “Las estructuras deben ser seguras, funcionales y hermosas”. Con base en la frase anterior esta proclama de hace dos mil años atrás continua siendo vigente durante el diseño y planeación estructural de un puente y existen una serie de criterios inmateriales que deberán condicionar las decisiones ingenieriles en la edificación del mismo [34]. Algunas de estas consideraciones son:

- Seguridad estructural.
- Alcance de la obra.
- Eficiencia y economía de los materiales
- Posibilidad de efectuar mantenimiento.
- Impacto medio ambiental.

Estos criterios son transversales a las diferentes posturas y filosofías de la construcción de puentes en distintas culturas, cabe destacar que estos criterios

también se enriquecen con los impedimentos geográficos y posibilidades económicas de cada país.

A propósito de la madera, en los últimos años se han desarrollados diferentes tecnologías que han apoyado a la implementación de este material en la construcción de puentes peatonales. Por ejemplo, el desarrollo de la madera laminada ha permitido crear vigas con la forma deseada para el diseño requerido, y sus características actualmente se encuentran restringidas más a las limitaciones propias de la fábrica y del transporte, llegando a fabricar piezas rectas de longitudes de entre 32 a 36 metros, lo que ha permitido la generación de puentes peatonales de madera de mayor envergadura.

Otra tecnología ampliamente utilizada en la construcción de puentes peatonales, es el sistema de placas tensadas, el cual consiste en una serie de placas de madera ya sean aserrada o laminada las cuales son unidas transversalmente por una barra de acero de alta resistencia en un orificio previamente perforado, dando finalmente el conjunto llamado tablero de placa tensada.

Finalmente, puentes de madera existen en muchos tipos y configuraciones. Independientemente de la configuración que posea, todos los puentes de madera constan de dos componentes básicos, la superestructura y la subestructura (ver figura 15). La superestructura es la parte del puente constituida en términos simples por las vigas principales de soporte, el sistema de piso, tablero, aceras, postes, pasamanos, rieles, etc. La subestructura es la parte del puente que transmite las cargas de la superestructura a las rocas o tierras de apoyo. Las superestructuras que están conformadas por madera incluyen los pilares y plegados. Los pilares son la parte que soportan los dos extremos de los puentes y los pliegues son los que proporcionan el soporte intermedio cuando el puente tiene varios tramos [4].

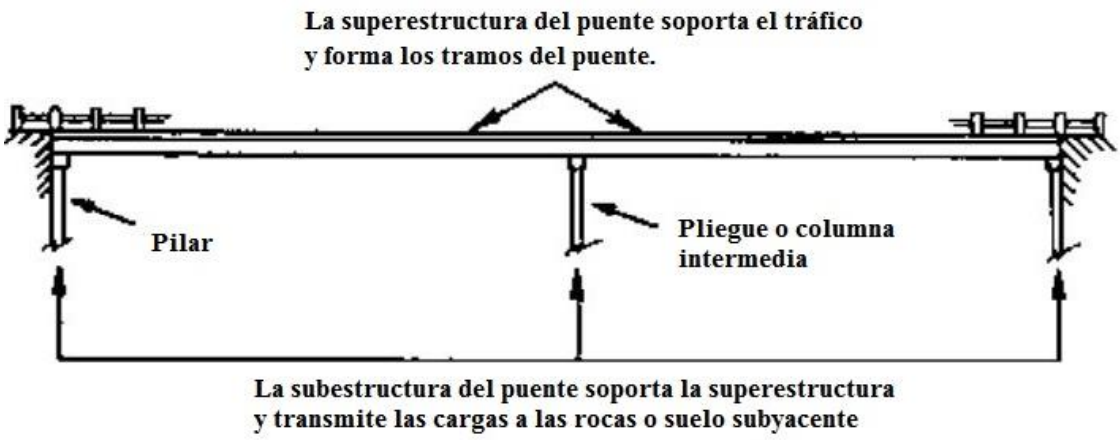


Figura 15: Componentes básicos de un puente de madera [4].

2.4.1 Tipos de estructuras de puentes

Existen una variedad de sistemas estructurales para puentes y dependiendo de las características que posea la localización real de este, se generan variaciones de los sistemas genéricos [7]. Los sistemas estructurales más utilizados para la construcción de puentes peatonales son los siguientes:

a. *Sistema de vigas:* Consiste en una viga que salva una distancia determinada entre dos puntos. El largo total determinado por el tipo y cantidad de apoyos intermedios. Es la solución más simple y generalmente más económica en cuanto los apoyos no sean un impedimento para la construcción, ya que la luz intermedia pasa a ser una limitante. En la imagen se muestra una representación del sistema de viga simple siendo (A) viga simplemente apoyada, (B) viga simplemente apoyada con voladizo y la (C) viga continua.

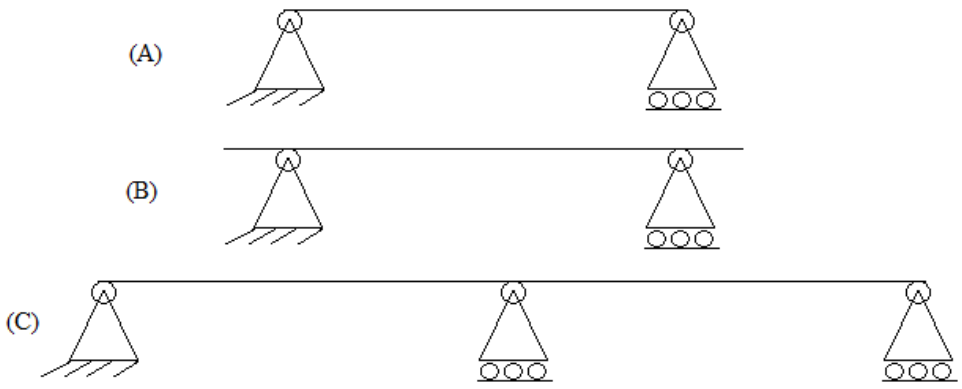


Figura 16: Sistema de viga simple [7].

b. *Sistema de puente atirantado*: este sistema está basado en una torre en v invertida generalmente triarticulada, la cual permite sustentar la plataforma en por medio de tirantes que transmiten el peso directamente a la viga principal. Según el número de tirantes el puente colgante puede ser simple, doble, tripe o múltiple (ver figura 17).

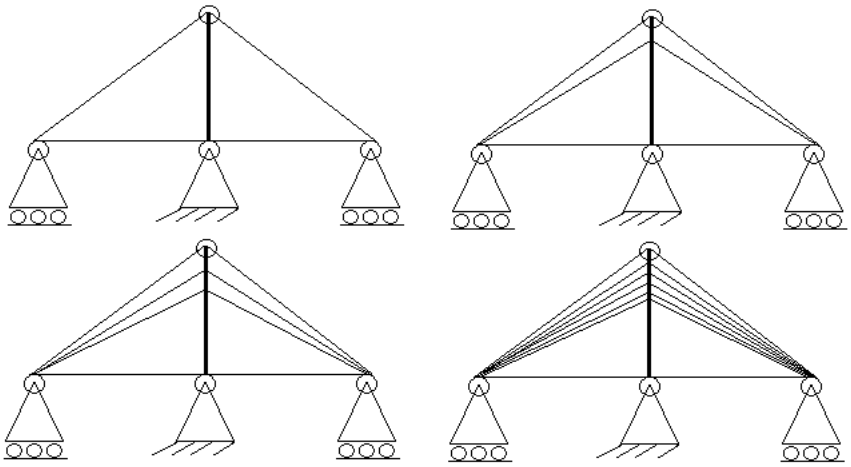


Figura 17: Sistema de puente atirantado [7].

c. *Sistema de viga reticulada:* esta estructura llamada también como estructura de armaduras o celosías, es un sistema de barras que están interconectadas por medio de articulaciones y sometidas a cargas en los nudos, formando triángulos planos o pirámides que soportan grandes cargas sin deformar la estructura, ya que se divide las cargas soportando esfuerzos de tracción o compresión.

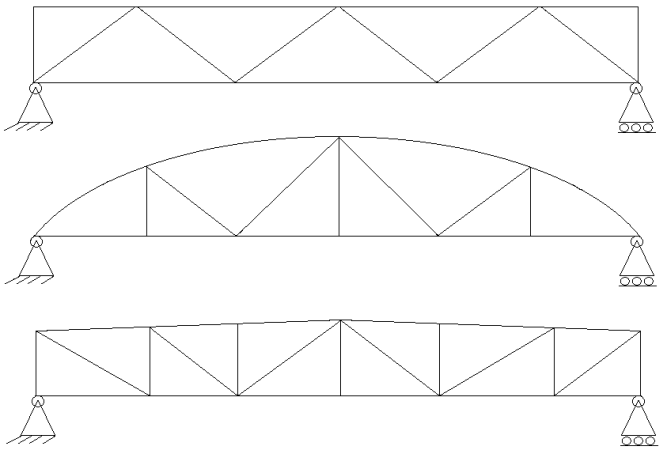


Figura 18: Sistema reticulado [7].

d. *Sistema de puente en arco:* los sistemas de arcos trabajan recibiendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso, desde el centro hacia los apoyos mediante esfuerzos de compresión en todos los elementos del arco. El sistema de arco al ser una estructura que reparte las tensiones en compresión, los esfuerzos en tracción y flexión se evitan o reducen al mínimo, permitiendo el uso de materiales que son descartados regularmente por su poca resistencia para esos esfuerzos pero poseen una alta resistencia a la compresión. Generalmente las plataforma de circulación pueden encontrarse en tres formas (ver figura 19), (A) arco con plataforma sobrepuesta, (B) arco con plataforma intermedia, (C) arco con plataforma suspendida.

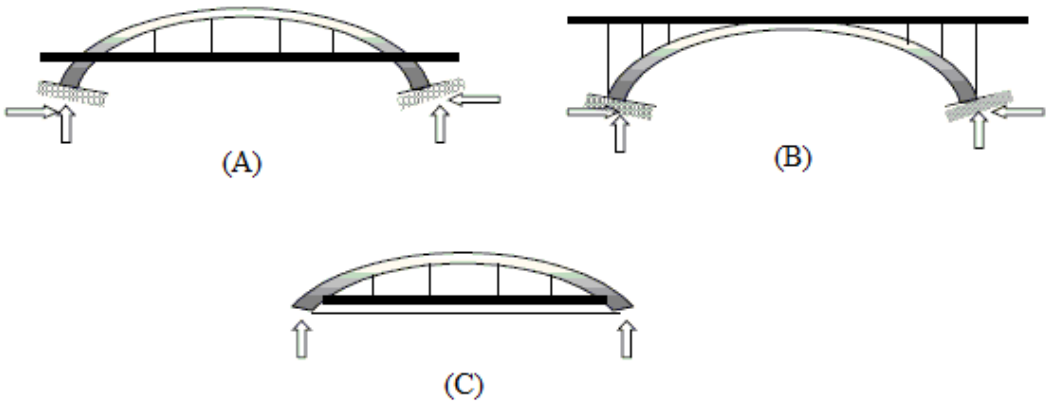


Figura 19: Sistema en arco.

2.4.2 Cargas de Diseño aplicadas a un puente peatonal

Son las cargas que se deben considerar para realizar un correcto análisis estructural. En la guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales, elaborado por la AASHTO se especifican los valores para todo tipo de puente peatonal [33].

Carga Viva de peatones: es la carga que considera el peso de los peatones. Esta carga se aplica a diversas áreas del puente para producir la tensión máxima posible y determinar factores de seguridad y estabilidad de la estructura. Según la norma *AASHTO* la carga viva de peatones tiene que ser 415,01 [kgf/m²] o 4071,5 [Pa].

Carga de Viento: según la norma, la carga de viento se aplicará horizontalmente, en ángulo recto con el eje longitudinal de la estructura y para puente de armadura abierta, donde el viento puede atravesar sin esfuerzo, se aplicara una carga de 170,88 [kgf/m²] o 1675,76 [Pa], el cual considera una velocidad base del viento de 160 [km/h]. Esta carga puede ser modificada, para valores máximos de viento probable en sitios específicos, de acuerdo con la norma. La norma chilena NCh432 [44],

considera una velocidad de 120 [km/h] y una carga de 69 [kgf/m²] para estructuras similares que dispongan de una altura entre 0 y 7 metros sobre su base.

Carga muerta o carga permanente: es la carga que está constituida por el peso propio del puente, en el caso del diseño a estudiar este solo contempla el peso propio de la madera y estará incluido en el software a través de la densidad utilizada.

2.5 Uniones carpinteras

Las uniones carpinteras son técnicas que sirven para poder realizar fijaciones entre piezas de madera, mediante la inserción de una pieza en la otra. Aproximadamente hasta el siglo XX, era el medio tradicional utilizado para lograr las uniones en las estructuras de madera. Posteriormente al igual que las estructuras de maderas y debido al requerimiento de mano de obra especializada, fueron desplazadas por nuevas técnicas y materiales de construcción. Sin embargo, debido a las nuevas tecnologías disponibles como las maquinarias de control numérico, se han facilitado el diseño y ejecución, reduciendo los tiempos y costos de fabricación [35].

Antes de enfocarnos en las uniones carpinteras, hay que tener presente los criterios de clasificación y formas de uniones que se pueden realizar entre piezas de madera:

a) *Por la forma en que se encuentran los contactos:* se denominan empalmes cuando las piezas se enlazan por sus testas para conseguir mayor longitud, ensambles cuando a las piezas se le realiza un corte formando un determinado ángulo y acoplamiento cuando las piezas se superponen en sus caras para conseguir una mayor sección resistente (ver figura 20).

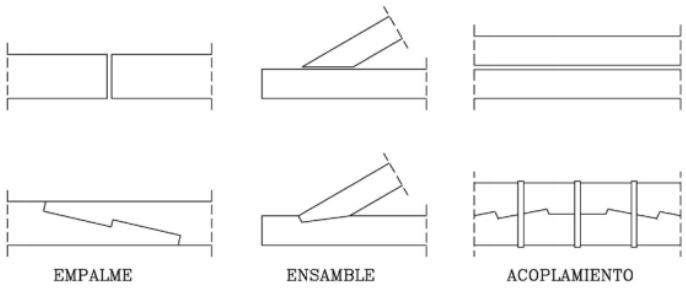


Figura 20: Formas de uniones, empalme, ensamble y acoplamiento [36].

b) *Por el medio de unión que se emplea:* se pueden clasificar en uniones carpinteras, las cuales son aquellas en que las piezas son unidas mediante un trabajo de carpintería. Uniones mecánicas, aquellas que se utilizan herrajes para la transmisión de esfuerzos, como clavos, pernos, conectores metálicos. Uniones encoladas, como su nombre lo indica se denomina de esta manera a las uniones cuando se utilizan adhesivos para la transmisión de los esfuerzos, en esta clasificación entra la madera laminada encolada o uniones de enlaces rígidos mediante barras encoladas.

