



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Análisis y diseño de una estructura de
madera laminada ante acciones de
viento y sismo: Enfoque en el Proyecto
Estructural**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Román Deceano Rivas

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2024

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mi más profundo agradecimiento a mis padres, Nohemi Rivas y Román Deceano, cuyo amor incondicional, apoyo constante y sacrificios invaluable han sido los cimientos de todos mis logros. Por su guía, aliento y confianza en mí, gracias.

A mis hermanos, Heidi Deceano y Rodrigo Deceano, por su aliento constante, comprensión y complicidad a lo largo de esta travesía. Su apoyo inquebrantable y su presencia han sido una fuente de fortaleza y alegría en cada desafío.

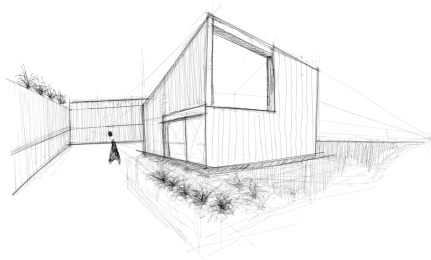
Deseo expresar mi sincero agradecimiento al M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín, director de esta tesis, por su valiosa guía, orientación técnica y apoyo continuo a lo largo de este trabajo. Su mentoría ha sido un privilegio que ha enriquecido mi formación académica y profesional.

Asimismo, agradezco al Dr. Armando Hermsillo, M.I. Carlos Carrillo, M.I. Rene Jordan e Ing. Ernesto Guzmán, cuya orientación experta, sabiduría y dedicación fueron fundamentales en el desarrollo y la culminación de trabajo. Su compromiso y experiencia fueron pilares fundamentales en la realización de este trabajo.

A todas aquellas personas que de una u otra manera contribuyeron a la realización de este proyecto, mi más sincero agradecimiento. Su colaboración y apoyo fueron esenciales en este camino hacia el logro de este objetivo académico.

Sin su inestimable ayuda y aliento, este logro no habría sido posible. A todos ustedes, mi más profundo reconocimiento y gratitud.

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2024



RESUMEN / ABSTRACT

El proyecto detalla el análisis y diseño de una cabaña de madera laminada encolada desde una perspectiva estructural. Incluye el modelado de la estructura, la aplicación de cargas y la verificación de su comportamiento en diferentes estados límites. Se diseñarán conexiones para garantizar el comportamiento previsto y se documentarán las dimensiones y materiales de los miembros estructurales a través de planos. El alcance del trabajo incluye la verificación de estados límites de falla y servicio, usando normativa nacional e internacional, con un enfoque en la estabilidad y seguridad de la estructura.

Palabras-Clave: Madera Laminada, Diseño Estructural, Modelamiento

The project details the analysis and design of a glued laminated timber cabin from a structural perspective. It includes structure modeling, load application, and verification of its behavior under various limit states. Connections will be designed to ensure the expected behavior, and dimensions and materials of structural members will be documented through drawings. The scope of work includes verifying limit states of failure and service, using national and international regulations, with a focus on the stability and safety of the structure.

Keywords: Glued Laminated Timber, Structural Design, Modeling

ÍNDICE GENERAL

Índice general	vii
Índice de figuras	x
Índice de cuadros	xii
Introducción	1
1. Proyecto Arquitectónico y estructuración	2
1.1. Ubicación	2
1.2. Concepto	3
1.3. Plantas, alzados y secciones	3
1.4. Estructuración	5
2. Bases de diseño	7
2.1. Criterio estructural	7
2.2. Reglamentos y normas de diseño	8
2.3. Comportamiento estructural esperado	9
2.3.1. Estado límite de servicio (SLS)	9
2.3.2. Estado límite último (ULS)	9
2.4. Materiales	9
2.4.1. Madera Laminada	10
2.4.2. Concreto	13
2.4.3. Acero estructural	13
2.4.4. Clavos, pernos y pijas	13
3. Consideraciones de carga	15
3.1. Cargas permanentes	15
3.2. Cargas variables	17
4. Acciones del viento	18
4.1. Velocidad regional	18
4.2. Velocidad básica de diseño	19
4.3. Factor de exposición	19

4.4.	Presión dinámica de la base	19
4.5.	Presión actuante en la estructura	20
4.6.	Fuerza actuante en la estructura	21
4.7.	Simulación CFD	22
5.	Acciones de sismo	25
5.1.	Espectro elástico de pseudo-aceleración	25
5.2.	Factor de amortiguamiento crítico β_c	26
5.3.	Factor de comportamiento sísmico Q	26
5.4.	Factor de reducción por sobre-resistencia R	27
5.5.	Factor por redundancia ρ	28
5.6.	Condiciones de irregularidad α	28
5.7.	Factor de amplificación por comportamiento degradante	28
5.8.	Revisión de cortante basal mínimo	29
5.9.	Espectro sísmico elástico y de diseño	29
5.10.	Espectro sísmico de servicio	29
5.11.	Masas para el análisis dinámico modal espectral	30
6.	Combinaciones y límites de diseño	31
6.1.	Combinaciones por estado límite ultimo (ULS)	31
6.1.1.	Cargas gravitacionales	31
6.1.2.	Combinaciones accidentales	31
6.2.	Combinaciones por estado límite de servicio (SLS)	32
6.3.	Estados límite ultimo (ULS)	34
6.3.1.	Valor de diseño para resistencia en los estados límite últimos, ULS	34
6.3.2.	Coefficiente parcial por material	34
6.3.3.	Duración de carga	34
6.3.4.	Clase de servicio	35
6.4.	Estados límite de servicio (SLS)	36
6.4.1.	Desplazamientos laterales para diseño por sismo	36
6.4.2.	Desplazamientos laterales para diseño por viento	36
6.4.3.	Desplazamientos verticales al centro de trabes	37
7.	Consideraciones en la modelación numérica	38
7.1.	Comportamiento estructural de madera	38
7.1.1.	Módulo de elasticidad (ULS)	39
7.1.2.	Módulo de elasticidad (SLS)	39
7.2.	Rigidez en nudos	40
7.2.1.	Módulo de rigidez al deslizamiento	40
7.2.2.	Módulo de rigidez rotacional	40
7.3.	Modelo matemático	41

8. Análisis Estructural	42
8.1. Periodos y participaciones modales	42
8.2. Revisión por cortante basal	43
8.3. Distorsiones por sismo	44
8.4. Distorsiones por viento	45
9. Diseño Estructural	47
9.1. Columna sometida a flexión biaxial y compresión	47
9.1.1. Revisión del cortante en la columna	51
9.2. Trabe sometida a flexión biaxial y compresión	52
9.3. Conexiones	57
9.3.1. Conexiones a corte con Alumidi by Rothoblaas®	57
9.3.2. Conexiones a momento en marcos	60
10. Conclusiones	67
Referencias	68
Appendices	

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1. Plano de ubicación proporcionado por RMN	2
1.2. Concepto arquitectónico base proporcionado por RMN	3
1.3. Plantas y alzados proporcionados por RMN	4
1.4. Isométricos arquitectónicos proporcionados por RMN	4
1.5. Isométrico de modelo matemático 3D secciones	5
1.6. Isométrico de modelo matemático marcos	5
1.7. Isométrico de modelo matemático sistemas de piso	5
1.8. Isométrico de modelo matemático de barras	5
2.1. Tipos de falla por corte	11
3.1. Cargas consideradas en la estructura	16
3.2. Cargas vivas consideradas en la estructura	17
4.1. Mapa de isotacas	18
4.2. Perfil de presiones	21
4.3. Perfil de presiones	22
4.4. Simulación CFD para viento en dirección X	23
4.5. Simulación CFD para viento en dirección Y	23
4.6. Simulación CFD para viento en dirección -X	23
4.7. Simulación CFD para viento en dirección -Y	24
4.8. Tributación de cargas por viento	24
5.1. Espectro elástico	30
5.2. Espectro sísmico de diseño	30
7.1. Marco principal. Barras azules: elementos tipo viga (Asumen momento solo en la dirección longitudinal). Elementos verdes: elementos tipo cercha (No asumen momento).	41
8.1. Formas modales principales	42
8.2. Masa del sistema estructural	43
8.3. Fuerzas por cortante basal	44
8.4. Distorsiones sismo	45

8.5. Distorsiones viento	46
9.1. Miembro de análisis	47
9.2. Miembro de análisis	52
9.3. ALUMIDI 360 by Rothoblaas®sin agujeros. Imagen capturada del catálogo comercial. Todos los derechos para Rothoblaas®	57
9.4. Conexión para corte en trabes principales	58
9.5. Distribución elástica de las cargas	60
9.6. Conexión tipo para marcos en dirección X	62

ÍNDICE DE CUADROS

2.1. Propiedades de la madera	11
2.2. Clasificación de las maderas según su uso y riesgo esperado en servicio.	12
2.3. Retenciones mínimas de acuerdo con el nivel de riesgo en servicio de la madera kg/m^3 (lb/pe^3).	13
2.4. Características mecánicas de concreto Clase I.	13
2.5. Propiedades del acero, f_y y E_s	13
3.1. Carga cubierta inclinada [kg/m^2].	16
3.2. Carga primer nivel [kg/m^2].	16
3.3. Carga cristal [kg/m].	16
3.4. Cargas vivas unitarias.	17
4.1. Datos para análisis por viento	21
5.1. Valores de los parámetros para calcular el espectro elástico.	25
5.2. Amortiguamiento estructural.	26
5.3. Factor de comportamiento sísmico.	27
5.4. Factor correctivo por irregularidad α	28
5.5. Datos para la construcción del espectro sísmico elástico y de diseño.	29
6.1. Coeficiente parcial γ_M para materiales en el estado límite último	34
6.2. Clases de duración de carga	35
6.3. Valor para k_{def} para diferentes clases de servicio	35
6.4. Factores de modificación de resistencia k_{mod} para clases de servicio y clases de duración de carga	36
7.1. Factores de combinación de carga ψ_2	39
8.1. Periodos principales de la estructura	42
8.2. Cortantes basales de la estructura	44
8.3. Distorsiones por sismo	44
8.4. Distorsiones por viento	45
9.1. Clases de Duración de Carga y de Servicio	48
9.2. Esfuerzos internos en ELU	48

9.3. Clases de Duración de Carga y de Servicio	53
9.4. Esfuerzos internos en ELU	53
9.5. Valores máximos de las fuerzas por perno F_{mx} y F_{my}	61

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo detalla el proceso de análisis y diseño de una cabaña de madera laminada encolada, desde el punto de vista estructural. Para llevar a cabo el análisis, se procede inicialmente con el modelado de la estructura mediante elementos tipo barra y tipo área, asignando las propiedades geométricas y características del material pertinentes. Posteriormente, se efectúa la aplicación de cargas al modelo, incluyendo cargas permanentes, vivas y accidentales.

Luego, se procede a verificar el comportamiento de la estructura, tanto en su comportamiento global como en el de sus elementos individuales, tanto en el estado límite último como en el estado límite de servicio. A continuación, se realiza el diseño de conexiones que aseguren el comportamiento contemplado en la modelación, finalmente, se documentan las dimensiones, materiales y conexiones de los miembros estructurales a través de planos estructurales.

Es importante señalar que este proceso es iterativo, hasta lograr el comportamiento esperado en la estructura.

Objetivo

Analizar y diseñar una estructura de madera laminada en México, enfocándose en su respuesta ante viento y sismo, utilizando normativas nacionales e internacionales. Se busca proporcionar un procedimiento detallado para la revisión y diseño de estas estructuras, promoviendo su uso y conocimiento en la ingeniería estructural mexicana.

Alcance

Los alcances de este trabajo incluyen, por un lado, la verificación de los estados límites de falla de los distintos elementos estructurales considerados, mientras que por otro lado, se evaluarán los estados límites de servicio, tanto a nivel de cada elemento individual como de la estructura en su conjunto. Este análisis se realizará mediante un modelo matemático tridimensional, el cual proporcionará una representación del comportamiento estructural.