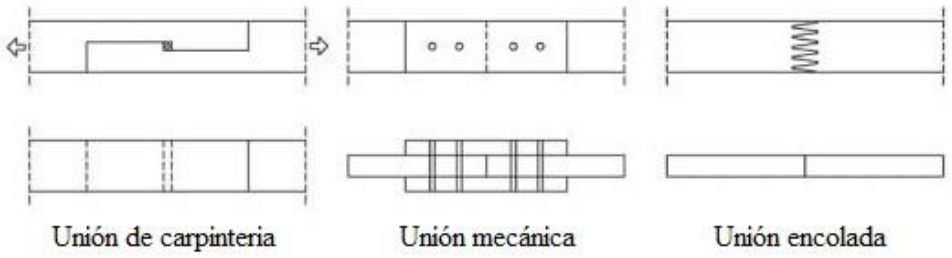


Figura 21: Tipos de uniones, carpintera, mecánica y encolada [36].

Ahora que se tiene claro los medios de uniones, el modelo de este trabajo solo contempla uniones carpinteras. Las uniones carpinteras se emplean generalmente en estructuras de luces reducidas, de hasta 10 o 12 metros, las razones de usos son varias, pero las principales pueden ser por un carácter estético, segundo en estas dimensiones de construcción son más económicas que las otras uniones (para sobredimensionamiento el costo pasa más costoso), tercero presentan un buen comportamiento al fuego [37].

Algunas uniones carpinteras típicas se pueden ver en la siguiente imagen, donde: A, clavijas; B, doble espiga y tenaza; C, caja y espiga; D, cola de milano; lengüeta alternada y ranura; F, lengüeta y ranura.

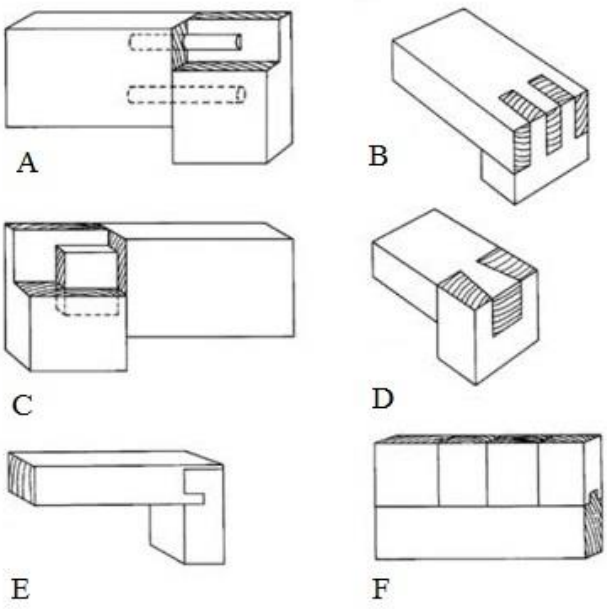


Figura 22: Uniones carpinteras típicas [31].

2.5.1 Coeficiente de roce

En las uniones carpinteras, los esfuerzos se transmiten de una pieza a otra por medio de la superficie que entran en contacto. Los esfuerzos provocan reacciones normales y tangenciales entre las superficies, pero también se generan fuerzas de roce que se oponen a que la pieza se deslice dentro de la unión. Es importante considerar las fuerzas de rozamientos existentes para poder realizar un correcto análisis en el funcionamiento mecánico de las uniones carpinteras [37].

El roce es una fuerza que se opone al movimiento, y esta se genera cuando una superficie se encuentra en contacto con otra. La causa es debido a la rugosidad existente en cada superficie, estas presentan una serie de asperezas que oponen una resistencia entre sí. Estas asperezas son las que mantienen el contacto entre las

superficies y determinan el área real de contacto, y si se aumenta la fuerza aplicada entre las superficies, aumentará el área de contacto (ver figura 23).

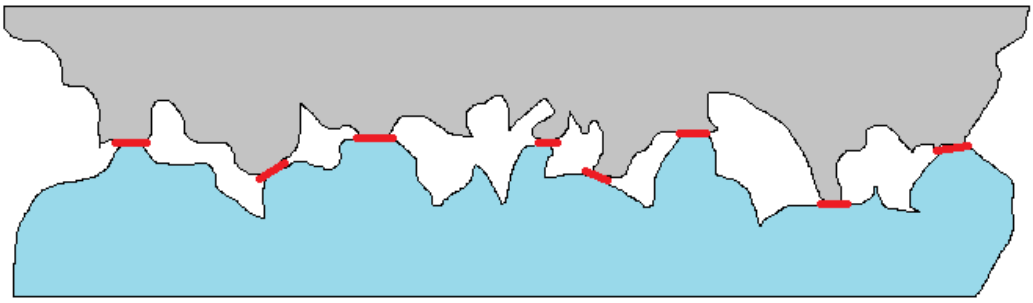


Figura 23: Rugosidad entre dos superficies.

En la madera, el coeficiente de rozamiento no solo depende de la rugosidad sino que también al contenido de humedad presente en la superficie, asimismo se ve afectado por las características intrínsecas de cada especie, como por ejemplo la dureza o sustancias presentes en la madera como aceites o resinas. Algunos valores de coeficientes de roce estático para maderas coníferas como el pino radiata se pueden observar en la siguiente tabla.

Tabla 9: Coeficientes de roce estático para especies coníferas [38].

Material	Perpendicular a la fibra		Paralela a la fibra	
	Contenido de humedad (%)			
	≤12	≥16	≤12	≥16
Madera aserrada con madera aserrada	0,3	0,45	0,23	0,35
Madera cepillada con madera cepillada	0,2	0,4	0,17	0,3
Madera aserrada con madera cepillada	0,3	0,45	0,23	0,35
Madera con hormigón	0,4	0,4	0,4	0,4

Para establecer un análisis más general en el tratamiento del tipo de madera a utilizar, ya sea madera cepillada o directamente aserrada (sin cepillar) se trabajará más adelante en la simulación con el promedio del coeficiente de roce con un contenido de humedad entre 12 y 16 % elaborado a partir de la *tabla 10*, esto debido a que ambas maderas son las que se encuentran disponibles en el mercado.

Tabla 10: Promedio de coeficientes de roce estático para especies coníferas para un contenido de humedad entre 12 y 16 %.

Material	**Contenido de humedad entre 12 y 16 %**		**Promedio**
	Perpendicular a la fibra	Paralela a la fibra	
Madera aserrada con madera aserrada	0,38	0,29	0,33
Madera cepillada con madera cepillada	0,3	0,24	0,27
Madera aserrada con madera cepillada	0,38	0,29	0,33
			0,31

2.6 Factor de seguridad.

Para evitar fallas estructurales, las cargas que una estructura es capaz de soportar deben ser mayores que las cargas a las cuales se someterá el modelo cuando este en servicio. El factor de seguridad (n) es un parámetro que relaciona la resistencia real de la estructura con la resistencia requerida (resistencia de servicio). Para evitar la falla el valor de “n” debe ciertamente mayor a 1.

$$n = \frac{Resistencia\ real}{Resistencia\ requerida} \qquad (4)$$

2.7 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos (MEF), es una técnica utilizada para encontrar soluciones numéricas a ecuaciones diferenciales. Se basa en la discretización de una región determinada y el ensamble de un número de elementos, cada uno con un número finito de grados de libertar, siendo el elemento la unidad básica [39].

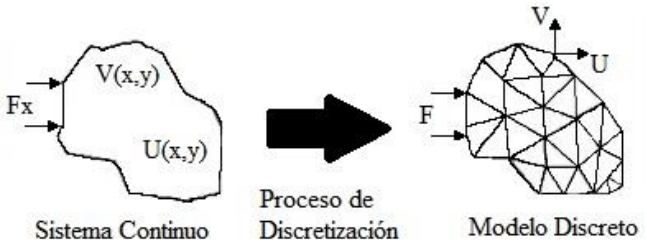


Figura 24: Discretización de un cuerpo.

Estos elementos están unidos a través de nodos y dependiendo de la geometría del cuerpo se pueden catalogar de diferentes maneras, como se ve en la *figura 25*, donde (a) elementos unidimensional, (b) elementos bidimensional y (c) elementos tridimensional. Al conjunto de elementos unidos por medio de los nodos se le denomina malla.

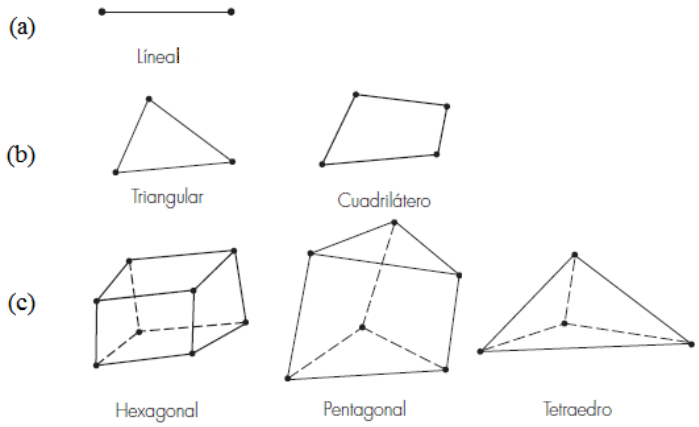


Figura 25: Algunas formas de elementos finitos.

El MEF permite obtener el comportamiento de una estructura que posee infinitos grados de libertad, al aproximar el modelo discretizado con las mismas propiedades físicas y geométricas, pero con un número finito de grados de libertad. Sobre la malla del modelo el MEF plantea las ecuaciones que rigen su comportamiento. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos.

El método de elementos finitos puede ser aplicado en la resolución y diagnóstico de problemas de análisis estructural para la obtención de desplazamientos, deformaciones y tensiones como se utilizara en este estudio, pero también es usado en problemas de ingeniería como la mecánica de fluidos, conducción de ondas, ingeniería nuclear, termodinámica, entre otros.

2.7.1 Modelación No Lineal en elementos finito

En general muchos de los problemas enfrentado en la ingeniería, presentan un comportamiento No-lineal. Pero para simplificar los estudios, la formulación matemática y los costos económicos implicados, se suponen muchas veces parámetros con comportamientos lineales, permitiendo la convergencia de las simulaciones y la obtención de resultados satisfactorios.

En la simulación en elementos finitos existen tres tipos de no linealidades, la no-linealidad por el material, la No-linealidad por la geometría del cuerpo y la No-linealidad de las condiciones de frontera, como por ejemplo las condiciones de contactos entre elementos [40].

No-linealidad del material, esta ocurre en los casos de aquellos materiales que varíen sus propiedades elásticas a medida que ocurre la deformación. La mayoría de los materiales posea un comportamiento no lineal bajo cierto nivel de carga.

Debido a la composición de la madera, el cual es un material ortótropo. Este presenta un comportamiento No-lineal. Ejemplo de ello es que la madera no reacciona proporcionalmente ante la aplicación de esfuerzos, si no que este depende de factores como el eje en que se aplica el esfuerzo.

No-linealidad geométrica, este tipo de comportamiento está asociado a las irregularidades, que puede poseer el modelo geométrico, como lo son por ejemplo los cambios bruscos de la geometría. También se producen cuando una estructura sufre grandes deformaciones hasta el punto en donde su dimensión y posición originen cambian de manera significativa.

No-linealidad de las condiciones de contorno, este tipo de comportamiento se produce cuando la deformación de una estructura depende de las condiciones de contorno existente entre los elementos.

El contacto existente entre dos cuerpos que no estén unidos por medio de algún pegamento, soldadura u otro medio, representa un complejo, esto debido a la falta de conocimiento existente en las regiones de contacto. Si a esto se le suma los coeficientes de fricción existentes en ellos, es por ello, que el análisis de contacto entre elementos resulte altamente no lineal [32].

2.8 Software ANSYS

ANSYS es un software análisis de elementos finitos, que es ampliamente utilizado en la industria de la ingeniería para simular las respuestas a un sistema físico determinado. ANSYS utiliza el método de elementos finitos para resolver las ecuaciones que gobiernan el modelo. A través de este software se pueden resolver problemas estructurales dinámicos o estáticos, análisis de transferencia de calor, mecánica de fluidos, problemas acústicos y eléctricos, entre otros.

Capítulo 3:

Metodología de Trabajo

La metodología utilizada en este trabajo consiste en dos instancias. La Primera parte, consta de parametrizar las dos muestras de puentes peatonales por medio del cálculo de elementos finitos asistido por el programa ANSYS. La segunda parte, contrasta ambos puentes peatonales por medio del método comparativo para seleccionar al que posea mejor comportamiento mecánico como, deformación total, los esfuerzos máximos generados y el factor de seguridad. Siguiendo la guía de especificaciones para puentes peatonales de la AASHTO [33] y la norma chilena NCh432 [44], se examina las cargas de diseño mínimas que debe soportar cada estructura para garantizar la seguridad del usuario, estos eventos son las cargas de peso propio de la estructura, las cargas de peatones y de vientos, también se analizara si al aplicar estas cargas además se cumple con las deflexiones máximas que aconseja la norma.

3.1 Puentes de madera peatonales a estudiar

Los puentes peatonales a analizar son dos prototipos de puentes en arco, unidos a través de uniones carpinteras, que fueron mecanizadas a través de un robot manipulador para lograr mejores terminaciones y asegurar el perfecto ensamble de las piezas. Estos puentes al ser ensamblados con uniones carpinteras, no poseen herrajes y es a través del peso de sus componentes por el cual se logra mantener estable la estructura.