Es importante destacar que el alcance y diseño de este inmueble se centra en el análisis de la estructura desde la placa base hacia arriba. Por lo tanto, el desplante y la plataforma no se considerarán en el presente trabajo.

PROYECTO ARQUITECTÓNICO Y ESTRUCTURACIÓN

Al realizar la estructuración de un proyecto, es importante conocer las directrices estéticas del proyecto arquitectónico para poder conformar una estructura que cuide la estética del proyecto, al tiempo que se garantiza la seguridad estructural y se busca maximizar la eficiencia del sistema estructural.

RMN desarrollo "*Monterey Square Retreat*", un proyecto arquitectónico basado en el concepto de glamping. Ubicado en la naturaleza de la sierra de Monterrey NL, México.

1.1. Ubicación

Este amplio terreno forestal se sitúa entre San Pedro y la Sierra Madre Occidental, ofreciendo una ubicación remota con vistas panorámicas impresionantes de la magnífica región de Los Encinos.

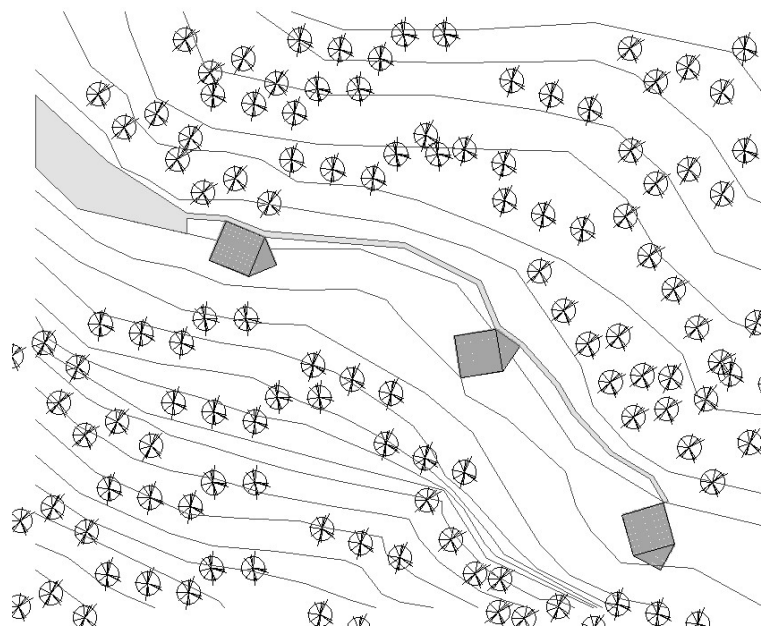


Figura 1.1: Plano de ubicación proporcionado por RMN

1.2. Concepto

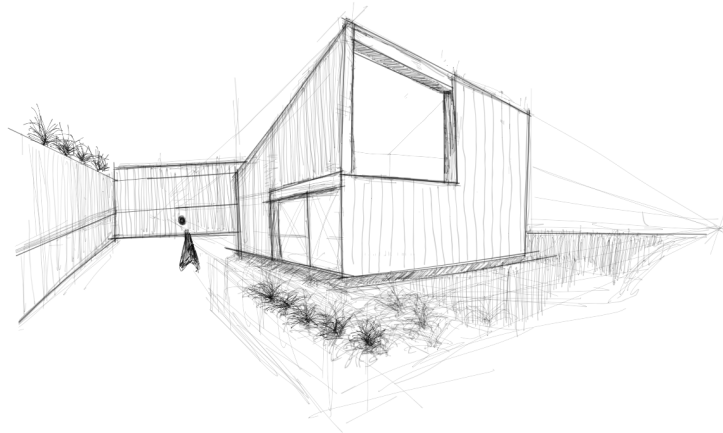


Figura 1.2: Concepto arquitectónico base proporcionado por RMN

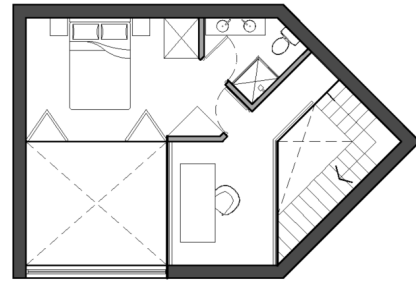
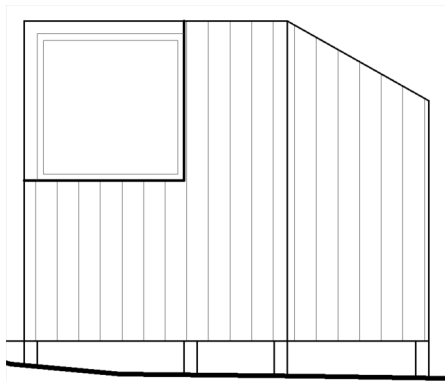
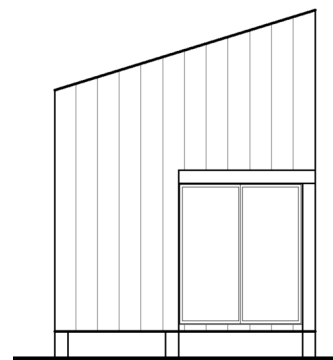
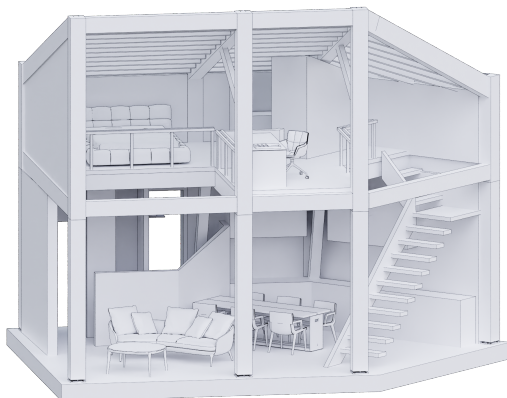
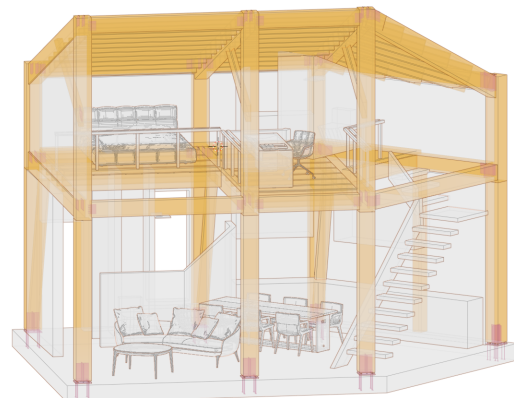
El proyecto *"Monterey Square Retreat"* en la sierra se fundamenta en la integración armoniosa con el entorno natural, a través de una estética que se inspira en la proporción áurea. La utilización de la madera como material principal no solo responde a su durabilidad y sostenibilidad, sino que también evoca una conexión orgánica con el paisaje circundante. La distribución de los espacios se estructura cuidadosamente para maximizar la experiencia del visitante, priorizando la privacidad y el confort sin comprometer la sensación de inmersión en la naturaleza.

1.3. Plantas, alzados y secciones

El diseño arquitectónico del proyecto se estructura en dos niveles distintos que responden a las necesidades funcionales y de privacidad de sus usuarios. En la planta baja, se concentran los espacios sociales, tales como la sala de estar, el comedor y la cocina, además de un cuarto de baño, ver [Figura 1.3a](#). Por otro lado, en la planta alta, se sitúan los espacios privados, incluyendo una recámara principal con baño, así como un estudio que proporciona un espacio dedicado para el trabajo o la contemplación, ver [Figura 1.3b](#).

Esta distribución vertical permite una clara separación entre las áreas de convivencia y los espacios íntimos, garantizando un equilibrio entre la funcionalidad y la privacidad dentro del diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico del proyecto presenta una cuidadosa consideración hacia la utilización de la madera como elemento fundamental en su estética, ver [Figura 1.4](#). Se ha optado por una concepción en la que la madera se muestra de manera prominente en los marcos que rodean las ventanas, proporcionando una apariencia característica y añadiendo un toque de autenticidad a la estructura, ver [Figura 1.4b](#).

(a) *Planta Baja*(b) *Primer nivel*(c) *Alzado sur*(d) *Alzado oeste***Figura 1.3:** *Plantas y alzados proporcionados por RMN*(a) *Isometría distribución arquitectónica*(b) *Isométrico sistema estructural***Figura 1.4:** *Isométricos arquitectónicos proporcionados por RMN*

1.4. Estructuración

La estructura se resuelve mediante la utilización de marcos de madera laminada encolada, dispuestos en dirección Y para proporcionar estabilidad y resistencia, ver [Figura 1.6](#). Estos marcos son componentes fundamentales que soportan las cargas verticales y laterales de la estructura. Para apoyar la dirección X se rigidiza el sistema por medio de tensores en forma de cruz en el vano central de la estructura, ver [Figura 1.5](#).

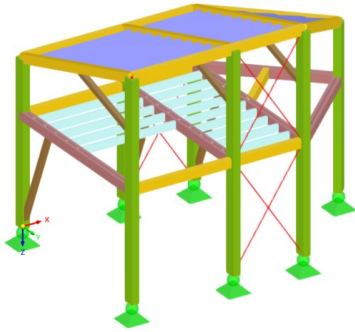


Figura 1.5: *Isométrico de modelo matemático 3D secciones*

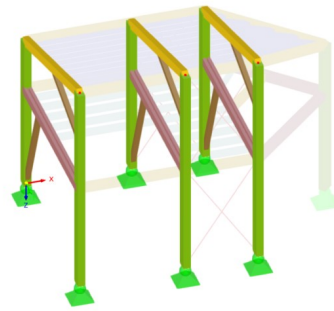


Figura 1.6: *Isométrico de modelo matemático marcos*

Para el sistema de piso del primer nivel, se emplean diagonales de madera para apoyar el gran voladizo, es decir, aquellas partes del piso que sobresalen más allá de los soportes verticales. Estas diagonales ayudan a distribuir las cargas de manera uniforme y a mantener la estabilidad del piso, ver [Figura 1.7](#).

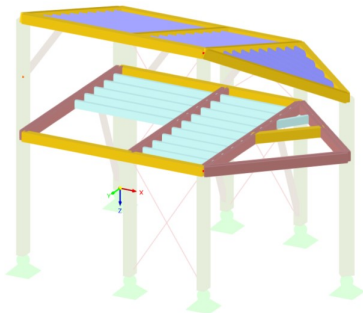


Figura 1.7: *Isométrico de modelo matemático sistemas de piso*

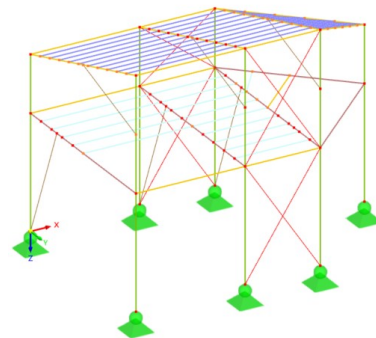


Figura 1.8: *Isométrico de modelo matemático de barras*

La resolución de la cubierta inclinada se lleva a cabo mediante el uso de traveses de madera, las cuales funcionan como elementos estructurales principales. Estas traveses son dispuestas de manera paralela entre sí y perpendicularmente a la pendiente de la cubierta, proporcionando un soporte sólido y continuo a lo largo de toda la estructura ver [Figura 1.7](#).

Sobre las traveses de madera se colocan viguetas de madera en la dirección corta, las cuales son elementos secundarios que se apoyan en las traveses principales. Estas viguetas se disponen perpendicularmente a las traveses y proporcionan un refuerzo adicional a

la cubierta, distribuyendo las cargas de manera uniforme y asegurando la estabilidad estructural del conjunto.

BASES DE DISEÑO

Para establecer las líneas directivas fundamentales que guiarán el siguiente trabajo, es imperativo definir los parámetros esenciales que orientarán el análisis y diseño del proyecto. Dichos parámetros incluyen el grado de seguridad asignado a la estructura, las cargas permanentes, cargas vivas y cargas accidentales, así como la selección de materiales pertinentes y la aplicación de la normativa local correspondiente. Para diferenciar entre normativa nacional y normativa internacional se utilizarán recuadros grises y recuadros rojos respectivamente.

El proceso de análisis estructural se inicia mediante la aplicación de los criterios y reglamentos mencionados en la sección **Reglamentos y normas de diseño**, junto con el empleo de programas de análisis especializados. Durante este proceso se determinarán las acciones de diseño que actúan sobre cada elemento que compone la estructura, asegurando así su adecuada resistencia y estabilidad.

Asimismo, se lleva a cabo la revisión de los estados límite, la cual consiste en verificar el cumplimiento apropiado, de los límites de comportamiento y resistencia de los elementos estructurales, garantizando la seguridad y fiabilidad estructural del proyecto.

2.1. Criterio estructural

El análisis y diseño estructural presentados se apegan a los procedimientos y directrices establecidas por la normativa y legislación mencionada en la sección **Reglamentos y normas de diseño**.

En este contexto, se emplearán métodos que presupongan un comportamiento elástico lineal para el análisis estructural, utilizando modelos tridimensionales. Este enfoque se apoyará en el uso de software computacional.

Además, con el fin de considerar adecuadamente los efectos generados por los movimientos del terreno, particularmente aquellos ocasionados por eventos sísmicos, se llevará a cabo un análisis modal espectral. Este análisis permitirá evaluar la respuesta dinámica de la estructura ante diferentes frecuencias de vibración del suelo.

2.2. Reglamentos y normas de diseño

En término normativos, se seguirán los criterios de análisis y diseño establecidos por la normativa vigente, adaptados específicamente a la ubicación geográfica del proyecto, el sistema estructural seleccionado y el uso previsto para el inmueble. Se adoptarán los siguientes documentos como referencia y guía durante el proceso de análisis y diseño:

- *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por viento (2020)*
- *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*
- *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (2020)*
- *Normas Técnicas Complementarias para Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2017)*
- *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (2017)*
- *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero con Comentarios (2020)*
- *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto con Comentarios (2021)*
- *Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 5ª Edición (2014)*
- *Código Técnico De La Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural: Madera (2019)*
- *D1.1/D1.1M, Structural Welding Code-Steel de la AWS, American Welding Society (2010)*
- *Norma Mexicana NMX-C-239-ONNCCE (2014)*
- *Norma Mexicana NMX-C-409-ONNCCE (1999)*
- *Norma Mexicana NMX-C-322-ONNCCE (2014)*
- *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures (2004)*
- *EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures (2005)*
- *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*
- *EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (2004)*

2.3. Comportamiento estructural esperado

El diseño por estados límite se basa en un enfoque estadístico, con una evaluación de la probabilidad de alcanzar un estado límite dado, y en establecer un nivel máximo aceptable de esa probabilidad para propósitos de diseño.

La madera es un material biológico y natural con propiedades altamente variables. Es ortotrópica, lo que significa que tiene diferentes propiedades en diferentes direcciones. Además, es higroscópica, lo que implica que su contenido de humedad cambia constantemente con la humedad relativa del entorno.

Se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

- La duración de la carga para varios tipos de carga
- El contenido de humedad en la madera y las clases de servicio
- Factores parciales para las propiedades de los materiales y ajustes mediante varios factores de modificación
- La diferencia en la respuesta del material cuando las cargas se aplican en varias direcciones en relación con la orientación de la beta de la madera.

2.3.1. Estado límite de servicio (SLS)

El diseño estructural se concibe con la premisa fundamental de proporcionar un nivel de servicio que asegure el confort y la seguridad óptimos para los ocupantes del inmueble. Esto implica la capacidad de la estructura para facilitar las actividades cotidianas de sus usuarios, al tiempo que se salvaguarda la integridad de los elementos no estructurales adyacentes o vinculados a la misma. Este enfoque busca mitigar, en la medida de lo posible, los gastos extraordinarios derivados de posibles daños no estructurales.

2.3.2. Estado límite último (ULS)

Se realizará la verificación de los siguientes modos de falla:

- Ruptura
- Colapso
- Pérdida de equilibrio
- Transformación en un mecanismo
- Fallo causado por fatiga

2.4. Materiales

Las características de los materiales seleccionados para el diseño estructural del inmueble fueron seleccionadas en función de los materiales disponibles cercanos a la construcción del inmueble y con base en las especificaciones proporcionadas por el

fabricante, previo al desarrollo del proyecto, mismas propiedades deberán garantizarse por medio de pruebas de laboratorio.

2.4.1. Madera Laminada

A continuación se describe brevemente algunas de las propiedades mecánicas más importantes de la madera.

Tensión paralela a la dirección de las fibras

Las pruebas en tensión pura en la dirección de las fibras muestra que la relación esfuerzo-deformación es casi lineal hasta el fallo. La resistencia de la madera a la tracción paralela a la dirección de las fibras (f_t) es muy alta, aunque el fallo suele ser muy frágil, según lo indica [Godonou \(2022\)](#).

Tensión perpendicular a la dirección de las fibras

Según [Godonou \(2022\)](#) al someter la madera a tensión perpendicular a la dirección de las fibras, las fuerzas necesarias para separar las fibras o romperlas son mucho menores, y la rigidez también es menor en esta dirección. La resistencia de la madera cargada perpendicularmente a la dirección de las fibras ($f_{t,90}$) es muy baja.

Compresión paralela a la dirección de las fibras

La resistencia a la compresión para la madera en compresión pura paralela al grano (f_c), el comportamiento del material de madera es diferente. Los tubos (fibras) cargados axialmente son muy estables y pueden soportar un alto nivel de carga, según indica [Godonou \(2022\)](#). Sin embargo, cuando la carga es demasiado alta, algunas fibras comenzarán a pandearse y serán empujadas hacia otras fibras, lo que lleva a un comportamiento de plastificación.

Compresión perpendicular a la dirección de las fibras

En cuanto a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras ($f_{c,90}$), las células de madera en forma de tubo se aplastarán. Esto requiere una fuerza baja y, en consecuencia, tanto la rigidez como la resistencia para este tipo de carga son bajas.

Resistencia al corte

Según [Godonou \(2022\)](#) la resistencia al corte de la madera es más alta en planos paralelos a la dirección de las fibras, mientras la resistencia al corte perpendicular a la dirección de las fibras τ_{RT} (rolling shear) a menudo es la mitad de la resistencia.

En las estructuras de madera, el corte en las direcciones τ_{RL} y τ_{TL} es el más común. La resistencia al corte en la dirección τ_{TL} es menor ya que la línea de falla atraviesa la capa de madera temprana más débil en comparación con la dirección τ_{RL} donde el área

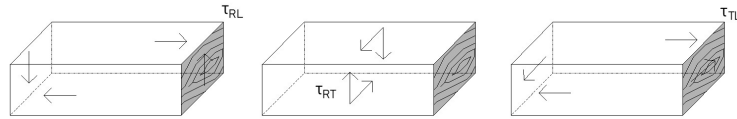


Figura 2.1: Tipos de falla por corte

de falla debe atravesar tanto la madera temprana como la tardía. Se utiliza el valor más bajo de las dos en los códigos, ver Figura 2.1.

Para el fallo por corte rodante (rolling shear), las fibras en forma de tubo ruedan entre sí en lugar de cortar las células en la dirección longitudinal.

Propiedades mecánicas consideradas en la madera

Las características de la madera laminada correspondientes al tipo “TRIMAGOL” se muestran en la Tabla 2.1 y corresponden a las especificadas por el fabricante.

Cuadro 2.1: Propiedades de la madera

Descripción	Símbolo	Símbolo	Valor	Unidad
	EU5	NTC		
Resistencias				
Resistencia a flexión	$f_{m,k}$	$f_{fu'}$	224.34	Kgf/cm ²
Resistencia a tensión	$f_{t,0,k}$	$f_{tu'}$	179.47	Kgf/cm ²
Resistencia a tensión perpendicular	$f_{t,90,k}$	–	5.10	Kgf/cm ²
Resistencia a compresión	$f_{c,0,k}$	$f_{cu'}$	224.34	Kgf/cm ²
Resistencia a compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	$f_{nu'}$	25.49	Kgf/cm ²
Resistencia a cortante/torsión	$f_{v,k}$	$f_{vu'}$	35.69	Kgf/cm ²
Resistencia a cortante (rolling shear)	$f_{R,k}$	–	12.24	Kgf/cm ²
Módulos				
Módulo de elasticidad paralelo promedio	$E_{0,mean}$	$E_{0.50}$	107,070	Kgf/cm ²
Módulo de elasticidad perpendicular promedio	$E_{90,mean}$	–	3,059	Kgf/cm ²
Módulo de cortante promedio	G_{mean}	$G_{0.50}$	6,628	Kgf/cm ²
Módulo de elasticidad paralelo 5 ^{to}	$E_{0,05}$	$E_{0.05}$	89,735	Kgf/cm ²
Módulo de elasticidad perpendicular 5 ^{to} percentil	$E_{90,05}$	–	2,549	Kgf/cm ²
Módulo de cortante 5 ^{to} percentil	G_{05}	$G_{0.05}$	5,506	Kgf/cm ²
Densidades				
Densidad característica	ρ_k	ρ_k	370	kg/m ³
Densidad media	ρ_m	ρ_m	410	kg/m ³
Peso específico	γ	γ	0.41	Tonf/m ³

Influencia de la humedad

Las propiedades mecánicas de la madera se ven afectadas por el contenido de humedad. Cuanto menor sea el contenido de humedad, mayor será la resistencia y la rigidez según indica Godonou (2022).

La influencia del contenido de humedad se tiene en cuenta en los códigos de diseño mediante la reducción de los valores de resistencia para la madera utilizada en entornos donde puede haber un alto contenido de humedad. En el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* y las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (2017)*, todos los elementos estructurales se asignan a diferentes clases de servicio dependiendo del contenido de humedad más alto al que pueda estar expuesto el elemento durante su vida útil.

Protección Química

En conformidad con lo estipulado en la normativa *Norma Mexicana NMX-C-322-ONNCCE (2014)*, se presenta la clasificación, nivel y requisitos de retención y penetración de preservadores para las maderas preservadas, en función de su uso previsto y el riesgo esperado en servicio, con el fin de prolongar su vida útil.

La *Tabla 2.2* exhibe la clasificación de los diversos niveles de riesgo de biodeterioro, considerando el tipo y las condiciones de servicio:

Cuadro 2.2: Clasificación de las maderas según su uso y riesgo esperado en servicio.

Nivel de riesgo	Clasificación	Condición de uso	Ejemplos
R1	Madera en interiores, ambiente seco y ventilado	Continuamente protegida del intemperismo o de cualquier fuente de humedad.	Muebles de interiores, puertas interiores, escaleras, pasamanos.
R2	Madera en interiores, mal ventilada, sujeta a posibles fuentes de humedad, o en exteriores, pero bajo cubierta.	Expuestas a variaciones de humedad, pero no expuestas a la lluvia. De uso no estructural.	Pisos, pies derechos, muebles de cocina, sótanos, marcos de puertas y ventanas, lambrín.
R3	Madera en exteriores, de uso estructural, expuesto a la humedad.	Expuesta a variaciones climáticas y a la lluvia de manera cíclica.	Postes, postes de transmisión, crucetas, pisos de terrazas, madera estructural, vigas, armaduras, columnas de portales, tarimas, plataformas de vehículos, techos.
R4	Madera en exteriores, en contacto con la tierra o con agua dulce.	Madera expuesta a variaciones climáticas y al agua continuamente.	Cimientos, pilotes para minas, torres de enfriamiento, techos.
R5	Madera en contacto con el agua salada o salobre.	Madera expuesta al agua salada.	Muelles marítimos, pilotes marinos, represas, embarcaciones, plataformas marinas.