3.1.1 Prototipo N°1

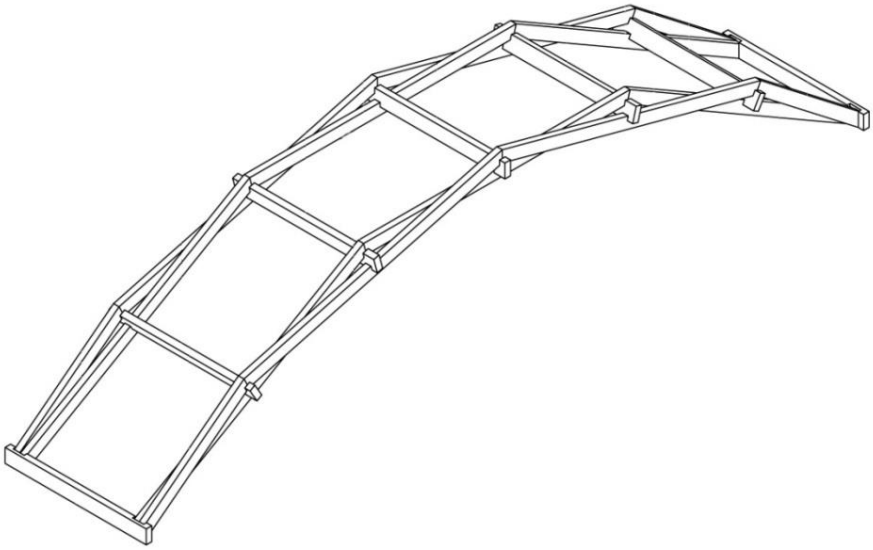


Figura 26: Vista isométrica del prototipo N°1 [1].

Este modelo de puente peatonal, está constituido de 21 piezas de madera dimensionada de 2x5 pulgadas para las vigas transversales y de 2x4 pulgadas para el resto del puente. Posee 3 tipos de uniones carpinteras, 10 uniones de caja y espiga, 4 uniones de barbilla a tope con caja y 10 uniones de caja simple entalladura. El diseño contempla una luz libre (L) de 6,7 metros de longitud, con un radio de curvatura (h) de 1,5 metros y un ancho de paso de 1,3 metros (ver anexo B). El modelo geométrico N°1 posee un volumen de madera de 0,205 [m^3], este valor permitirá posteriormente realizar una aproximación del costo bruto de la materia prima.

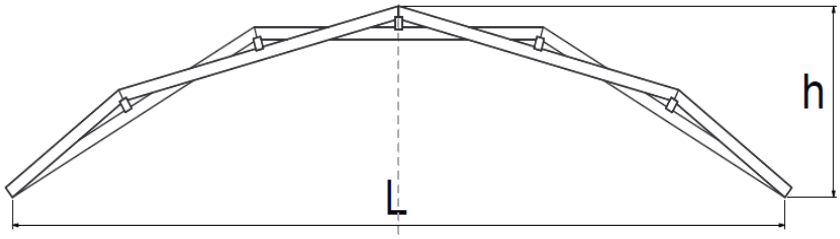


Figura 27: Vista lateral prototipo N°1[1].

3.1.2 Prototipo N°2

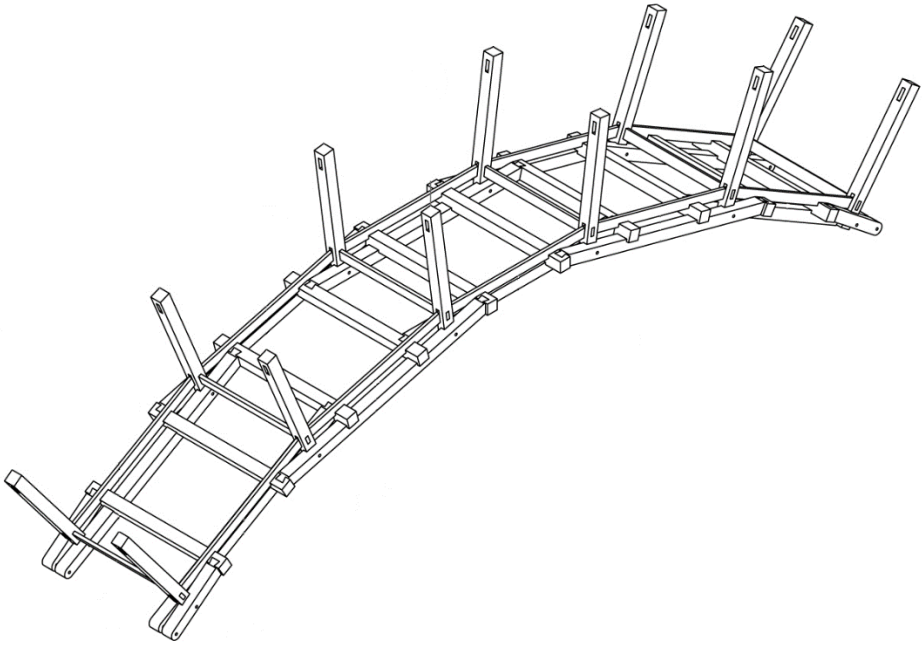


Figura 28: Vista isométrica del prototipo N°2 [1].

El segundo modelo de puente peatonal, está constituido de 52 piezas de madera dimensionada, este modelo considera las barandas como parte de la superestructura para darle estabilidad al puente. Está compuesto de madera dimensionada de 2x4 pulgadas para las uniones de los pasamanos y el resto del puente está constituido con vigas de 4x4 pulgadas. Posee en su mayoría uniones tipo cola de milano y uniones de caja de simple entalladura.

El diseño contempla una luz (L) de 6,2 metros de longitud, con un radio de curvatura (h) de 1,3 metros y un ancho de paso de 1,2 metros (ver anexo C). El modelo geométrico N°2 posee un volumen total de 0,481 [m^3].

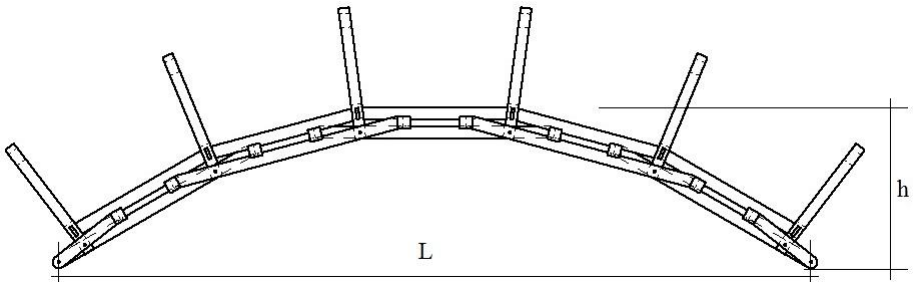


Figura 29: Vista lateral prototipo N°2 [1].

3.2 Modelación por ANSYS

El presente trabajo, utiliza el software ANSYS WORKBENCH, que es capaz de resolver análisis estructurales tanto lineales como no lineales, estáticos o dinámicos, entre otros. Presenta una alta libertar para la customización de datos, como la configuración de las condiciones de contornos. Asimismo, posee una alta compatibilidad con los diferentes formatos de softwares de CAD de terceros, ayudando a la rapidez de la simulación, ahorrando tiempo y costos asociados.

El proceso para la realización de un análisis en ANSYS consta de los siguientes pasos, primero es elegir el tipo de análisis a utilizar, en el caso de este estudio se seleccionara el análisis estructural estático (Static Structural).

El análisis estático (ver figura 30), se utiliza para determinar los desplazamientos, tensiones y deformación máxima que puede soportar una estructura, bajo condiciones de carga estática como lo son las representadas por el peso propio de la estructura, las cargas de uso y de viento.

Figura 30: Modulo utilizado para el análisis estructural del puente peatonal.

3.2.1 Ingreso de parámetros del material

Una vez ya elegido el tipo de análisis, se debe definir las propiedades de la madera Pino Radiata a utilizar, estas se deberán ingresar en la sección de "*Engineering Data*". Las constantes elásticas del pino radiata, se introduce como se muestra en la siguiente figura.

Properties of Outline Row 3: Pino Radiata

	A	B	C
1	Property	Value	Unit
2	Density	450	kg m^-3
3	Orthotropic Elasticity		
4	Young's Modulus X direction	10523	MPa
5	Young's Modulus Y direction	631,35	MPa
6	Young's Modulus Z direction	1031,2	MPa
7	Poisson's Ratio XY	0,358	
8	Poisson's Ratio YZ	0,379	
9	Poisson's Ratio XZ	0,335	
10	Shear Modulus XY	841,8	MPa
11	Shear Modulus YZ	115,8	MPa
12	Shear Modulus XZ	747,1	MPa

Figura 31: Propiedades del Pino Radiata ingresados en ANSYS.

Los puentes en arcos trabajan casi en su totalidad en compresión. Es por ello que se trabaja con las propiedades mecánicas extraídas en compresión y que dispongan del menor valor (compresión normal o compresión paralela), para determinar un límite elasticidad genérico. Exagerando las condiciones del análisis y entregar resultados de carácter conservativos.

El valor del límite de elasticidad (Tensile Yield Strength) ingresado será el de compresión normal de 6,61 [MPa] y servirá para calcular el valor del factor de seguridad.

3.2.2 Mallado del modelo

Tercer paso que se debe seguir es cargar el modelo en CAD, previamente ensamblado en el software Inventor como se comentó anteriormente. Llegado a este paso se procede a la generación de la malla. La precisión de los datos muchas veces depende en gran medida de la cantidad de nodos, elementos y del tamaño de la malla. Debido a esto, es que el control de la malla es uno de los pasos más importantes en el análisis por el método de los elementos finito, ya que no solo afecta a la precisión de los resultados, si no también afecta directamente a la economía del análisis. Mallas más densas significan un mayor número de ecuaciones a procesar, lo que se ve limitado muchas veces a los recursos económicos y tecnológicos disponibles.

Los pasos para en mallado son básicamente los mismo, primero se importa la geometría, luego se selecciona el método de mallado, en este caso se ocupará la opción por defecto (Mechanical), se ingresan los ajustes del tamaño de la malla, se generará la malla, y posteriormente se puede refinar la malla hasta alcanzar el nivel de calidad necesario.

Details of "Mesh"	
Defaults	
Physics Preference	Mechanical
Relevance	0
Shape Checking	Standard Mechanical
Element Midside Nodes	Kept
Sizing	
Size Function	Adaptive
Relevance Center	Medium
Element Size	Default
Initial Size Seed	Active Assembly
Smoothing	Medium
Transition	Fast
Span Angle Center	Coarse

Figura 32: Configuración de la malla utilizada.

Para evaluar la calidad del enmallado se utilizara el método estadístico *Jacobian Ratio*, el cual propone el valor 1 para elementos de una buena calidad y valores altos para elementos distorsionados. Para este método estadístico, es necesario activar la utilización de nodos intermedios "*Kept*", esta función aumenta el número de nodos del elemento (ver figura 33) y se permite que la malla capture mejor la forma de la geometría del modelo [41].

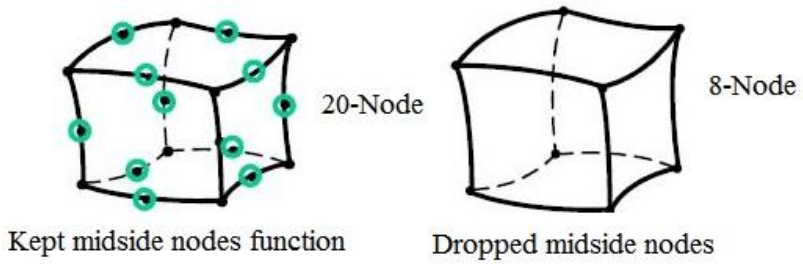


Figura 33: Función "Kept", para la utilización de nodos intermedios [41].

En la realización el mallado para el modelo N°1, se obtuvieron 10.185 nodos, 3927 elementos y un promedio de 1,035 de "*Jacobian Ratio*", considerándose un mallado valido.

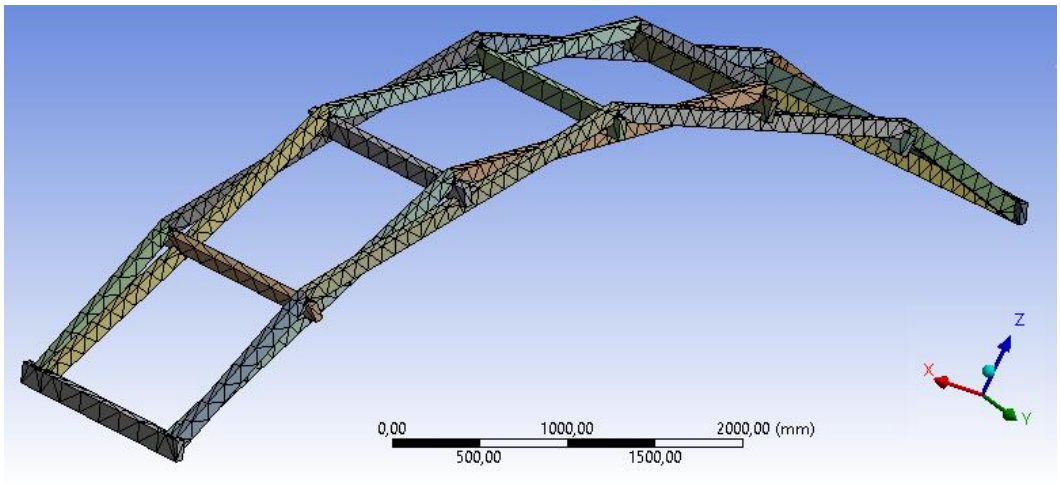


Figura 34: Vista de la malla generada al modelo N°1.

El modelo N°2 presento un numero de 43.050 nodos y 16.542 elementos, con un promedio de "*Jacobian Ratio*" de 1,0946, lo que es cercano a 1, por lo que se puede dar validez al enmallado generado por el software.

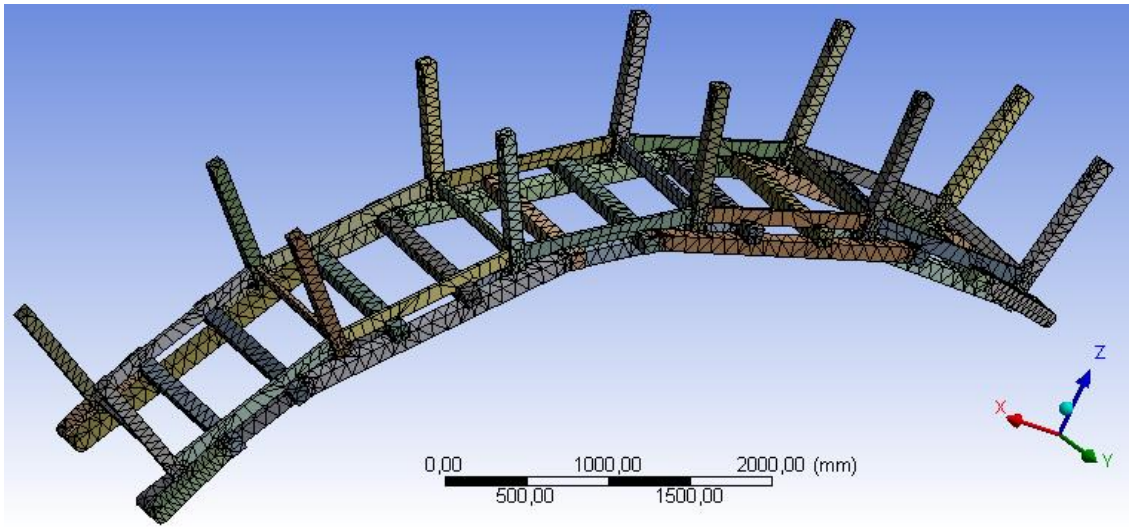


Figura 35: Vista de la malla generada al modelo N°2.