De acuerdo con la clasificación de la **Tabla 2.2**, la estructura requiere un nivel de proyección R3 para la superestructura.

En la **Tabla 2.3** se muestran los requisitos mínimos de retención de acuerdo con el nivel de riesgo.

Cuadro 2.3: Retenciones mínimas de acuerdo con el nivel de riesgo en servicio de la madera kg/m^3 (lb/pe^3).

Tipo	Preservador	R1	R2	R3	R4	R5
Hidrosolubles	CCA – Arsenato de cobre cromado	4.00 (0.25)	6.40 (0.40)	9.60 (0.60)	12.8 (0.80)	40.0 (2.50)

Como se observa el nivel de retención necesario para elementos estructurales será de **9.60 kg/m^3** .

2.4.2. Concreto

El concreto para los elementos será clase I con las siguientes características:

Cuadro 2.4: Características mecánicas de concreto Clase I.

Elemento	f'_c [kg/cm ²]	P.Vol [ton/m ³]	E_c [kg/cm ²]
Cimentación	250.00	2.40	221,359.43

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

2.4.3. Acero estructural

Las características del acero estructural seleccionado para tensores, anclas de refuerzo y placas se definen en la **Tabla 2.5**

Cuadro 2.5: Propiedades del acero, f_y y E_s

Elemento	Designación	f_y [kg/cm ²]	E_s [kg/cm ²]
Perfil OS (Tensor)	A1011 SS 50	3,515.00	2,040,000.00
Anclas de acero de refuerzo	NMX-B-506-CANACERO-2011	4,220.00	2,040,000.00
Placas	A572 Gr 50	3,515.00	2,040,000.00

2.4.4. Clavos, pernos y pijas

En concordancia con los estándares establecidos, las características de resistencia de clavos, pernos y pijas serán proporcionadas por el proveedor, debiendo ajustarse a las siguientes normativas:

1. *Clavos – Especificaciones y métodos de prueba (2011)* : Esta norma establece los requisitos y métodos de prueba para los clavos utilizados en aplicaciones diversas, asegurando que cumplan con los estándares de resistencia y durabilidad necesarios para su uso en la construcción y otras aplicaciones.
2. *Tornillos con cabeza hexagonal (1990)* : Esta norma especifica los requisitos para los tornillos con cabeza hexagonal, incluyendo dimensiones, materiales y propiedades mecánicas, garantizando su idoneidad para su uso en estructuras y aplicaciones industriales.
3. *Tornillos, birlos y sujetadores roscados externamente de acero aleado, templados y revenidos (1990)* : Esta norma establece los requisitos para tornillos, birlos y sujetadores roscados externamente fabricados con acero aleado, templados y revenidos, asegurando su resistencia y durabilidad en condiciones de carga y uso exigentes.

CONSIDERACIONES DE CARGA

En el análisis de la estructura, se han tenido en cuenta los efectos de diversas cargas para garantizar su seguridad y estabilidad. Estas cargas se clasifican en tres categorías principales:

1. **Cargas permanentes:** Se refieren a las cargas que actúan de manera constante y no cambian significativamente con el tiempo. Estas incluyen el peso propio de la estructura, así como otros elementos permanentes como paredes, pisos, techos, y equipos fijos. Las cargas permanentes se han determinado de acuerdo con las necesidades y requisitos específicos del cliente, asegurando una representación precisa de las condiciones de carga en la estructura. Ver [Sección 3.1](#)
2. **Cargas variables:** Estas cargas varían en magnitud y ubicación con el tiempo y pueden incluir elementos como mobiliario, ocupantes, equipos móviles y carga de viento. Se han tenido en cuenta las disposiciones de la reglamentación aplicable y el uso previsto de la edificación para determinar las cargas variables de manera adecuada, garantizando así la seguridad de la estructura durante su vida útil. Ver [Sección 3.2](#)
3. **Cargas con efectos accidentales:** Este tipo de cargas incluye eventos como sismos, explosiones o impactos repentinos. Se han considerado los requisitos establecidos por la normativa correspondiente para evaluar y diseñar la estructura con la capacidad necesaria para resistir estos eventos accidentales, minimizando así el riesgo de daños o colapso. Ver [Capítulo 4](#) y [Capítulo 5](#)

3.1. Cargas permanentes

Las cargas consideradas para el diseño estructural son las siguientes:

- **Peso propio:** Se calcula según la geometría de la estructura, incluyendo elementos principales como traveses o vigas principales y vigas secundarias. Estos valores son determinados directamente por el programa de análisis estructural. Ver [Figura 3.1a](#)
- **Sobrecarga muerta:** Incluye el peso de acabados, plafón, instalaciones y cubiertas. Esta carga se introduce manualmente en el programa y se distribuye uniformemente sobre la superficie de la cubierta. Ver [Figura 3.1b](#)

Las cargas de diseño son específicas para cada área de la estructura y se seleccionan según las necesidades y características de la estructura. En las [Tabla 3.1](#), [Tabla 3.2](#) y [Tabla 3.3](#) se especifican dichas cargas.

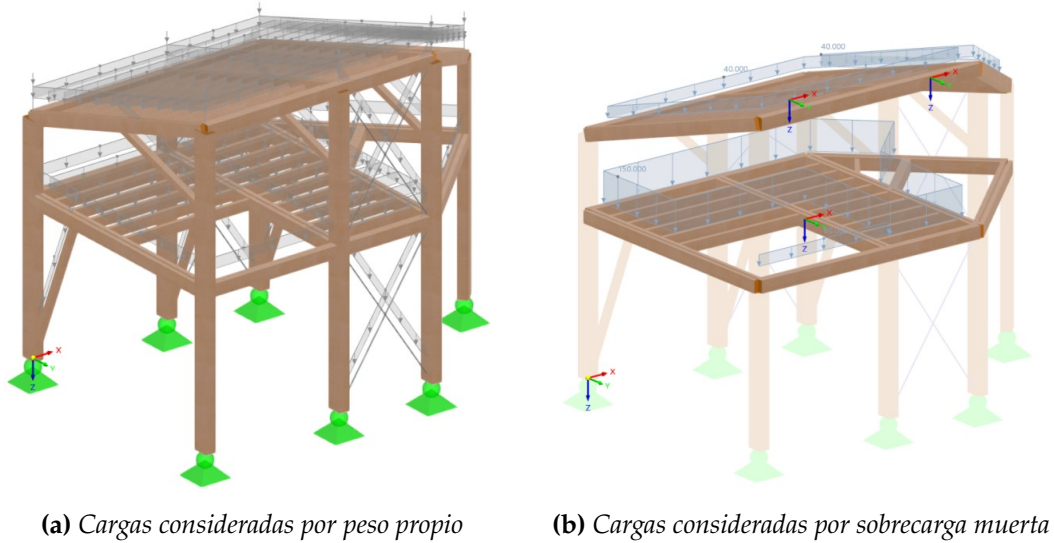


Figura 3.1: Cargas consideradas en la estructura

Cuadro 3.1: Carga cubierta inclinada [kg/m²].

Descripción	[kg/m ²]
Sistema de piso OSB $t = 138$ mm	26.00
Acabado en cubierta	5.00
Impermeabilizante	2.00
Instalaciones	7.00
Total	40.00

Cuadro 3.2: Carga primer nivel [kg/m²].

Descripción	[kg/m ²]
Sistema de piso OSB $t = 138$ mm	26.00
Mobiliario fijo	100.00
Acabado	15.00
Instalaciones	9.00
Total	150.00

Cuadro 3.3: Carga cristal [kg/m].

Descripción	[kg/m]
Peso cristal templado 9mm	83.25
Bastidor de acero galvanizado	1.75
Total	80.00

3.2. Cargas variables

Los valores de las cargas vivas empleadas para el análisis y diseño de la estructura en el presente año se fundamentan en referencia a las *Normas Técnicas Complementarias para Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2017)* y se detallan en la *Tabla 3.4*.

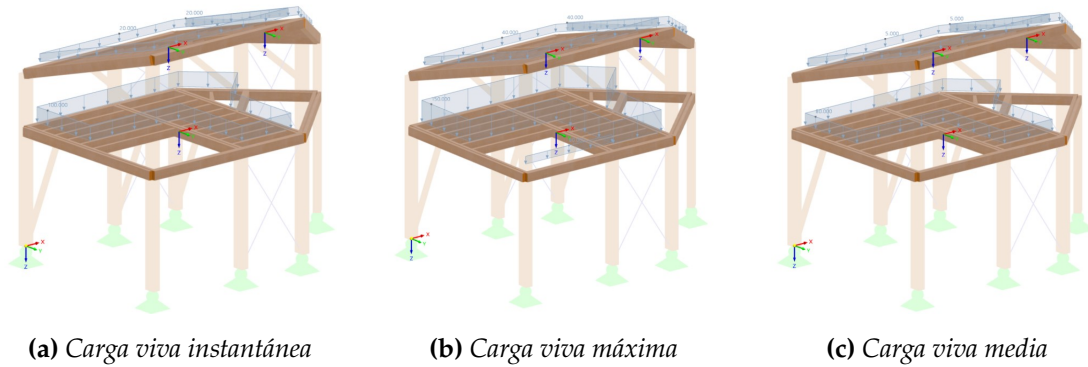


Figura 3.2: Cargas vivas consideradas en la estructura

Cuadro 3.4: Cargas vivas unitarias.

Destino o uso de piso	Carga viva máxima [kg/m ²]	Carga viva instantánea [kg/m ²]	Carga viva media [kg/m ²]
Habitación (casa – habitación ...)	190	100	80
Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente	40.00	20.00	5.00

Además, se realizará una revisión adicional de los elementos de las cubiertas y azoteas, aplicando una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.

ACCIONES DEL VIENTO

Para considerar las acciones de viento, se lleva a cabo un análisis con el objetivo de estimar las demandas de resistencia y desplazamiento ocasionadas por los efectos eólicos sobre cada estructura. Este análisis se realiza de acuerdo con el procedimiento establecido en el documento *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por viento (2020)* .

4.1. Velocidad regional

La velocidad máxima del viento está asociada a un periodo de retorno fijo, que representa la probabilidad de que dicho valor se alcance o supere en un determinado período de tiempo en una zona específica del país. La figura siguiente ilustra el mapa de isotacas para un periodo de retorno de 50 años, donde se muestran las velocidades máximas del viento en diferentes áreas de la región.

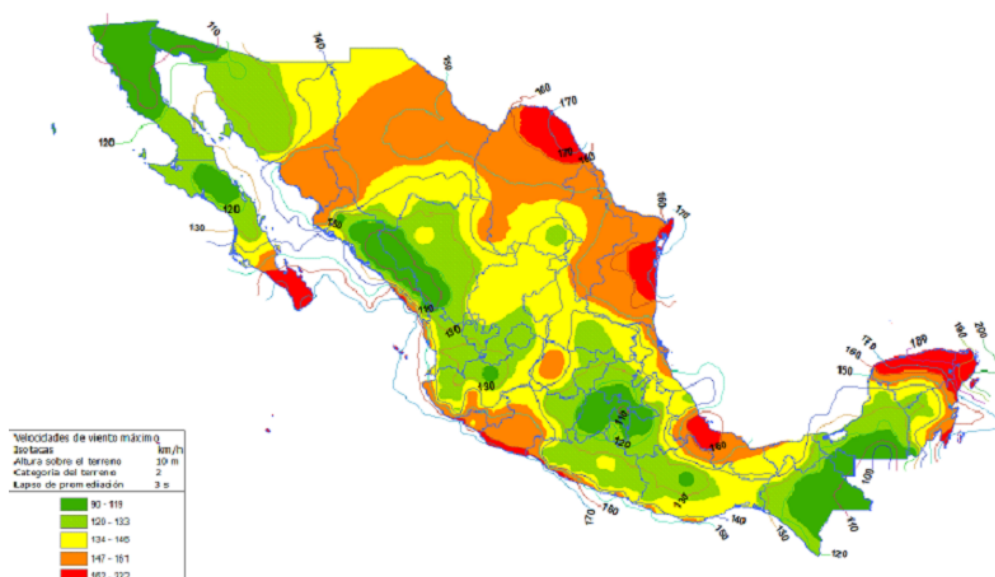


Figura 4.1: Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 50 años

4.2. Velocidad básica de diseño

Es la velocidad con la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de esta y se obtiene con la siguiente ecuación ($\frac{\text{km}}{\text{h}}$):

$$V_D = F_T \cdot F_{rz} \cdot V_R \quad (4.1)$$

Donde:

- F_T es el factor que depende de la topografía local, adimensional.
- F_{rz} es el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional.
- V_R es la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, $\frac{\text{km}}{\text{h}}$.

4.3. Factor de exposición

Establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno:

$$F_{rz} = c \quad \text{si } z \leq 10 \quad (4.2)$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } 10 < z < \delta \quad (4.3)$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } z \geq \delta \quad (4.4)$$

Donde:

- c es el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.
- z es la altura por encima del terreno natural a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, m.
- α es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.
- δ es la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura de gradiente, m.

4.4. Presión dinámica de la base

Es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, a una altura z , kg/m^2 :

$$q_z = 0.0048GV_D^2 \quad (4.5)$$

Donde:

- q_z es la presión dinámica del viento a la altura z , kg/m^2 .
- G es el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.
- V_D es la velocidad del viento, km/h .

El factor G se calcula mediante la ecuación:

$$G = 0.392 \frac{\Omega}{273 + \tau} \quad (4.6)$$

Donde:

- Ω es la presión barométrica, en mm de Hg.
- τ es el valor medio anual de las temperaturas mínimas diarias, en $^{\circ}\text{C}$.

4.5. Presión actuante en la estructura

Esta presión se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma, kg/m^2 :

$$p_z = C_p \cdot q_z \quad (4.7)$$

Donde:

- C_p es el coeficiente de presión, adimensional.
- q_z es la presión dinámica del viento a la altura z , kg/m^2 .

Cuando se trata de una construcción cerrada, la presión de diseño se obtiene:

$$p_z = p_e - p_i \quad (4.8)$$

Donde:

- p_e es la presión exterior, $p_e = C_{pe}K_AK_LK_{ra}q_z$, kg/m^2 .
- p_i es la presión interior, $p_i = C_{pi}K_{ra}q_z$, kg/m^2 .

4.6. Fuerza actuante en la estructura

$$F_{es} = p_z \cdot A_{ref} \quad (\text{kgf}) \quad (4.9)$$

Donde:

- A_{ref} es el área de referencia correspondiente a la estructura, o parte de ella, m^2 .

A continuación, se presentan los parámetros utilizados para el análisis por viento, los cuales son determinados en función de la clasificación y tipo de estructura, así como de la ubicación del inmueble y las características del terreno circundante:

Cuadro 4.1: Datos para análisis por viento

Descripción	Datos
Ubicación	S.P. Garza García, Mty, Mx
Importancia de la estructura	Grupo B1
Clasificación según su respuesta ante la acción del viento	Tipo 2
Categoría del terreno según su rugosidad	Categoría 2
Factor de topografía local, F_T	0.90
Periodo de retorno, T_r	50 años
Velocidad regional, V_R [km/h]	150.00 km/h
Factor de exposición ($z = 10\text{m}$), F_{rz}	1.00
Velocidad de diseño ($z = 10\text{m}$), V_D [km/h]	135.00 km/h
Presión de diseño ($z = 10\text{m}$), q_z [kg/m^2]	77.67 kg/m^2

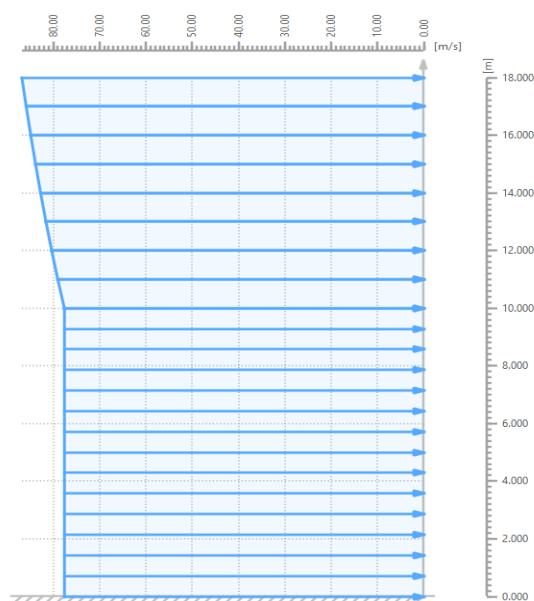


Figura 4.2: Perfil de presiones actuantes en la estructura.

4.7. Simulación CFD

En el diseño de estructuras, comprender el comportamiento del flujo de aire es de suma importancia para garantizar la eficiencia y la seguridad del proyecto. La simulación de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, por sus siglas en inglés) ha surgido como una herramienta en este contexto, permitiendo la visualización y el análisis detallado de la interacción entre el flujo de aire y las estructuras.

La Dinámica de Fluidos Computacional es un método numérico utilizado para resolver y analizar problemas relacionados con el flujo de fluidos, incluyendo el flujo de aire sobre diferentes tipos de superficies, desde edificios y puentes hasta vehículos y aerogeneradores. Consiste en la discretización de las ecuaciones fundamentales que rigen el movimiento de los fluidos, como las ecuaciones de conservación de la masa, el momentum y la energía, seguido por su resolución mediante algoritmos computacionales.

El proceso de simulación CFD implica la subdivisión del dominio de flujo en una malla o rejilla tridimensional, donde se aplican las ecuaciones de conservación. A través de iteraciones computacionales, se calculan y se visualizan los campos de velocidad, presión, temperatura y otras propiedades relevantes del flujo. Este enfoque permite obtener información detallada sobre fenómenos complejos, como la separación del flujo, la formación de vórtices, la distribución de presiones y cargas aerodinámicas.

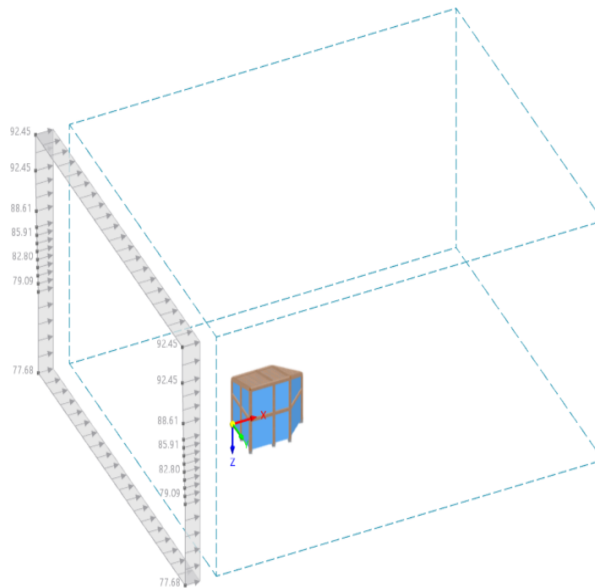


Figura 4.3: Perfil de presiones, dominio y geometría de la estructura.

Para este proyecto, se emplea la simulación CFD para obtener los coeficientes de presión. Esto se debe a que el documento de referencia *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por viento 2020* establece parámetros para estructuras con cierta regularidad, y al tratarse de una estructura irregular, no se disponen de coeficientes precisos. Se presenta el perfil de presiones, el dominio de