3.2.3 Condiciones de contorno

El siguiente paso consiste en definir las condiciones de contorno que existen entre los contactos. La fijación de los contactos en las uniones carpinteras se genera a través de las fuerzas de roce. Para ello se elegirá el tipo de contacto como "*Frictional*", con un coeficiente de fricción de 0,31 [-] para todos los contactos existentes en los modelos. Este valor promedio se establece debido a la dificultad de definir el eje de trabajo de cada contacto, los cuales ascienden a 60 para el modelo N°1 y 164 contactos en el modelo N°2.

Además, se utilizará la formulación de "*Augmented Lagrange*", que es el método matemático más utilizado para contactos con fricción y comportamiento no lineal. Esta formulación agrega controles adicionales para evitar las incrustaciones que pueden surgir entre los contactos al aplicar los esfuerzos [41].

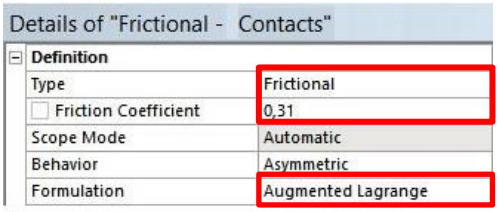


Figura 36: Configuración aplicada para los contactos entre las uniones carpinteras.

Para continuar con la modelación es necesario definir las fijaciones de soporte para limitar el movimiento de la estructura, esto simula a la estructura real que estará montada en alguna base o fundación y que soportará el peso de toda la estructura. Para ello se aplicará la condición de contorno "soportes fijos" (Fixed Support), en ambos lados del puente como se muestra en la *figura 37*.

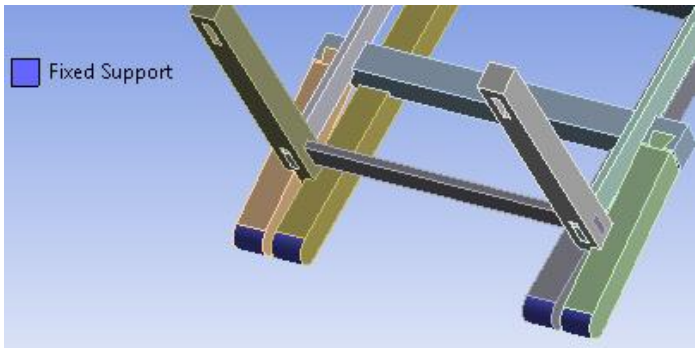


Figura 37: Soportes fijos.

3.2.4 Aplicación de Cargas.

Como último paso se procede a la asignación de cargas y configuraciones para el análisis. La aplicación de cargas se realizará siguiendo la norma *AASHTO de especificaciones para el diseño de puentes peatonales* en el caso de las cargas vivas [33] y la *norma NCh432 de Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones*, para las cargas de viento [44], ambas normas comentadas anteriormente.

Cargas Vivas: la aplicación de cargas viva de peatones se realizará a lo largo de la estructura y se aplicará una carga de 4070 [Pa] (ó 0,00407 [MPa]) como se muestra en la *figura 29*. El área de aplicación para el modelo N°2 es de 0,121 [m^2] por cada elemento, resultando un total de 1,21 [m^2] y 0,32 [m^2] para el modelo N°1, este dato es muy relevante a la hora obtener una relación que determine el peso máximo que soporta la estructura.

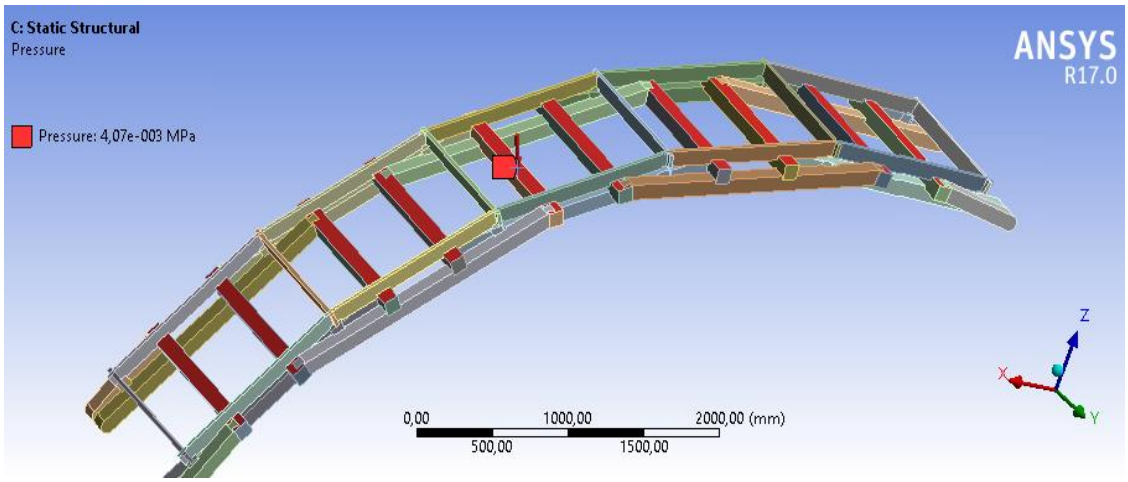


Figura 38: Aplicación de cargas vivas de peatones.

Cargas de Viento: las cargas de vientos, se aplicarán horizontalmente a lo largo de un lado del puente y su valor de carga será 676,66 [Pa] (ó 0,000677 [MPa]) de como se muestra en la *figura 39* e indica la norma chilena *NCh432*.

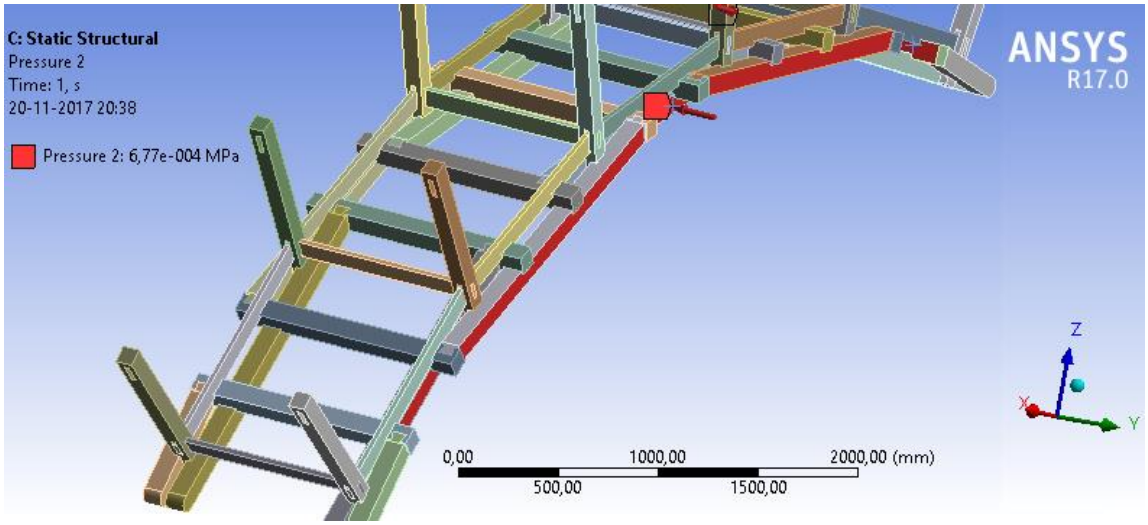


Figura 39: Aplicación de cargas de viento.

Cargas Permanentes: las cargas por peso propio de la estructura, pueden variar en condiciones reales, ya que esta dependerá directamente de la densidad del material y su % de humedad. Para el análisis se usará la densidad establecida anteriormente de 450 [kg/m3], resultando una masa total aproximada de 91,4 [kg] para el modelo N°1 y 216,4 [kg] para el modelo N°2. Ambas aplicación de cargas, tanto vivas como de viento consideran las cargas permanentes como parte de la simulación.

3.2.5 Parámetros requeridos en el análisis.

Finalmente para proceder a la simulación es necesario ingresar al software las soluciones requeridas, para este análisis estructura, se requerirá la deformación total, que servirá para analizar si las deflexiones están dentro de los rangos recomendados por la norma. Otro parámetro requerido es el esfuerzo máximo generado, este valor permitirá comprobar si el material es capaz de resistir esa magnitud de carga aplicada. Por último el factor de seguridad de la estructura, este parámetro reflejará la capacidad de la estructuras a resistir sobrecargas y permite visualizar el sobredimensionamiento del diseño.

Figura 40: Soluciones requeridas para el análisis estructural en ANSYS.

Capítulo 4:

Resultados y Análisis

Si bien en Chile existe una norma para los cálculos en construcciones de madera (NCh1198). Esta norma no está diseñada específicamente para pasarelas o puentes peatonales, si no para construcciones de madera en general, como uso estructural para edificios, casas, puentes, bodegas u otro.

Por este motivo, se utiliza la norma AASHTO de especificaciones para el diseño de puentes peatonales. Esta norma es una guía en donde se proporcionan estándares realistas que garantizan la seguridad estructural para los peatones. Cabe mencionar que no es específica para la madera, pero sus parámetros contemplan los requerimientos mínimos que debería poseer todo tipo de puente peatonal.

Ninguna de las normas utilizadas contempla el uso de uniones tradicionales carpinteras, por ejemplo, la norma NCh1198 de Construcciones en madera solo contempla uniones con elementos mecánicos, como clavos, tirafondos, pernos, barras de acero, grapas, tornillos y conectores para madera. Por lo tanto, este estudio no considera el análisis u cálculo especifico de las uniones carpinteras, sino que analiza el comportamiento estructural completo con uniones carpinteras incluidas en él, para consultas sobre cálculos y comportamiento de las uniones carpinteras se puede revisar estudios como la tesis doctoral del ingeniero José Aira, “Análisis experimental y por el método de los elementos finitos del estado de tensiones en uniones carpinteras de empalme” [32].

Una dificultad de los modelos a estudiar es que las acciones permanentes del puente solo contemplan las cargas del peso propio de la estructura, no así el peso de cargas muertas que se generarán por las barandillas de protección, piso de la

estructura u otro elemento posible, los cuales no se encuentran incluidos en el modelo geométrico. Se tendrá presente este factor en el análisis final.

En las siguientes líneas se presentarán los resultados de la simulación, para ello, se presentan los análisis de los puentes de manera individual, comenzando por el modelo N°1 y posteriormente el modelo N°2. Los resultados del análisis respectivo de cada puente se mostrarán de acuerdo al siguiente orden: una tabla con los resultados de las simulaciones de cargas vivas, la simulación de cargas de viento y la simulación de cargas combinadas[3] (esta última se refiere a la suma de cargas permanentes, cargas vivas y el viento), seguida de gráficos comparativos con valores máximos permitidos y por último, la simulación visual de los resultados obtenidos.

Posterior al análisis de cada puente, se realizará un análisis comparativo contrastando los resultados obtenidos.

4.1 Resultados Modelo N°1

La *tabla 12* presenta los datos obtenidos del puente N°1 y a partir de ésta, se generaron tres gráficos, comparando los resultados con los valores máximos permitidos.

Tabla 11: Resultados Simulación Modelo N°1.

Modelo N°1			
Deformación Total	Cargas vivas	12,561	[mm]
	Cargas de Vientos	No Registrado	
	Combinación de Cargas	224,55	
Esfuerzo Máximo	Cargas vivas	2,5108	[Mpa]
	Cargas de Vientos	No Registrado	
	Combinación de Cargas	29,232	
Factor de Seguridad	Cargas vivas	2,3382	[-]
	Cargas de Vientos	No Registrado	
	Combinación de Cargas	0,23346	

[3] Evidentemente, la simulación de cargas combinadas es la más relevante al conglomerar ambas cargas, sin embargo, con el fin de comprender de mejor manera el comportamiento estructural de los puentes, se mostrará de igual forma, la separación de las cargas.

Según estipula la norma AASHTO, los valores máximos de deflexión vertical permitidos para la aplicación de cargas debido al servicio peatonal (carga viva) no deben superar la relación L/500 de la longitud de la luz libre (L) y para el caso de la deflexión horizontal, debido a la carga de viento, regirá el mismo valor. La siguiente tabla muestra los valores máximos permitidos para el modelo N°1:

Tabla 12: Valores máximos de deflexión para el modelo N°1.

	Puente N°1	Unidad
Luz libre (L)	6700	[mm]
Deflexión máxima permitida (L/500)	13,4	[mm]

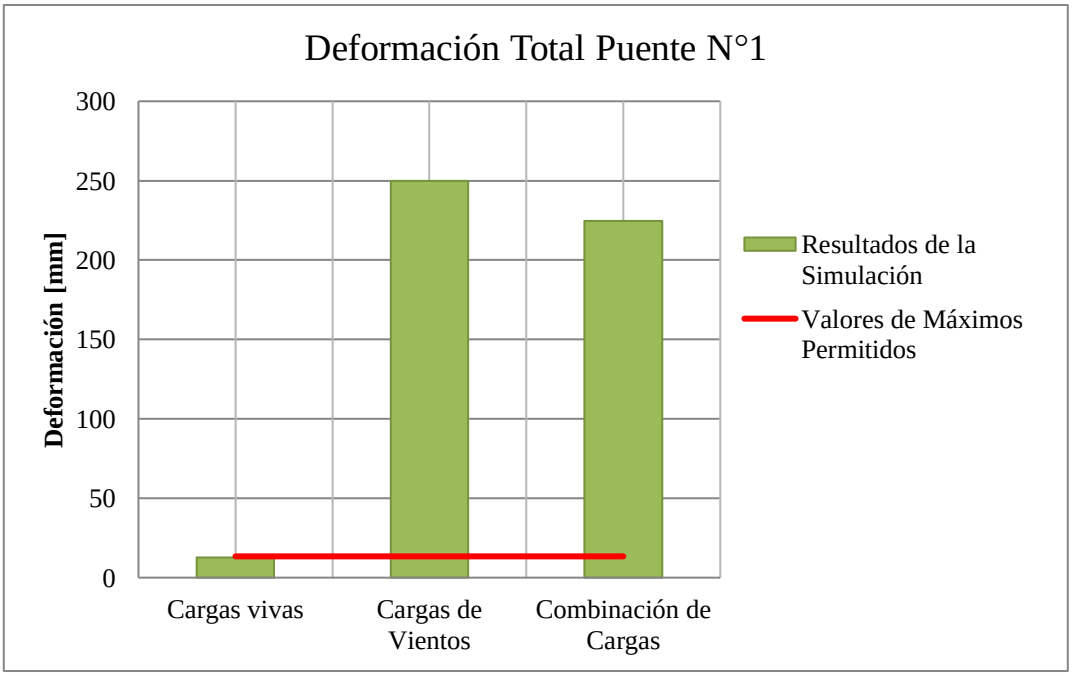


Figura 41: Resultados Simulación Modelo N°1, deformación total.

En el proceso de simulación del primer puente se encontró que, al aplicar la carga de viento sin la aplicación de cargas vivas, el puente lograba exceder los límites de carga, arrojando error en la simulación. Esto se puede interpretar como la baja estabilidad de la estructura N°1 para resistir cargar transversales (ver tablas 13 y figura 41).

Se aprecia que la deformación experimentada por el puente, en el caso de la aplicación de carga viva, fue de 12,56 [mm] la cual cumple con el criterio de deflexión máxima que es 13,4 [mm], pero, cuando es aplicada en conjunto con las fuerzas del viento, ésta presenta una gran deformación de 224,5 [mm] superior al límite recomendado.

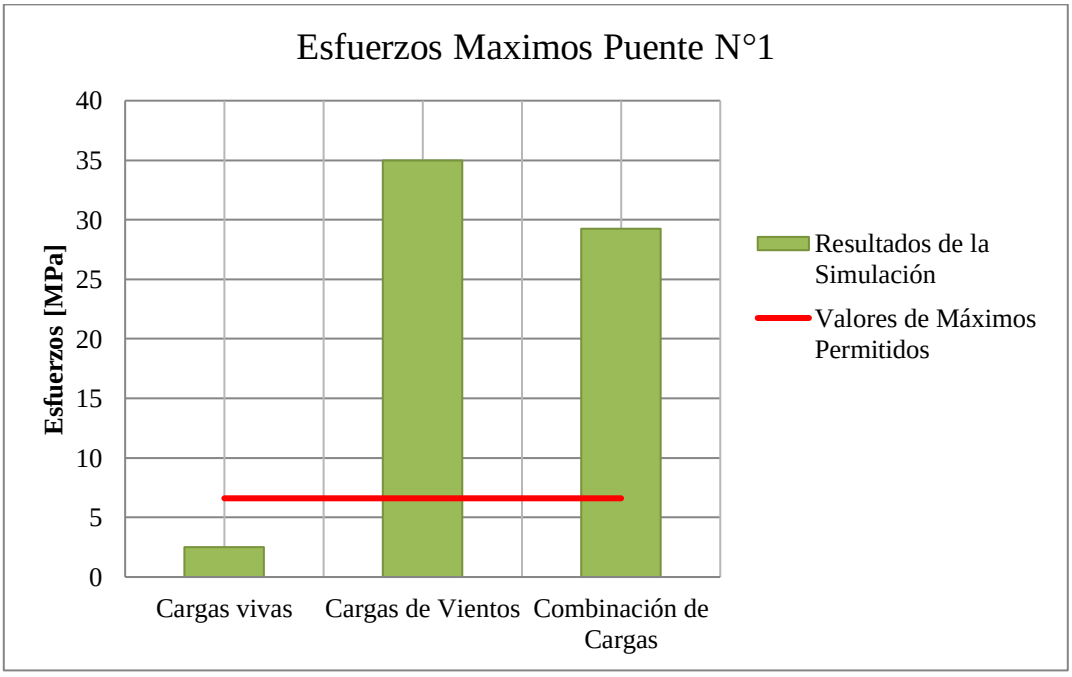


Figura 42: Resultados Simulación Modelo N°1, esfuerzos máximos principales.

En el caso de los esfuerzos principales máximos, se obtuvo, un valor por debajo del límite de elasticidad máximo permitido el cual es 6,61 [MPa] (límite elástico para compresión normal a la fibra) para el caso de la simulación con cargas vivas, pero se registró un alto valor para el caso de aplicación de cargas combinas, arrojando un valor de 29,2 [MPa], lo que supera el límite elástico para comprensión normal a la fibra y el límite de elasticidad en comprensión paralela (20,57 [MPa]).

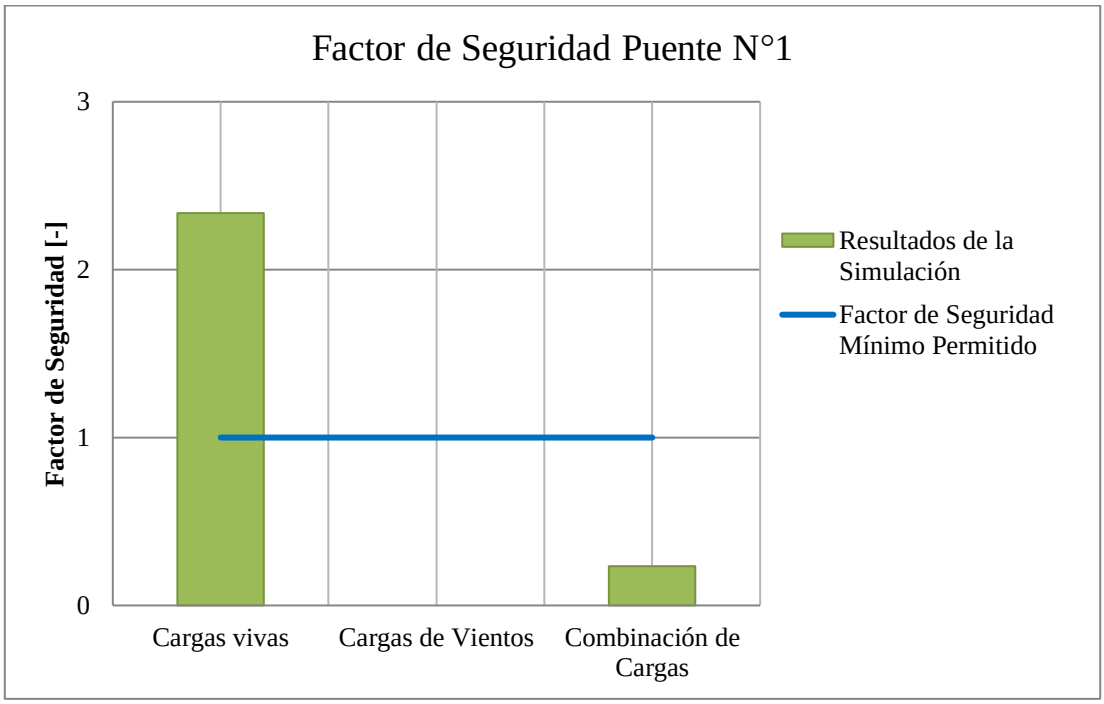


Figura 43: Resultados Simulación Modelo N°1, factor de seguridad.

Esto significa que el puente logra la fractura, lo que se puede apreciar del gráfico, en donde el factor de seguridad es bajo 1 (ver figura 43).

A continuación, se mostrarán los resultados de la simulación para cargas combinadas, la siguiente figura de la deformación total se exhibe exagerando las dimensiones de la deformación en una escala de aumento de 0,5x, esto con el fin de esclarecer gráficamente las referencias del análisis.

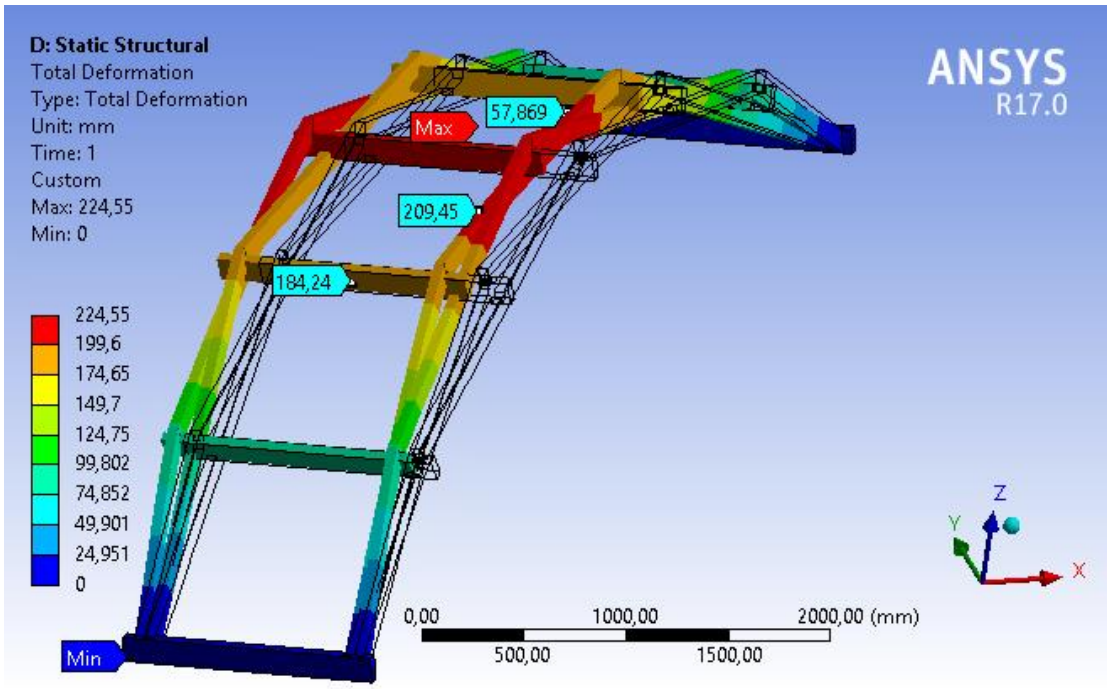


Figura 44: Resultado Modelo N°1, deformación total en cargas combinadas.

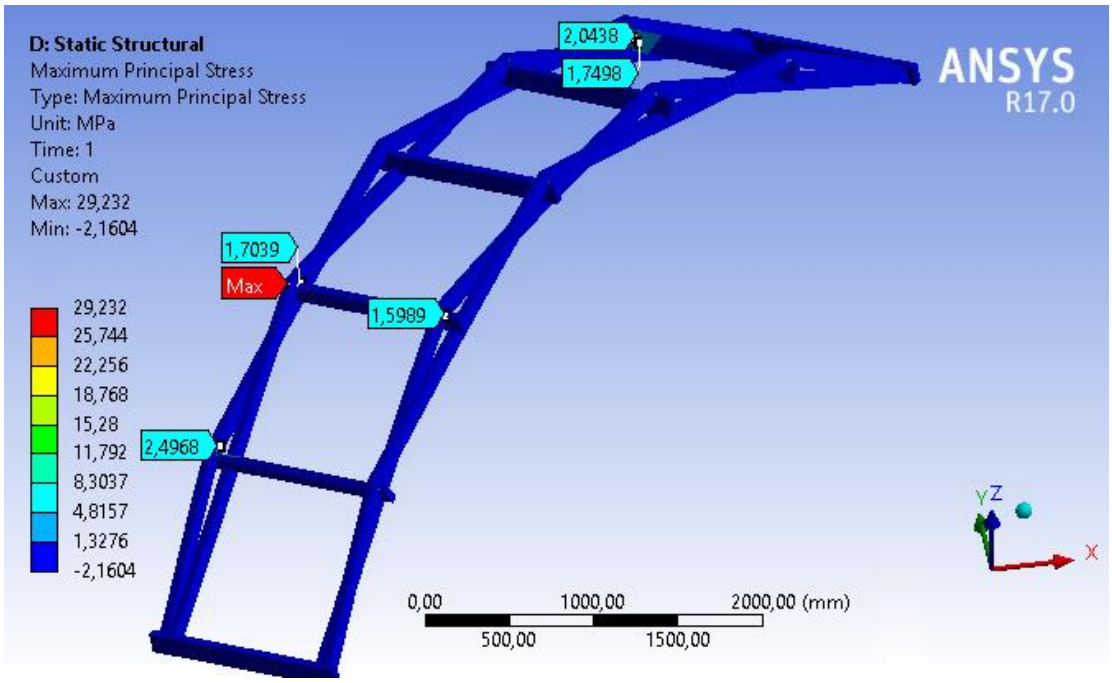


Figura 45: Resultado Modelo N°1, esfuerzo principal máximo en cargas combinadas.

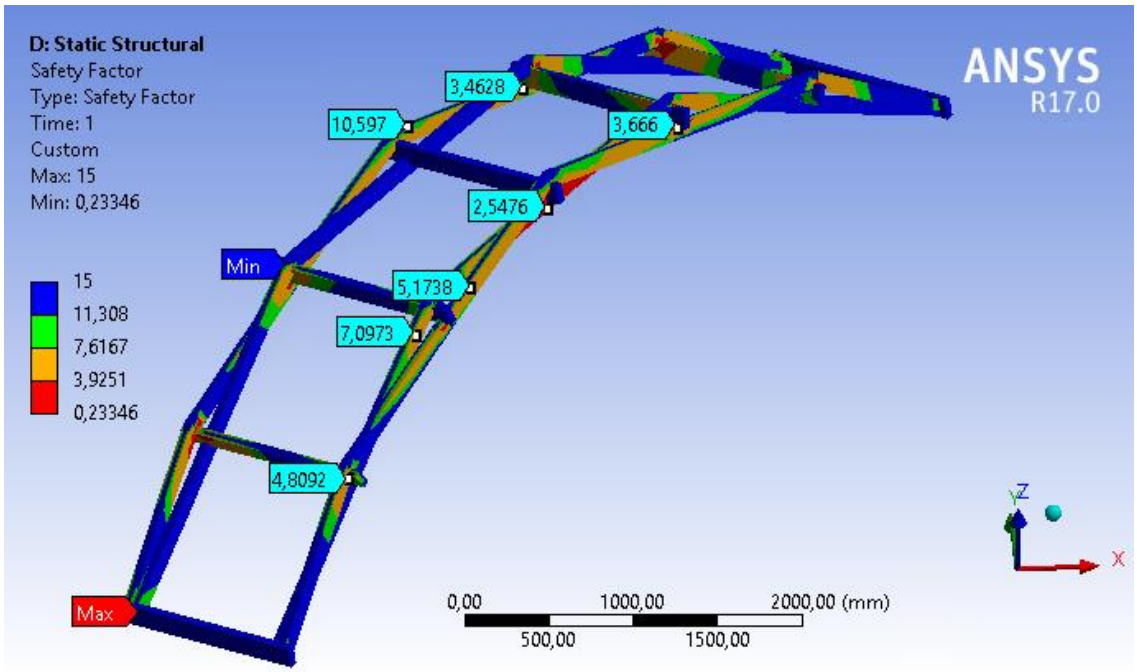


Figura 46: Resultado Modelo N°1, factor de seguridad en cargas combinadas.