análisis y la geometría de la estructura para su análisis, en la **Figura 4.3**

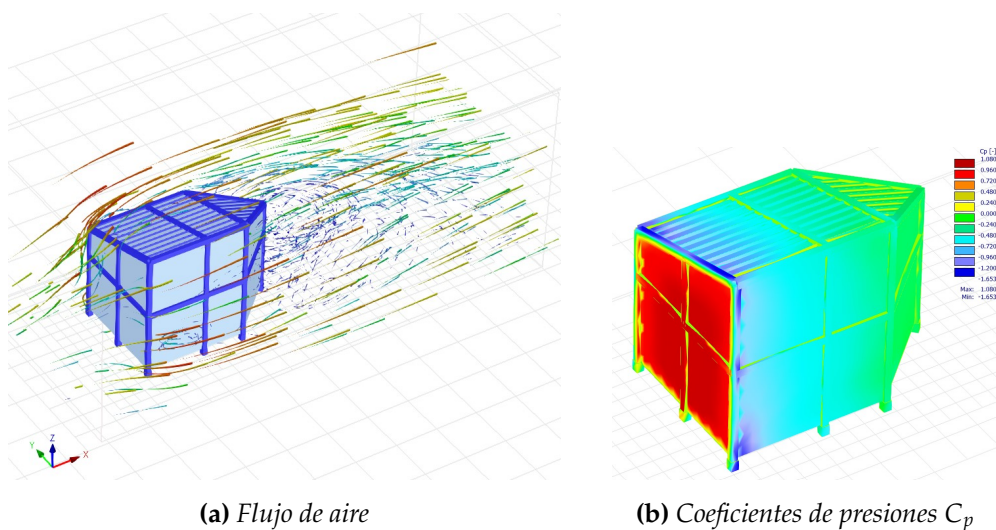


Figura 4.4: Simulación CFD para viento en dirección X

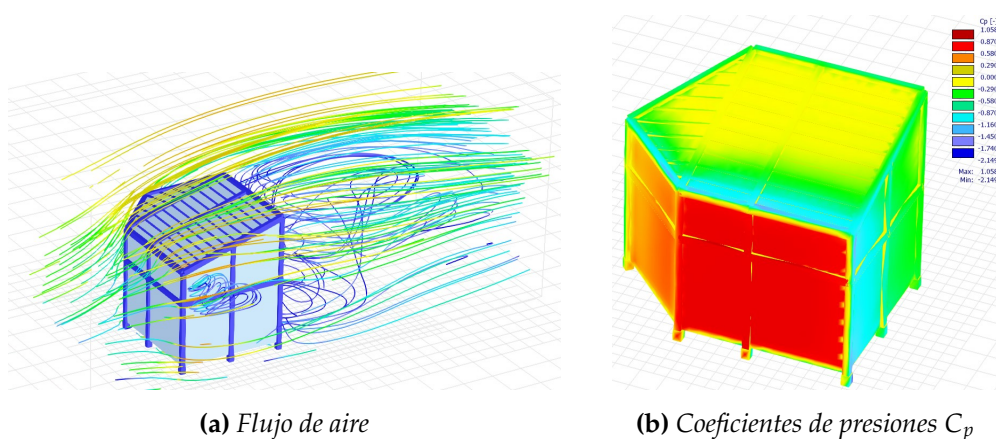


Figura 4.5: Simulación CFD para viento en dirección Y

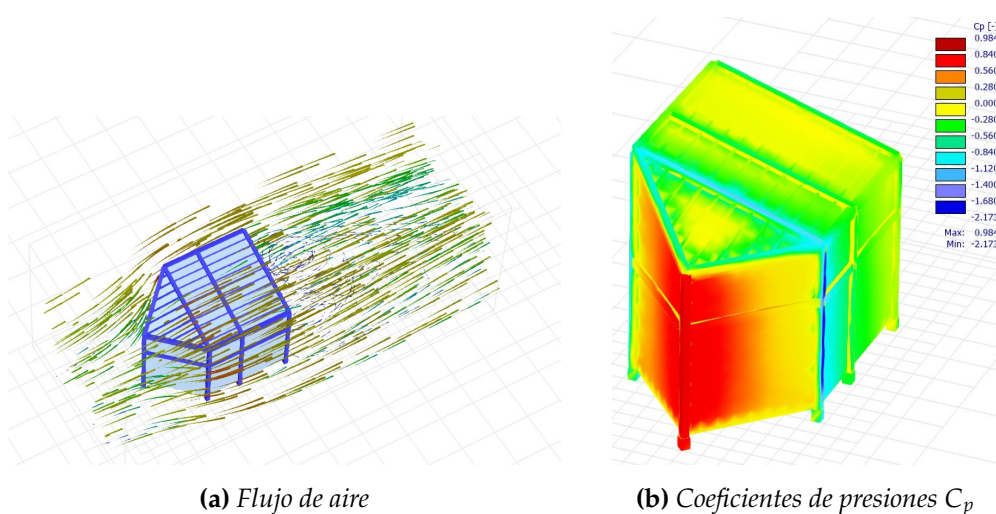


Figura 4.6: Simulación CFD para viento en dirección -X

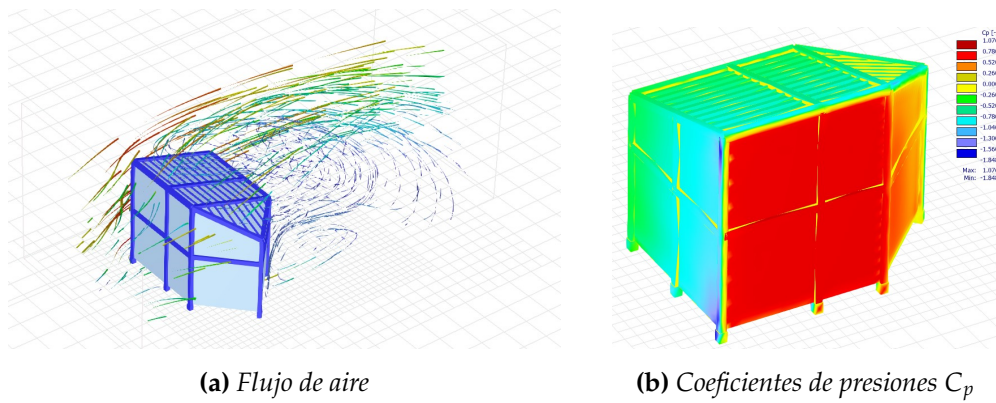


Figura 4.7: Simulación CFD para viento en dirección -Y

Con los coeficientes de presión obtenidos del análisis CFD, que se muestran en la Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6 y Figura 4.7, se tributan la cargas como se muestra en la Figura 4.8, en las 4 direcciones principales:

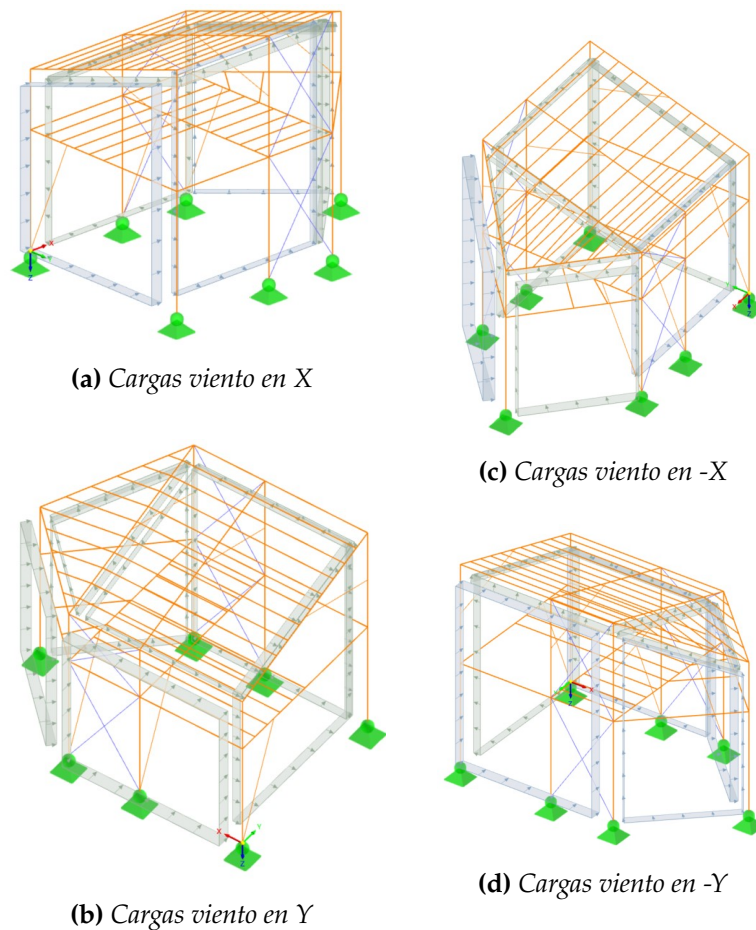


Figura 4.8: Tributación de cargas por viento

ACCIONES DE SÍSMO

5.1. Espectro elástico de pseudo-aceleración

Para determinar los parámetros del espectro de pseudo-aceleración, se emplearon las ecuaciones proporcionadas por *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*. Con la ubicación específica del inmueble, se calcularon los parámetros que se detallan en la **Tabla 5.1**:

Cuadro 5.1: Valores de los parámetros para calcular el espectro elástico.

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	k
A	II	0.119	0.453	0.2	1.4	2.0	1.0

Las ordenadas espectrales, a , expresadas como fracción de la gravedad, están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$a = a_0 + (c\beta - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a \quad (5.1)$$

$$a = c\beta \quad \text{si } T_a \leq T < T_b \quad (5.2)$$

$$a = c\beta \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{si } T_b \leq T < T_c \quad (5.3)$$

$$a = c\beta \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r p_c \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \quad \text{si } T \geq T_c \quad (5.4)$$

Donde:

- T : periodo estructural en la dirección del análisis, s.
- T_a, T_b, T_c : periodos característicos del espectro de diseño, s.
- a_0 : aceleración máxima del terreno, cm/s^2 .
- c : coeficiente sísmico, cm/s^2 .
- r : parámetro que controla la caída de ordenadas espectrales para $T_b \leq T < T_c$.
- β : factor de amortiguamiento.
- k : parámetro que controla la caída de ordenadas espectrales para $T \geq T_c$.
- p_c : factor calculado con la siguiente expresión: $p_c = k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T}\right)^2$.

5.2. Factor de amortiguamiento crítico β_c

El factor de amortiguamiento permite modificar las ordenadas espectrales. Este factor está dado por la siguiente ecuación:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} \quad \text{si } T < T_c \quad (5.5)$$

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45\left(\frac{T_c}{T}\right)} \quad \text{si } T \geq T_c \quad (5.6)$$

Donde:

- ζ_e : amortiguamiento estructural.

De acuerdo con la definición de espectros de diseño elásticos, está implícito un valor de amortiguamiento estructural, ζ_e , del 5%; sin embargo, el valor de amortiguamiento estructural depende del material y el sistema estructural, por lo que podría ser mayor o menor al 5% implícito.

Cuadro 5.2: Amortiguamiento estructural.

Sistema estructural	ζ_e
Estructuras de madera	4%

En la tabla [Tabla 5.2](#) se presenta el valor de amortiguamiento estructural seleccionado para la solución de este proyecto estructural; lo anterior de acuerdo con el capítulo 3.3.1.5 Modificación del espectro de diseño por amortiguamiento del *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*.

5.3. Factor de comportamiento sísmico Q

Para fines de diseño será necesario considerar el comportamiento inelástico de la estructura. Para ello, las ordenadas espectrales elásticas se podrán reducir dividiéndolas

entre el factor de reducción (Q'), a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad.

Para cualquier tipo de estructura, este factor de reducción se define como:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_b}} \quad \text{si } T \leq T_b \quad (5.7)$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p_b}{k}} \quad \text{si } T > T_b \quad (5.8)$$

Donde:

- Q : factor de comportamiento sísmico especificado para cada tipo de estructura.
- p_b : factor calculado con la siguiente expresión: $p_b = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$.

De acuerdo con el sistema estructural del inmueble, se tiene un factor de comportamiento sísmico como se muestra en la **Tabla 5.3**:

Cuadro 5.3: Factor de comportamiento sísmico.

Sistema estructural	Q	$\gamma_{\text{máx}}$
Marcos de madera maciza	1.50	0.010

El factor de comportamiento sísmico fue obtenido de las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto con Comentarios (2021)*

5.4. Factor de reducción por sobre-resistencia R

De acuerdo con el capítulo 3.3.1.3 Factor reductor por sobre-resistencia del *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, este factor puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean sus propiedades en cada dirección.

$$R = R_0 + 1.0 - \sqrt{\frac{T}{T_a}} \quad \text{si } T \leq T_a \quad (5.9)$$

$$R = R_0 \quad \text{si } T > T_a \quad (5.10)$$

Para el sistema estructural enunciado en la **Tabla 5.3**, se considera el siguiente factor de reducción por sobre-resistencia:

- R_0 igual a 2.00.

5.5. Factor por redundancia ρ

De acuerdo con el capítulo 3.3.1.4 Factor por redundancia del *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, este factor puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean sus propiedades en cada dirección, en este caso usamos el más desfavorable en ambas direcciones.

Para este inmueble, se considera el siguiente factor por redundancia ρ :

- ρ igual a 0.80.

5.6. Condiciones de irregularidad α

De acuerdo con el capítulo 3.3.2 Condiciones de regularidad del *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, en el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad especificadas, el factor reductor por ductilidad Q' se multiplicará por el factor α indicado en la tabla siguiente a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Sin embargo, en ningún caso $\alpha Q'$ se tomará menor que la unidad.

Cuadro 5.4: Factor correctivo por irregularidad α .

Tipo de irregularidad	α
Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9	0.90
Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad	0.80
Cuando no se cumpla la condición 10 u 11 de regularidad	0.80
Cuando se cumpla al menos una de las condiciones de regularidad	0.70
Cuando no se cumple simultáneamente las condiciones 10 y 11 de regularidad	0.70
Cuando no se cumple con cuatro o más condiciones de regularidad	0.70

Para este inmueble, se considera el siguiente factor de corrección por irregularidad α :

- α igual a 0.90.

5.7. Factor de amplificación por comportamiento degradante

De acuerdo con el capítulo 3.3.1.6 Factor de amplificación por comportamiento degradante del *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, para estructuras ubicadas en terrenos II o III y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, las ordenadas del espectro de diseño se multiplicarán por dicho factor. En terrenos tipo I usar el valor de 1.00.

$$A_{cd} = 0.8 + \frac{1}{2 + 5(2\frac{T}{T_s} - 1)^5} \quad (5.11)$$

Donde:

- T_s : periodo dominante del estrato equivalente del terreno.

5.8. Revisión de cortante basal mínimo

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la relación $\frac{V_0}{W_T}$ es menor que $\frac{0.7a}{Q'R\rho}$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que $\frac{V_0}{W_T}$ iguale a este valor.

Donde:

- a : aceleración del espectro.
- Q' : Factor de comportamiento sísmico afectado por factor de irregularidad.

5.9. Espectro sísmico elástico y de diseño

Cuadro 5.5: Datos para la construcción del espectro sísmico elástico y de diseño.

Descripción	Datos
Importancia estructural	B1
Zona sísmica	A
Tipo de suelo	II
Amortiguamiento estructural	4 %
Factor de comportamiento sísmico, Q	1.50
Factor reductor por sobre-resistencia, R_0	2.00
Factor de redundancia, ρ	0.80
Factor de irregularidad, α	0.90

De acuerdo con las necesidades de este proyecto, se elaborará un espectro. En la **Tabla 5.5** se resumen los parámetros para la obtención del espectro sísmico elástico y el espectro sísmico de diseño; lo anterior de acuerdo con la normativa de diseño sísmico.