Como conclusión del análisis del modelo N°1, se encuentra que:

- El modelo N°1 se comporta dentro de los parámetros máximos establecidos solo para la aplicación de cargas permanentes y cargas vivas, correspondientes al tránsito peatonal, pero el modelo no presenta estabilidad suficiente para recibir cargar horizontales de viento ni una combinación de estas.

- De los resultados visuales de esfuerzo máximo y factor de seguridad, se puede observar que los datos más críticos, están presentes entre algunas de las uniones de los elementos (ver figuras 45 y 46).

- La falta de estabilidad de este puente, se debe a la escasez de elementos trasversales en el diseño de la estructura, lo que resulta en una baja rigidez, que es incapaz de recibir esfuerzos transversales.

- Dadas las características geométricas del modelo N°1 y observando el comportamiento resultante de la simulación realizada por MEF. El puente N°1 no solo no cumple con los estándares mínimos establecidos por la *norma AASTHO* para asegurar la seguridad estructural, sino que tampoco se resguardan los valores de tensiones máximas permitidas por las propiedades mecánicas de la madera.

- A partir de la aplicación de cargas vivas y permanente, en relación al área de aplicación de la carga, se extrae que el puente N°1 soporta solo 132,9 kilogramos para dichas condiciones.

4.2 Resultados Modelo N°2

A diferencia del análisis anterior, el modelo N°2 resistió las tres pruebas aplicadas, los datos obtenidos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 13: Resultados Simulación Modelo N°2.

Modelo N°2			
Deformación Total	Cargas permanentes y vivas	1,5178	[mm]
	Caras de Vientos	2,2904	
	Combinación de Cargas	2,5881	
Esfuerzo Máximo	Cargas permanentes y vivas	1,0714	[MPa]
	Caras de Vientos	0,62112	
	Combinación de Cargas	1,126	
Factor de Seguridad	Cargas permanentes y vivas	2,7738	[-]
	Caras de Vientos	8,5772	
	Combinación de Cargas	2,8964	

La siguiente tabla presenta los valores máximos de deflexión vertical y horizontal recomendados por la norma AASTHO para este puente.

Tabla 14: Valores máximos de deflexión para el modelo N°2.

	Puente N°2	Unidad
Luz libre (L)	6200	[mm]
Deflexión máxima permitida (L/500)	12,4	[mm]

Observando los siguientes gráficos se puede ver rápidamente que los valores de simulación se mantienen lejos de los máximos recomendados.

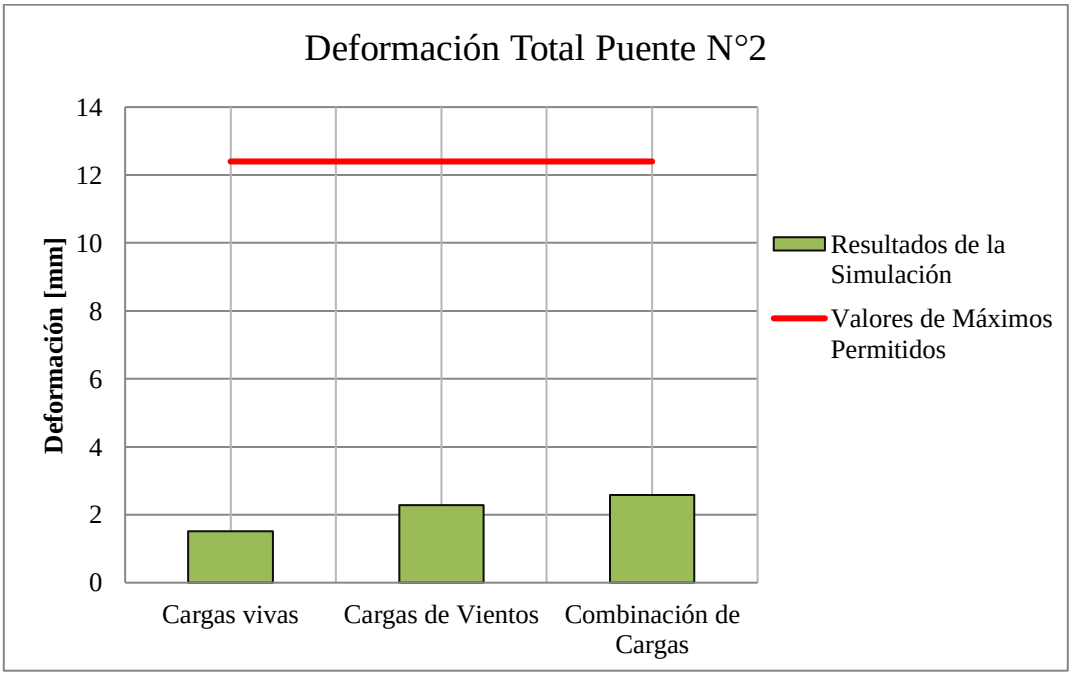


Figura 47: Resultados Simulación Modelo N°2, deformación total.

La mayor deformación se presentó para la combinación de cargas, presentando un deflexión de 2,55 [mm]. Por lo tanto la relación de L/500 establecida por la norma se cumple, dado que la máxima deflexión recomendada es de 12,4 [mm].

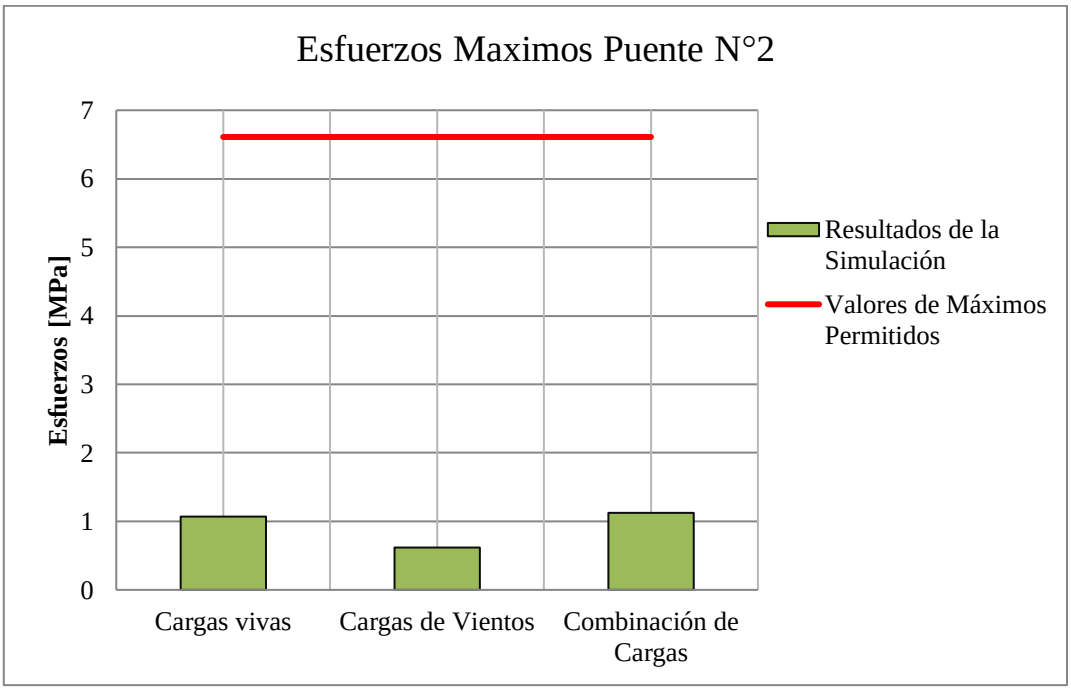


Figura 48: Resultados Simulación Modelo N°2, esfuerzos máximos principales.

Los esfuerzos principales, se mantienen muy por debajo de los 6,6 [MPa] permitidos, siendo el máximo generado de 1,1 [MPa] para el caso más desfavorable, en la aplicación de ambas cargas.

A diferencia del modelo anterior, este puente presenta una gran estabilidad para recibir cargas transversales, presentando un esfuerzo máximo de 0,2 [MPa] y un factor de seguridad 8,5 (ver figura 49) en la aplicación de la carga de viento. Este buen resultado se puede deber tanto a la mayor dimensión de la madera utilizada como al mayor número de elementos transversales utilizados en el diseño.

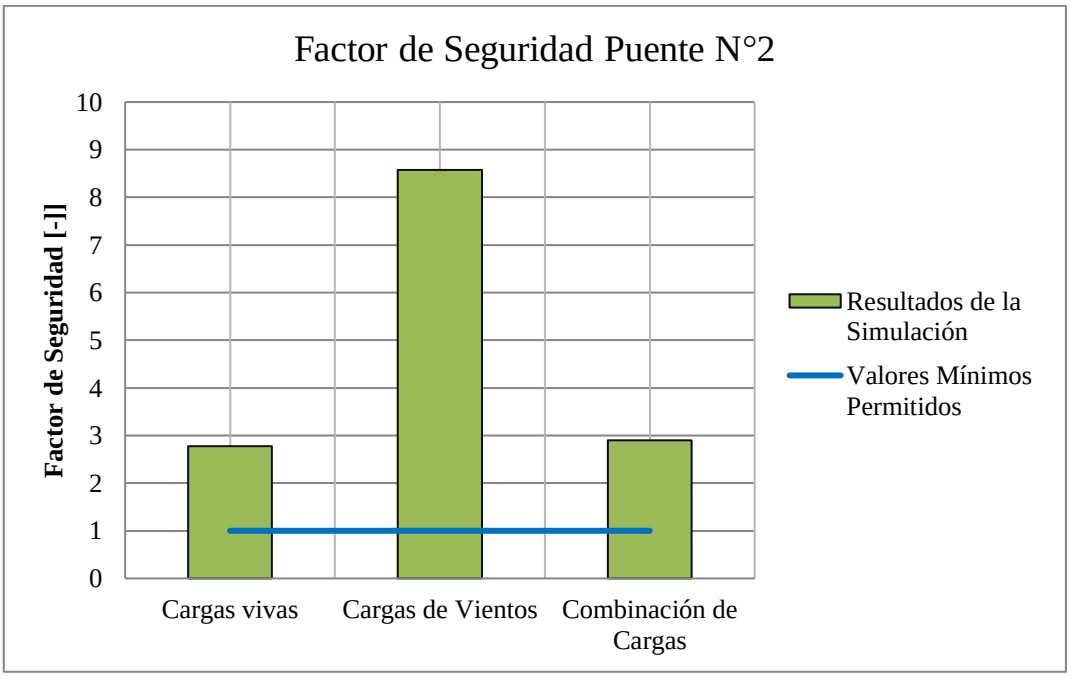


Figura 49: Resultados Simulación Modelo N°2, factor de seguridad.

El factor de seguridad más alto fue de 8,5 [-] y se generó en la aplicación de cargas de viento, esto demuestra la gran capacidad de la estructura para recibir cargas transversales, su posible causa se debe a el gran número de elementos transversales de la estructura.

Finalmente, a continuación se mostrarán los resultados de la simulación para cargas combinadas del modelo N°2, una vez más, la imaginen de la deformación total se exhibe exagerando las dimensiones de la deformación en una escala de aumento de 0,5x.

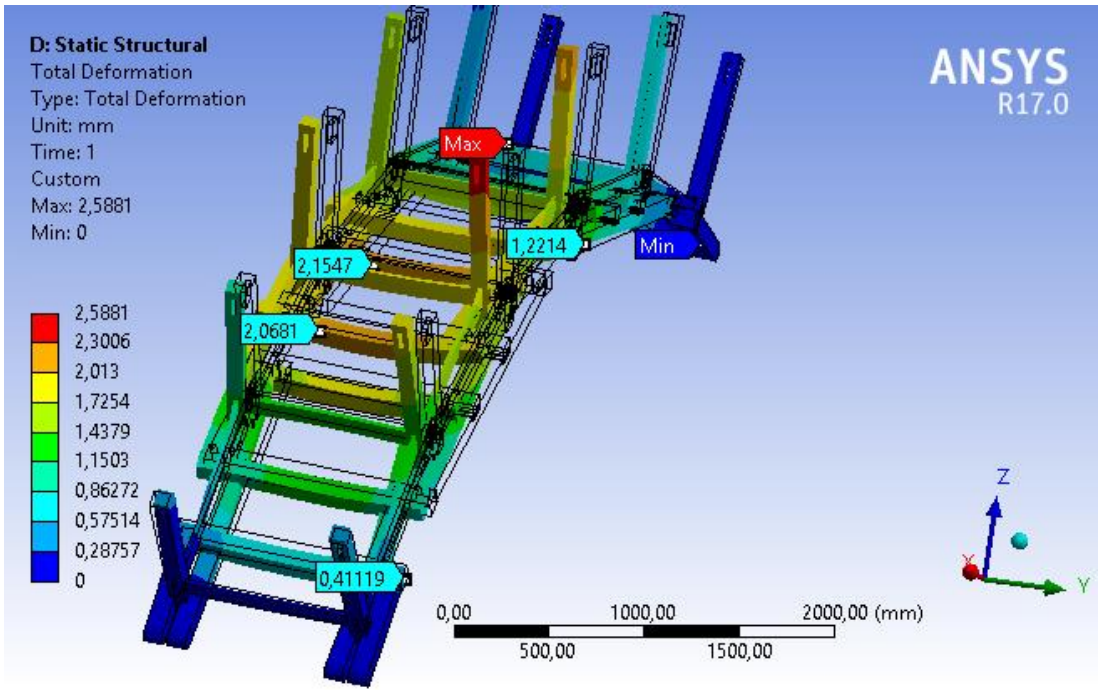


Figura 50: Resultado Modelo N°2, deformación total en cargas combinadas.

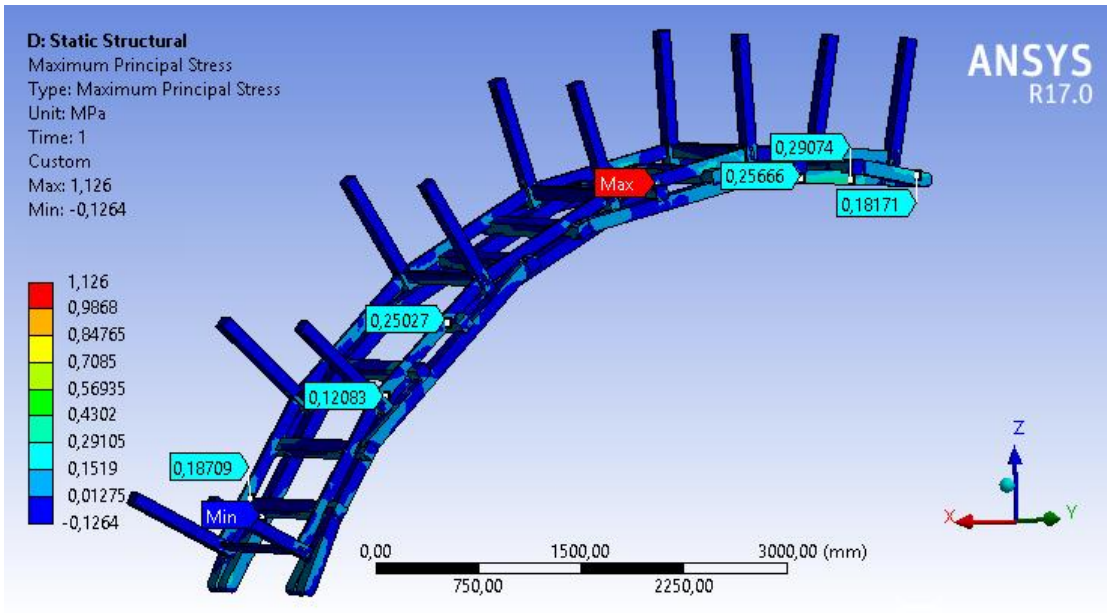


Figura 51: Resultado Modelo N°2, esfuerzo principal máximo en cargas combinadas.

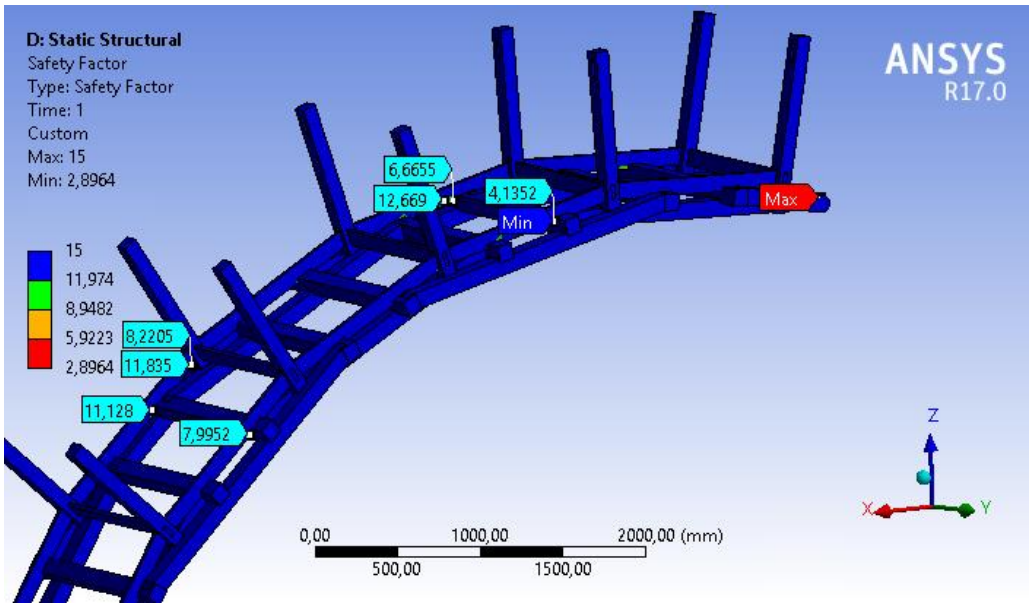


Figura 52: Resultado Modelo N°2, factor de seguridad en cargas combinadas.

Como conclusión del análisis del modelo N°2, se encontró que:

- El análisis MEF para este modelo de puente peatonal, arrojo que todos los resultados están dentro de los valores máximos establecidos por la norma AASTHO.

- El modelo de puente peatonal N°2, presenta una gran rigidez estructural, esto se puede interpretar rápidamente al comparar los pequeños valores de deformación total con los máximos recomendados.

- Al analizar los resultados visuales, se puede observar que los mayores esfuerzos se concentran en las uniones entre los elementos. Aun así estos esfuerzo concentrados alrededor de las uniones son valores muy bajos y distan mucho de estar cerca de los valores limites, por lo que se puede concluir que las uniones carpinteras presentan un buen comportamiento para uso estructural.

- Al analizar la carga aplicada en el modelo, se puede extraer una relación que establezca una aproximación de la cantidad de kilogramos que puede resistir la estructura, esto a fin de dar a conocer un parámetro de fácil comprensión y ampliamente utilizado, como manera de prevenir que se excedan los limites ya establecidos. Esta relación se extrae del área total en donde se generó la aplicación de la carga la cual es 1,21 [m^2] y la carga de 4070 [Pa], arrojando una fuerza total de 4924,7 [N] que es equivalente a 502,5 kilogramos.

4.3 Comparación entre los puentes

En consideración a los resultados de los modelos N°1 y N°2 se encuentra que:

1) La cantidad de elementos que conforman al modelo N°2 superan a los elementos del puente N°1, si bien la cantidad de elemento podría reducir los costos para su producción, juegan en contra de la estabilidad estructural, resultando del análisis que el puente N°2 no cumpla con los valores de deflexión y esfuerzos máximos.

2) Comparando la aplicación de cargas horizontales, se puede decir que el puente N°1 no es capaz de resistir dichas cargas y el puente N°2 ofrece una buena respuesta a este tipo de cargas. Esta diferencia se puede deber a la falta de elementos trasversales existentes en el modelo geométrico N°1 y en contraste el modelo N°2 que posee un mayor número de elementos transversales en su diseño ofrece una mayor estabilidad tanto para resistir fuerzas laterales como longitudinales.

3) En ambos puentes se constata su calidad de autoportantes, en tanto ambos puentes son capaces de recibir cargas longitudinales, es decir, ambos puentes son capaces de resistir su propio peso y el peso del tráfico peatonal, con

diferencia de la cantidad de peso máximo que resisten cada modelo, 132,9 [kg] para el modelo N°1 y 502,5 [kg] para el modelo N°2.

4) Cabe destacar que en consideración a lo anterior, a la rigidez total de ambos puentes falta la suma de los elementos que conformar el piso y las barandillas de seguridad, en este sentido, agregar estos elementos podría arrojar mejores resultados para ambos puentes.

5) En ambos modelos analizados, los máximos esfuerzos producidos, se generan en las uniones carpinteras.

6) Comparando la solo la aplicación de cargas vivas y permanentes. Se determinó el peso máximo que eventualmente soportarían ambas estructuras, arrojando solo 132,9 [kg] para el puente N°1 y 502,5 [kg] para el puente N°2.

7) Finalmente, tras comparar ambos modelos se encuentra que el puente que cumple con todos los parámetros establecidos tales como deflexión máxima, esfuerzo principales máximos y que por consiguiente cumple satisfactoriamente con el factor de seguridad, es el modelo N°2.

Conclusiones

Es posible modelizar el comportamiento estático de un puente autoportante, aplicando el software de simulación por elementos finitos ANSYS. Estos resultados permiten obtener una pre-validación de dicho comportamiento, obteniendo datos esenciales para su posterior construcción. Este conocimiento, otorga la ventaja de poder ajustar los modelos geométricos con anticipación, para buscar tanto la resistencia y la estabilidad de la estructura, ahorrando tiempo y costos de procesos.

El presente estudio buscó modelar el comportamiento de dos pasarelas peatonales, elaboradas por el estudiante Diego Poblete [1]. Estas pasarelas destinadas a salvar pequeñas luces y que poseen un flujo peatonal más bien bajo, las cargas de estas acciones variables que fueron aplicadas debida al tránsito peatonal y al viento, se le consideran acciones de corta duración, y es por eso que solo basta realizar un análisis estático para determinar los resultados necesarios. Pero hay que tener presente que la aplicación de cargas variables en un tiempo más prolongado (semanas, meses o años) pueden reducir significativamente las propiedades de la madera, por lo tanto comprometer la estabilidad y la vida útil de la estructura. Debido al tipo de uso para el cual se destinará este tipo de puente peatonal, el análisis estático con aplicación de cargas de corta duración bastará y es por ello que las normas utilizadas no precisan realizar una comprobación a la fatiga para este tipo de puente [7].

Es importante destacar como conclusión que, con el uso de la madera no se pretende reemplazar a los demás materiales dominantes actuales como lo son el concreto y el metal, sino que, por el contrario el uso de la madera debe orientarse primero que todo, por su carácter natural, renovable y su carácter estético. Estas características hacen que actualmente se impulse la recuperación de la tradición de las construcciones en madera.

El modelo de puente N°2, presenta un buen comportamiento ante las cargas de servicio aplicadas y logra mantener las tensiones de trabajo bajo los márgenes admisibles por la *norma AASTHO de especificaciones para el diseño de puentes peatonales* y la *norma chilena NCh432 de cálculo de la acción de viento sobre estructuras*, manteniendo las deformaciones verticales y laterales, de tal manera que la aplicación de estas cargas no compromete la seguridad estructural.

Al establecer una rápida relación entre las fuerzas de cargas vivas y permanente aplicadas con el área del elemento en donde se aplicó la solicitación, se pudo establecer que el puente peatonal N°2, tiene una capacidad para resistir un peso máximo de 617,3 kilogramos, equivalente a el tránsito de 10 personas con un peso promedio de 60 kilogramos.

A propósito del proceso de este trabajo de título, la documentación utilizada describió un vacío necesario de colmar en tanto a manuales y normas de construcción de puentes peatonales en Chile. Asimismo, resulta relevante la dificultad de accesibilidad a manuales acerca de la caracterización de las propiedades de la madera. La investigación en torno a esta área podría traducirse como un primer paso incentivar el uso de la madera como un material estructural en Chile.

En el análisis MEF, existe un gran reto para lograr la parametrización de las propiedades de la madera, esto debido a la ausencia de todas las propiedades que caracterizan el comportamiento ortótropo de la madera y especialmente de la madera disponible en el mercado nacional. Para la caracterización de todas las constantes elásticas faltantes para este análisis, se utilizaron relaciones sugeridas por el *Manual de madera, elaborado por el departamento de agricultura de Estados Unidos* [31]. Esta propuesta metodológica fue en respuesta a una falta de estudios que brindaran los referentes teóricos para realizar esta investigación.

Considerando los resultados obtenidos en el análisis, se encuentra que el modelo de puente N°2 cumple con las condiciones mecánicas mínimas para ser utilizado como una herramienta peatonal y es adecuado para ser utilizado para diversos usos, como, por ejemplo: un puente para pequeños arroyos, pasarela de plaza o bien para conectar zonas de escasa conectividad rural, entre otros.

Bibliografía

1. **Poblete, Diego.** *Tesis: Prototipo de puente peatonal de madera ensamblada con uniones carpinteras mecanizadas por un robot manipulador.* Valparaíso : Universidad Técnica Federico Santa María., 2017.

2. **Ceraldi, Carla y Ermolli, Ennio Russo.** *Timber arch bridges: A design by Leonardo.* Nápoles : Universidad de Nápoles Federico II, 2004.

3. **Knapp, Ronald G.** *Chinese Bridges: Libing Architecture from Chine's past.* Singapore : Tuttle Publishing, 2008.

4. **Ritter, Michael A.** *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance.* Washington : U.S. Department of Agriculture, Forest Service., 1990.

5. **Peraza, Fernando.** *Los puentes de madera en la historia.* s.l. : AITIM, 2008. págs. 48-57. Boletín de Información Técnica N°255.

6. **Parada, Felipe Riola.** *Razón y ser de las pasarelas de madera cubierta.* s.l. : AITIM, 2010. págs. 26-32. Boletín de Información Técnica N°265.

7. **Schwaner, Kurt, y otros, y otros.** *Puentes de madera.* Madrid : AITIM, 2004.

8. **Ritter, Michael A. y Stanfill-McMillan, Kim.** *Wood Bridges in New England.* New York : American Society of Civil Engineers, 1995.

9. **Troyano, Leonardo Fernández.** *Bridge Engineering: A Global Perspective.* Cambridge : Thomas Telford Ltd., 2003.

10. **Portal.Inca.** Los puentes Incas, Surcando los Abismos Andinos. *Portal Inca.* [En línea] 12 de Marzo de 2017. http://www.portalinca.com/puentes/.

11. **Leon, Leonardo.** *Expanción Inca y resistencia indígena en Chile (1470-1536).* s.l. : Revista Chungara (Universidad de Tarapacá), 1983. págs. 95-115.

12. **Espinosa, Ismael.** Aurora de Chile. *El río y el puente.* [En línea] 5 de Marzo de 2017. http://www.auroradechile.cl/newtenberg/681/article-2363.html.

13. **Darwin, Charles.** *Darwin en Chile (1832-1835): Viaje de un naturalista alrededor del mundo.* Cuarta. Santiago : Editorial Universitaria, 2005. pág. 138.

14. **Memoria Chilena.** Los ciclos mineros del cobre y la plata (1820-1880). *Biblioteca Nacional de Chile.* [En línea] 27 de Febrero de 2017. http://www.memoriachilena.cl/602/w3-article-727.html.

15. **Memoria Chilena**. La industria salitrera (1880-1930). *Biblioteca Nacional de Chile.* [En línea] 27 de Febrero de 2017. http://www.memoriachilena.cl/602/w3-article-3309.html.