5.10. Espectro sísmico de servicio

De acuerdo con el capítulo 3.3.1.8 Espectro de diseño para el estado límite de servicio del *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, para el cálculo del espectro utilizado para la revisión del estado por limitación de daños

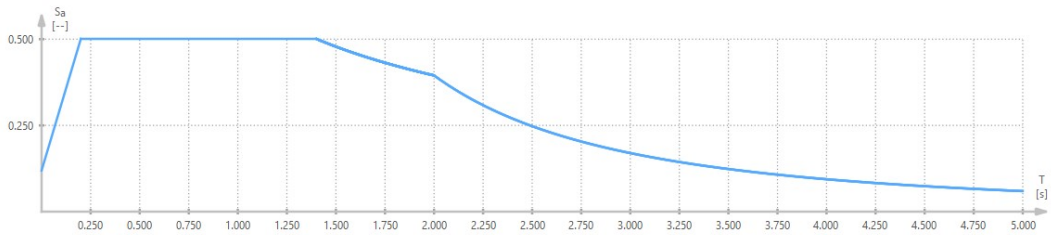


Figura 5.1: Espectro elástico

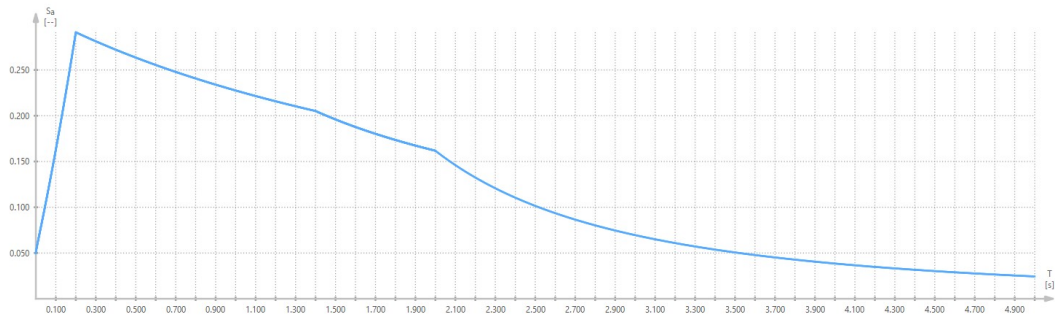


Figura 5.2: Espectro sísmico de diseño

a elementos no estructurales se obtendrá al dividir el espectro elástico o transparente por el factor de servicio F_{ser} igual a 5.5.

5.11. Masas para el análisis dinámico modal espectral

Para el análisis modal espectral se tomaron en cuenta exclusivamente las cargas que contribuyen a la aceleración de la masa para calcular las fuerzas accidentales. Esto incluye las cargas gravitacionales generadas por la carga muerta, sobrecarga muerta y cargas vivas instantáneas.

COMBINACIONES Y LÍMITES DE DISEÑO

Las combinaciones de cargas aplicadas para el diseño de los elementos mecánicos se fundamentan en las *Normas Técnicas Complementarias para Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2017)* que se ejemplifican en **Sección 6.1** y la **Sección 6.2** de este documento.

Estas combinaciones de cargas se emplean para garantizar un diseño estructural adecuado que considere las diversas cargas actuantes sobre la estructura de acuerdo con las normativas establecidas.

En todas las combinaciones siguientes, las literales son las siguientes:

- CMPP : carga muerta por peso propio.
- CMAD : carga muerta adicional.
- CVM : carga viva máxima.
- CVA : carga viva accidental.
- CVMED : carga viva media.
- SDX : sismo en dirección X.
- SDY : sismo en dirección Y.
- VDX : viento en dirección X.
- VDY : viento en dirección Y.
- G : carga viva por granizo.

6.1. Combinaciones por estado límite ultimo (ULS)

6.1.1. Cargas gravitacionales

Cargas permanentes más carga viva máxima:

- $GRAV = 1.3 (CMPP + CMAD) + 1.5 (CVM)$

6.1.2. Combinaciones accidentales

Cargas por sismo más cargas permanentes:

- S1 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + SDX + 0.3 SDY)
- S2 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + SDX - 0.3 SDY)
- S3 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD - SDX + 0.3 SDY)
- S4 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD - SDX - 0.3 SDY)
- S5 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + 0.3 SDX + SDY)
- S6 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + 0.3 SDX - SDY)
- S7 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD - 0.3 SDX + SDY)
- S8 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD - 0.3 SDX - SDY)

Cargas por viento más cargas permanentes:

- V1 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + VDX)
- V2 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD - VDX)
- V3 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + VDY)
- V4 = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD - VDY)
- V5 = 0.90 (CMPP + CVA + CMAD) + 1.1 (VDX)
- V6 = 0.90 (CMPP + CVA + CMAD) - 1.1 (VDX)
- V7 = 0.90 (CMPP + CVA + CMAD) + 1.1 (VDY)
- V8 = 0.90 (CMPP + CVA + CMAD) - 1.1 (VDY)

Cargas por granizo más cargas permanentes:

- GZ = 1.1 (CMPP + CVA + CMAD + G)

6.2. Combinaciones por estado límite de servicio (SLS)

Desplazamientos horizontales por sismo

- SS1 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) + Q (SDX + 0.3 SDY)
- SS2 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) + Q (SDX - 0.3 SDY)
- SS3 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) - Q (SDX + 0.3 SDY)
- SS4 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) - Q (SDX - 0.3 SDY)
- SS5 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) + Q (0.3 SDX + SDY)
- SS6 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) + Q (0.3 SDX - SDY)
- SS7 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) - Q (0.3 SDX + SDY)
- SS8 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) - Q (0.3 SDX - SDY)

Desplazamientos horizontales por viento

- $VS1 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) + VDX$
- $VS2 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) - VDX$
- $VS3 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) + VDY$
- $VS4 = 1.0 (CMPP + CVA + CMAD) - VDY$

Desplazamientos verticales

- $FLECHA = 1.0 (CMPP + CMAD + CVMED)$

6.3. Estados límite ultimo (ULS)

Para la revisión de resistencia de los miembros estructurales de madera, se consideraron las ecuaciones mencionadas en el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*. Se utilizó dicha normatividad, ya que además de cumplir con la normatividad establecida en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (2017)*, se detallan más consideraciones en la revisión de diferentes estados de falla, cómo se muestra en el **Capítulo 9**. Para distinguir entre las ecuaciones presentados por el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* se utilizaran recuadros rojos.

6.3.1. Valor de diseño para resistencia en los estados límite últimos, ULS

Se deberá garantizar que f_d sea menor que el esfuerzo último, para cualquier estado de esfuerzos en cualquier condición de carga o acción accidental.

$$f_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (6.1)$$

donde:

- f_d : valor de diseño para el parámetro de resistencia.
- f_k : valor característico para el parámetro de resistencia. Ver **Tabla 2.1**
- k_{mod} : factor de modificación que tiene en cuenta el efecto en los parámetros de resistencia. Ver **Tabla 6.4**
- γ_M : coeficiente parcial para el material. Ver **Tabla 6.1**

6.3.2. Coeficiente parcial por material

Según el tipo de material, se deberá considerar un coeficiente parcial.

Cuadro 6.1: Coeficiente parcial γ_M para materiales en el estado límite último

Material	γ_M
Madera estructural	1,3
Madera laminada encolada	1,25
Conexiones de madera	1,3
Conexiones de placa metálica perforada	1,25

6.3.3. Duración de carga

La madera experimenta una pérdida significativa de resistencia con el paso del tiempo. Con el fin de tener en cuenta la pérdida de resistencia, el *EN 1995-1-1: Eurocode*

5: *Design of timber structures (2004)* estableció clases de duración de carga para facilitar el procedimiento de diseño. Las clases de duración cubren un rango de duraciones que pueden ocurrir en la práctica y las acciones asociadas.

Cuadro 6.2: Clases de duración de carga

Clase de duración de carga	Duración acumulada	Ejemplos de carga
Permanente (P)	> 10 años	Peso propio
Largo plazo (L)	6 meses – 10 años	Almacenamiento
Mediano plazo (M)	1 semana – 6 meses	Carga impuesta en el suelo Carga de nieve
Corto plazo (S)	< 1 semana	Carga de viento Carga de nieve
Instantáneo (I)	Ráfagas de viento	Carga accidental

6.3.4. Clase de servicio

La clase de servicio establece las condiciones climáticas a la que la estructura se enfrentará durante su vida útil, y se enlistan a continuación:

- **Clase de servicio 1:** El contenido de humedad promedio para la mayoría de las especies de madera blanda no superará el 12 %, lo que corresponde a un entorno con una temperatura de 20 °C y una humedad relativa que solo excede el 65 % unas pocas semanas al año.
- **Clase de servicio 2:** El contenido de humedad promedio para la mayoría de las especies de madera blanda no superará el 20 %, lo que corresponde a un entorno con una temperatura de 20 °C y una humedad relativa que solo excede el 85 % unas pocas semanas al año.
- **Clase de servicio 3:** El contenido de humedad promedio para la mayoría de las especies de madera blanda supera el 20 %, lo que da como resultado un contenido de humedad más alto que el especificado para la clase de servicio 2.

Cuadro 6.3: Valor para k_{def} para diferentes clases de servicio

Material	Norma del material asociado	1	2	3
Madera estructural	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Madera laminada encolada	EN 14080	0,60	0,80	2,00

Cuadro 6.4: Factores de modificación de resistencia k_{mod} para clases de servicio y clases de duración de carga

Material	Clase de servicio	Clases de duración de carga				
		P	L	M	S	I
Madera estructural	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
Madera laminada encolada	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

6.4. Estados límite de servicio (SLS)

Los valores máximos para este estado límite se basan en las normas y reglamentos utilizados para un nivel de confort amigable para el usuario, mismo que se mencionan a continuación:

6.4.1. Desplazamientos laterales para diseño por sismo

Para el sistema estructural formando por marcos de madera, se tendrá la siguiente distorsión máxima permisible:

$$\Delta_H = \frac{\Delta_{max}}{H} \leq 0.010 \quad (6.2)$$

Donde:

- Δ_H : desplazamiento horizontal.
- H : altura libre de entrepiso o columna.
- Δ_{max} : desplazamiento máximo horizontal.

6.4.2. Desplazamientos laterales para diseño por viento

Desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos debidas a viento cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares:

$$\Delta_H = \frac{\Delta_{\max}}{H} \leq 0.005 \quad (6.3)$$

Donde:

- Δ_H : desplazamiento horizontal.
- H : altura libre de entrepiso o columna.
- Δ_{\max} : desplazamiento máximo horizontal.

6.4.3. Desplazamientos verticales al centro de traveses

Desplazamiento vertical máximo al centro de traveses cuando no existen elementos no estructurales susceptibles a daño por deformación; para elementos en voladizo el límite siguiente se duplicará:

$$\Delta_V = \frac{L}{240}; \quad \text{si } L < 3.5m \quad (6.4)$$

Donde:

- L : longitud del claro libre.
- Δ_V : desplazamiento vertical.

Desplazamiento vertical máximo al centro de traveses cuando existen elementos no estructurales susceptibles a daño por deformación; para elementos en voladizo el límite siguiente se duplicará:

$$\Delta_V = \frac{L}{480}; \quad \text{si } L < 3.5m \quad (6.5)$$

- L : longitud del claro libre.
- Δ_V : desplazamiento vertical.

Desplazamiento vertical máximo al centro de traveses cuando no existen elementos no estructurales susceptibles a daño por deformación; para elementos en voladizo el límite siguiente se duplicará.

CONSIDERACIONES EN LA MODELACIÓN NÚMÉRICA

Para la modelación se deben tener varias consideraciones claras en el diseño de estructuras de madera, a fin de modelar correctamente su comportamiento en un modelo matemático.

7.1. Comportamiento estructural de madera

A continuación se mencionan, algunas de las consideraciones más importantes en la modelación de estructuras de madera.