16. **Trias, Montserrat Palmer.** *50 años de Arquitectura metálica en Chile (1863-1913).* Santiago : Instituto de Historia de la Arquitectura, 1970.

17. **CMN.** Viaducto del Malleco. *Concejo de Monumentos Nacionales de Chile.* [En línea] 6 de Marzo de 2017. http://www.monumentos.cl/consejo/606/w3-propertyvalue-40921.html.

18. **Consejo de Monumentos Nacionales de Chile**. Monumento Histórico, Puente Confluencia en Biobío. [En línea] 6 de Marzo de 2017.

http://www.monumentos.cl/consejo/606/w3-article-56940.html.

19. **Corporación Chilena de la madera.** *Compendio de directrices para enseñanza en ingeniería, Pino Radiata.* Santiago : CORFO, FONTEC, 2003.

20. **INFOR.** *Anuario Forestal 2016, Boletín Estadístico N°154.* Santiago de Chile : Instituto Forestal, 2016.

21. **CORFO.** *Industria Secundaria de la Madera, Maule, BioBío, Araucanía, Los Ríos.* Santiago de Chile : CORFO, 2014.

22. **Smith, William F. y Hashemi, Javad.** *Fundamentos de la ciencia e ingeniería de materiales.* México D.F. : McGraw-Hill, 2006.

23. **Askeland, Donald R., Fulay, Pradeep P. y Wright, Wendelin J.** *Ciencia e Ingeniería de materiales.* México D.F. : Cengage Learning, 2012.

24. **Gracia, Carlos A.** La Madera: estructura, función, formación y mantenimiento. *Ecología Forestal: Estructura y producción de las masas forestales.* Barcelona : Universidad de Barcelona, 2017, págs. 221-259.

25. **INFOR.** *El sector forestal chileno 2016.* Santiago de Chile : Instituto Forestal, 2016.

26. **OIT.** *El trabajo decente en la industria forestal en Chile.* Santiago de Chile : Organización internacional del trabajo, 2013.

27. **Gándara, Eduardo, y otros, y otros.** *CONAF, Por un Chile más sustentable.* Santiago de Chile : Zig Zag, 2013.

28. **Hernández, Gonzalo y Pinilla, Juan Carlos.** *Propiedades de las madera de especies forestales nativas y exóticas en chile.* Concepción : Instituto Forestal, 2010.

29. **Baño, Vanesa, y otros, y otros.** *Diagrama tensión-deformación de la madera libre de defectos de Pinus elliottii de procedencia Uruguaya.* Montevideo : Universidad de la República, 2014.

30. **CDT.** *Compendio Técnico de Maderas.* Santiago de Chile : Corporación de desarrollo tecnológico, 2011.

31. **Society, Forest Products.** *Wood Handbook, Wood as an Engineering Material.* Madison, Wisconsin : United States Department of Agriculture, 2010.

32. **Aira, José Ramón.** *Tesis doctoral: Análisis experimental y por el método de los elementos finitos del estado de tensiones en uniones carpinteras de empalme de llave.* Madrid : Universidad Politécnica de Madrid, 2013.

33. **AASHTO.** *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges.* Washington, DC : AASHTO, 2009.

34. **Lin, Weiwei y Yoda, Teruhiko.** *Bridge Engineering: Classifications, Design Loading, and Analysis Methods.* Cambridge : Butterworth-Heinemann, 2017.

35. **AITIM.** *Uniones tradicionales de carpintería de armar.* Madrid : AITIM, 2015.

36. **Arriaga, Francisco, y otros, y otros.** *Diseño y cálculo de uniones en estructuras de madera.* Madrid : MADERIA (Sociedad Española de la madera)., 2011.

37. **Argüelles, Ramón, y otros, y otros.** *Estructura de madera: Uniones.* Madrid : AITIM, 2015.

38. **Asociación Española de Normalización y Certificación.** *Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 2: Puentes.* 1995-2, UNE-EN. España, 2010.

39. **Zienkiewicz, O.C. y Taylor, R.L.** *El Método de los Elementos Finitos, Vol.1.* Barcelona : McGraw-Hill, 1994.

40. **Rodríguez, Bárbaro Luis Peña, y otros, y otros.** *Análisis mediante el método de elementos finitos de comportamiento de los parámetros del contacto en engranajes cilíndricos de dientes rectos.* Matanzas, Cuba : Universidad de Matanzas, 2013.

41. **ANSYS, Inc.** *ANSYS Workbench User's Guide.* Canonsburg : SAS IP, Inc., 2015.

42. **McCormac, Jack y Elling, Rudolf.** *Análisis de Estructuras: Métodos clásico y matricial.* México D.F. : Alfaomega, 1994.

43. **Friedley, Kenneth J.** *Timber bridges.* Washington : Washington State University, 2000.

44. **Instituto Nacional de Normalización**, *Cálculo de la acción del viento sobre construcciones*. NCh432. Chile, 2010.

45. **Instituto Nacional de Normalización**, Madera, Construcciones en madera, cálculo. NCh1198. Chile, 1991.

Anexos

Anexo A, Extracto del catálogo empresa Arauco, Propiedades Pino Radiata.

ARAUCO

Modelos o Tipos

Características cuantitativas y/o cualitativas (ensayos y requisitos, tablas de datos técnicos, etc.)

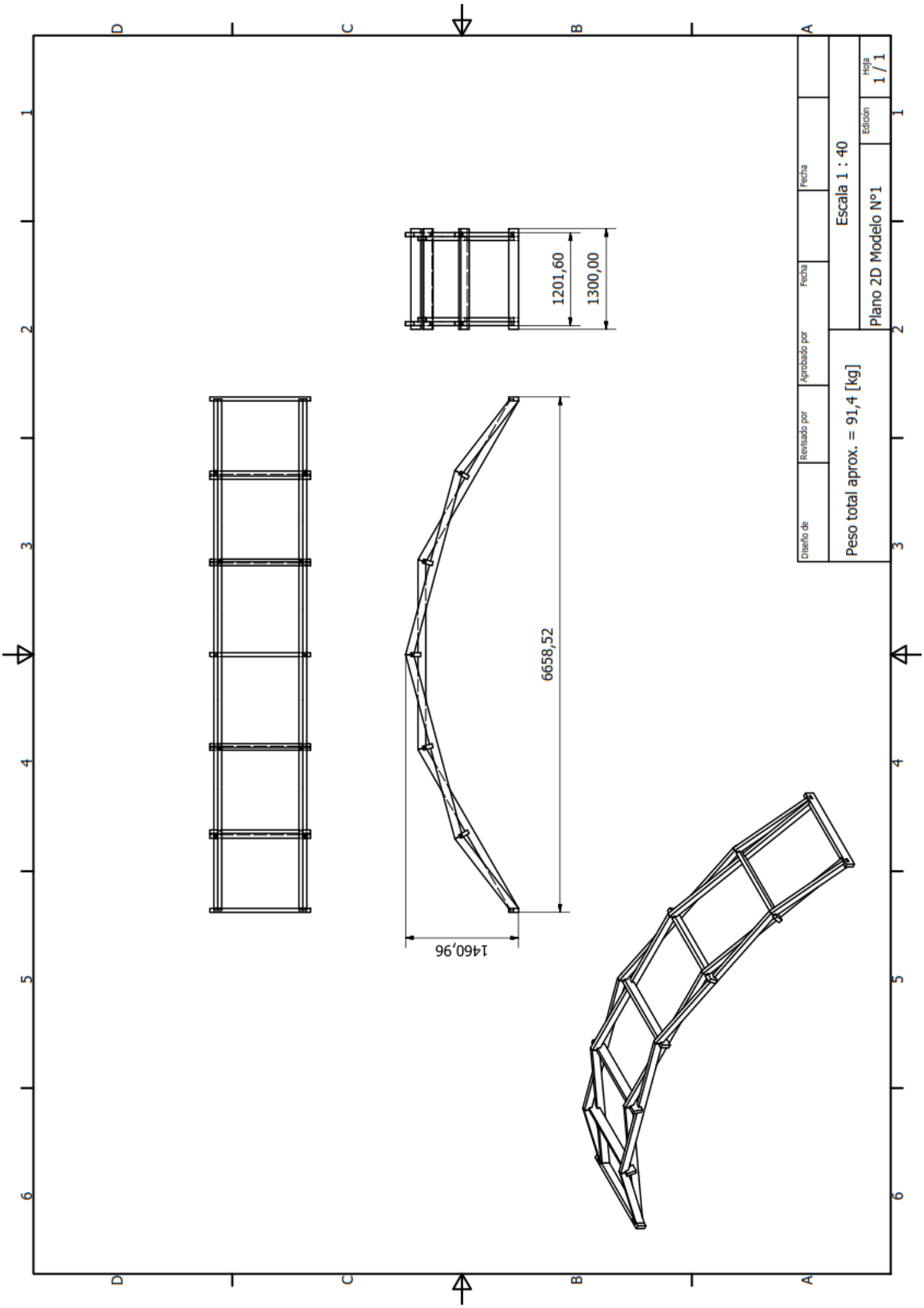
- Madera seca en cámara con un contenido de humedad (10 – 15%)
- Madera con una terminación cepillada 4 caras
- Estable y precisa en sus dimensiones
- Producto de calidad uniforme

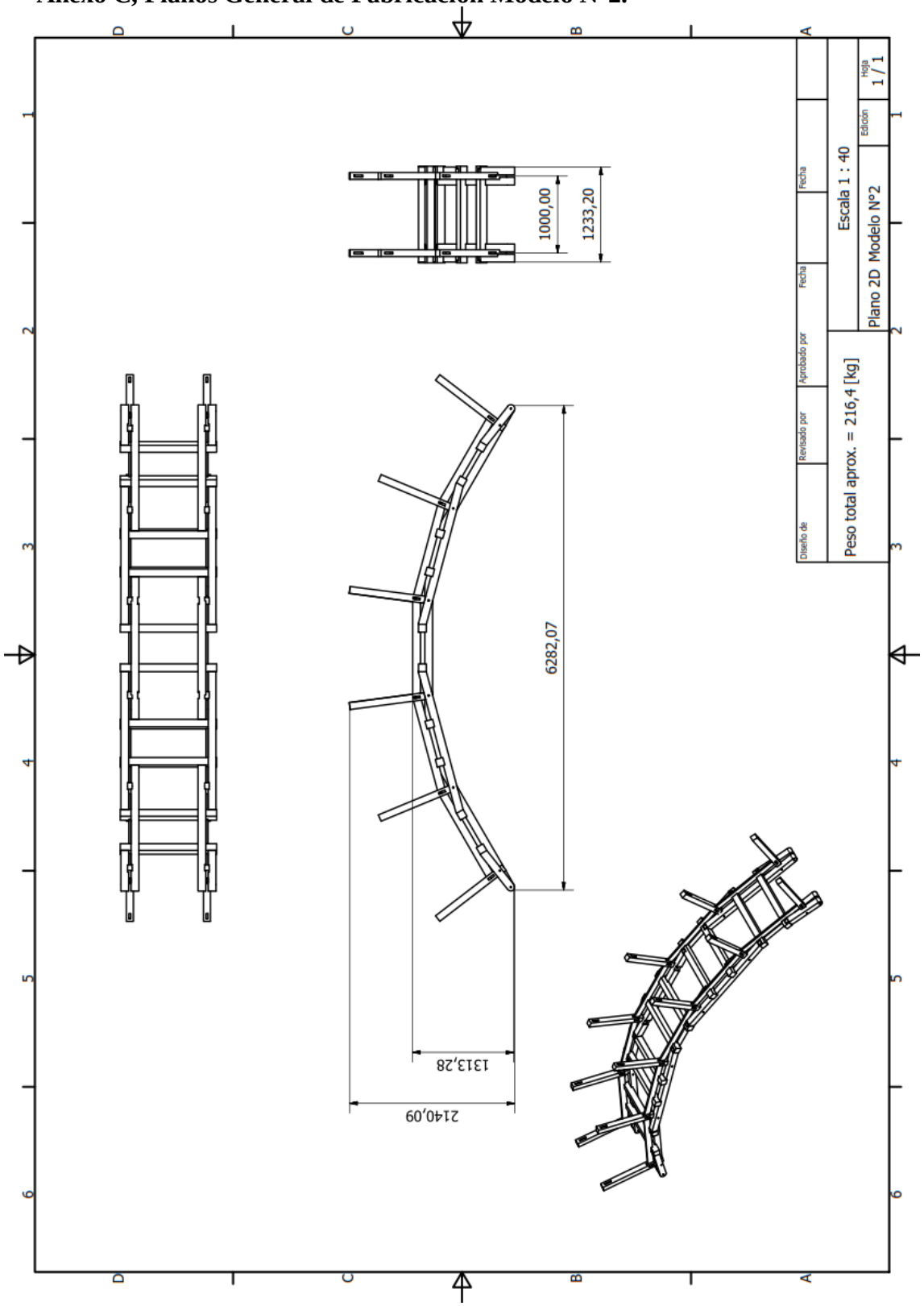
Propiedades Mecánicas		Unidad	Valor Promedio Estado Seco
Flexión estática	Tensión en el límite de proporcionalidad	kg/cm²	415,6
	Módulo de ruptura	kg/cm²	895
	Módulo de elasticidad	ton/cm²	107,3
Compresión paralela	Tensión en el límite de proporcionalidad	kg/cm²	209,8
	Tensión máxima	kg/cm²	503
	Módulo de elasticidad	ton/cm²	102,9
Compresión normal	Tensión en el límite de proporcionalidad	kg/cm²	67,4
	Tensión máxima	kg/cm²	122,2
Tracción	Tangencial	kg/cm²	34,6
	Radial	kg/cm²	26,8
Dureza	Carga normal a las fibras	kg	265,4
	Carga paralela a las fibras	kg	356,1
Cizalle	Resistencia tangencial	kg/cm²	97,7
	Resistencia radial	kg/cm²	87,6
Clivaje	Resistencia Tangencial	kg/cm²	49,9
	Resistencia radial	kg/cm²	40,2
Valor referencial de las muestras	Contenido de humedad promedio	%	12
	Densidad promedio	kg/m³	450

NOTAS:
Los ensayos de propiedades mecánicas fueron realizados según norma ASTM en probetas libres de defectos.
Para efectuar cálculos estructurales, referirse a la norma NCh 1990.

Anexos

Anexo B, Planos General de Fabricación Modelo N°1.



Anexos

Anexo C, Planos General de Fabricación Modelo N°2.