- **Comportamiento ortotrópico:** La madera es un material ortotrópico. Por lo tanto, es necesario modelar adecuadamente esta anisotropía en el programa computacional, considerando la dirección de la fibra y la orientación de los elementos estructurales. Ver [Tabla 2.1](#).
- **Consideraciones de humedad:** Es importante tener en cuenta el efecto de la humedad al modelar estructuras de madera, mediante la aplicación de factores correctivos, tanto en los esfuerzos resistentes, cómo en la flexibilidad de la estructura, es decir, en los módulos de elasticidad. Ver [Subsección 7.1.1](#) y [Subsección 7.1.2](#).
- **Conexiones y uniones:** Las conexiones entre elementos de madera, como clavos, tornillos, pernos o uniones encoladas, juegan un papel crucial en el comportamiento estructural de la madera. Es esencial modelar estas conexiones de manera precisa, teniendo en cuenta su rigidez, resistencia y comportamiento ante cargas. Ver [Sección 7.2](#).
- **Cargas y condiciones de carga:** Es necesario definir adecuadamente las cargas que actúan sobre la estructura, incluyendo cargas gravitatorias, cargas de viento, cargas sísmicas, entre otras. La duración de las cargas es muy importante en las estructuras de madera, ello se tomará en cuenta por medio de factores correctivos, en las resistencias, así cómo en los módulos de elasticidad utilizados, en el computo de las deflexiones. Ver [Capítulo 6](#).

- **Verificación del modelo:** Es importante validar manualmente varias revisiones en elementos principales, a fin de verificar la información obtenida del modelo numérico, teniendo una clara sensibilidad a la información obtenida del mismo. Ver [Capítulo 8](#)

7.1.1. Módulo de elasticidad (ULS)

El *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* establece para el estado límite último, donde la rigidez de los elementos estructurales es importante, que el módulo de elasticidad final $E_{\text{mean,fin}}$ debería determinarse mediante:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}} \quad (7.1)$$

con:

- E_{mean} valor medio del módulo de elasticidad.
- ψ_2 el factor de combinación de carga cuasi-permanente para la acción que causa el mayor esfuerzo en relación con la resistencia. Ver [Tabla 7.1](#)
- k_{def} factor que tiene en cuenta los efectos de la humedad en la deformación. Ver [Tabla 6.3](#)

Una expresión análoga debiera aplicarse para el módulo de corte G_{mean} .

Cuadro 7.1: Factores de combinación de carga ψ_2

Carga	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A: Áreas residenciales	0,7	0,5	0,3
H: Techos	0	0	0
Carga de viento	0,6	0,2	0

7.1.2. Módulo de elasticidad (SLS)

El *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* establece que para el cálculo de las deflexiones puede considerarse un módulo de elasticidad final $E_{\text{mean,fin}}$ como:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}} \quad (7.2)$$

donde

- E_{mean} es el valor medio del módulo de elasticidad
- k_{def} tiene en cuenta los efectos de la humedad en la deformación. Ver [Tabla 6.3](#)

7.2. Rigidez en nudos

En ingeniería, es común utilizar idealizaciones, como asumir conexiones empotradas o articuladas. Sin embargo, en el caso de la madera, suponer conexiones empotradas no sería realista debido a la naturaleza blanda del material, lo que hace que sea casi imposible lograr una rigidez completa. Por otro lado, asumir conexiones articuladas podría resultar en miembros estructurales sobredimensionados y un comportamiento diferente al esperado en la estructura final. Se puede considerar un modelo semirigido, por medio de resortes lineales, que permitan la transmisión de cierto esfuerzo, cómo se muestra en el trabajo de Larsson (2018) .

En la madera, la rigidez en los nudos pueden verse afectados por diferentes factores, como los elementos de unión mecánica (clavos, pernos o adhesivos epoxicos), la orientación de las vigas debido a las propiedades ortotrópicas del material.

7.2.1. Módulo de rigidez al deslizamiento

A continuación se presentará un método sugerido por el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* para evaluar la rigidez de las uniones de madera, con el objetivo de obtener valores de rigidez equivalentes para las uniones.

El módulo de deslizamiento K_u de las conexiones en el estado límite último debe tomarse, cómo:

$$k_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (7.3)$$

El módulo de deslizamiento en el estado límite de servicio, K_{ser} , en N/mm, puede establecerse cómo:

$$K_{ser} = \begin{cases} \frac{\rho_m^{1.5} d}{23}, & \text{Para espigas, pernos, tornillos y clavos preperforados} \\ \frac{\rho_m^{1.5} d^{0.8}}{30}, & \text{Para clavos no preperforados} \end{cases} \quad (7.4)$$

Donde

- ρ_m es la densidad media en kg/m³ de la madera
- d es el diámetro exterior en mm del elemento de unión.

En uniones entre madera y acero, y entre madera y concreto, el valor de K_{ser} establecido utilizando la densidad de la madera puede multiplicarse por 2

El módulo de deslizamiento puede utilizarse cómo la constante de un resorte para caracterizar las uniones de madera, en este caso se caracterizan cómo uniones con pernos

7.2.2. Modulo de rigidez rotacional

En cuanto a la rigidez rotacional, según Larsson (2018) puede calcularse como:

$$c_{r,y} = \sum K_{Ser,i} * r_i^2 \quad (7.5)$$

Donde

- r_i^2 es la distancia de cada conector al centroide de los conectores.
- $K_{Ser,i}$ es el modulo de desplazamiento de cada conector calculado según la [Ecuación 7.4](#)

7.3. Modelo matemático

Para obtener una idea inicial de las fuerzas internas en la estructura, que se utiliza para el predimensionamiento de vigas y uniones, se emplea un modelo de elementos finitos (FE) con conexiones rígidas en los marcos en dirección Y (Ver [Figura 7.1](#)) y conexiones articuladas en el resto del modelo. Este modelo se utilizará posteriormente en el análisis del comportamiento global de la estructura con la rigidez reducida de las uniones.

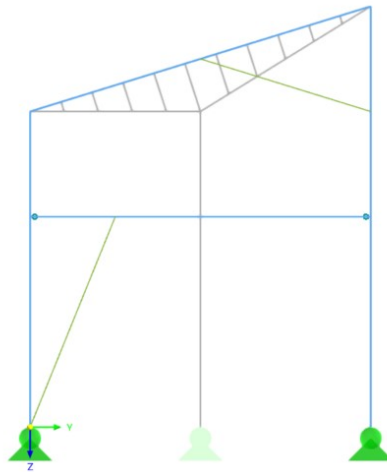


Figura 7.1: Marco principal. **Barras azules:** elementos tipo viga (Asumen momento solo en la dirección longitudinal). **Elementos verdes:** elementos tipo cercha (No asumen momento).

En los cálculos se realizan algunas suposiciones importantes:

- Todas las cargas se imponen según lo especificado en el [Capítulo 3](#).
- Los elementos de superficie no contribuyen estructuralmente y solo se utilizan para aplicar cargas.
- Todos los soportes son apoyos simples.
- Las barras se modelan como "Vigas Timoshenko".
- Los tensores se calculan cómo barras que solo admiten tensiones.
- Los cálculos se realizan considerando los efectos de segundo orden $P\Delta$.
- Posteriormente se incorporan las rigideces de las uniones en el modelo, se modelan utilizando resortes elásticos.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Este capítulo aborda la verificación de la seguridad estructural, incluyendo la comparación de los resultados del análisis estructural con los criterios de diseño y normativas aplicables, mencionadas en el **Capítulo 2**.

8.1. Periodos y participaciones modales

A continuación se muestran los periodos principales determinados considerando las propiedades intrínsecas de la estructura, así como los modos necesarios para asegurar que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis alcance al menos el 90 % del peso total de la estructura:

Cuadro 8.1: *Periodos principales de la estructura*

Modo	Dirección	Periodo (s)	Participación modal (%)
3	X	0.341	0.897
2	Y	0.513	0.786
3	RZ	0.413	0.322

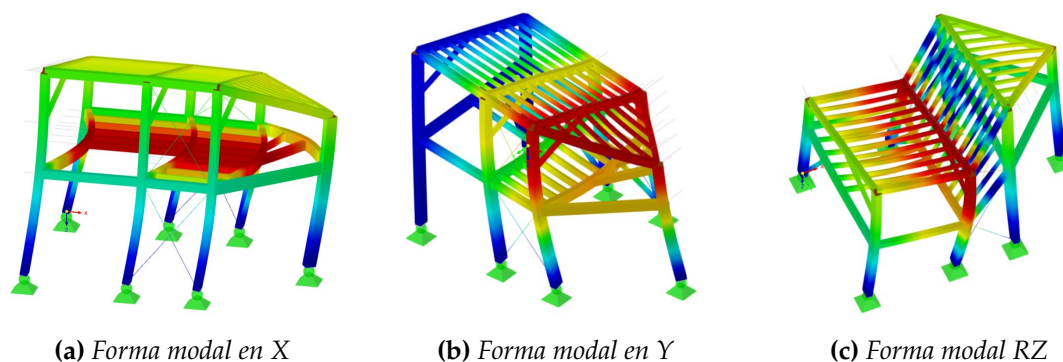


Figura 8.1: *Formas modales principales*

8.2. Revisión por cortante basal

Se determinan la masa participativa en el análisis modal espectral.

$$W_0 = 15.248 \text{ tonf} \quad (8.1)$$

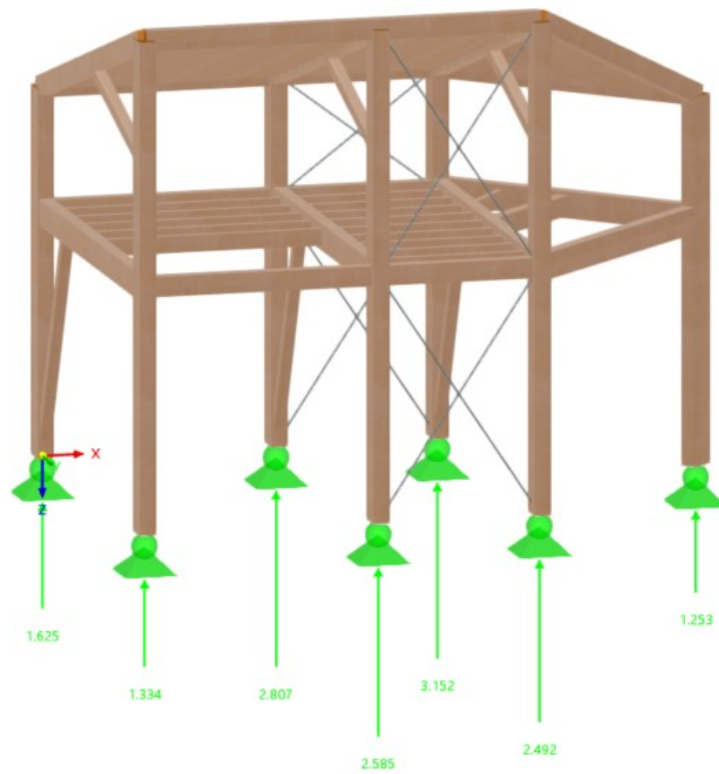


Figura 8.2: Masa del sistema estructural

De acuerdo con *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, se lleva a cabo la revisión del cortante basal mínimo, según lo estipulado en el **Sección 5.8**.

$$V_x^{\min} = 0.278 \cdot 0.7 \cdot 15.248 \text{ tonf} = 2.9673 \text{ tonf} \quad (8.2)$$

$$V_y^{\min} = 0.262 \cdot 0.7 \cdot 15.248 \text{ tonf} = 2.7965 \text{ tonf} \quad (8.3)$$

Los cortantes basales, resultado del análisis modal espectral del modelo numérico, se muestran en la **Tabla 8.2**.

Cuadro 8.2: Cortantes basales de la estructura

Dirección	V basal, tonf	Conclusión	Factor escala
X	3.830	Cumple $V_x^{\text{mín}}$	N/A
Y	3.474	Cumple $V_y^{\text{mín}}$	N/A

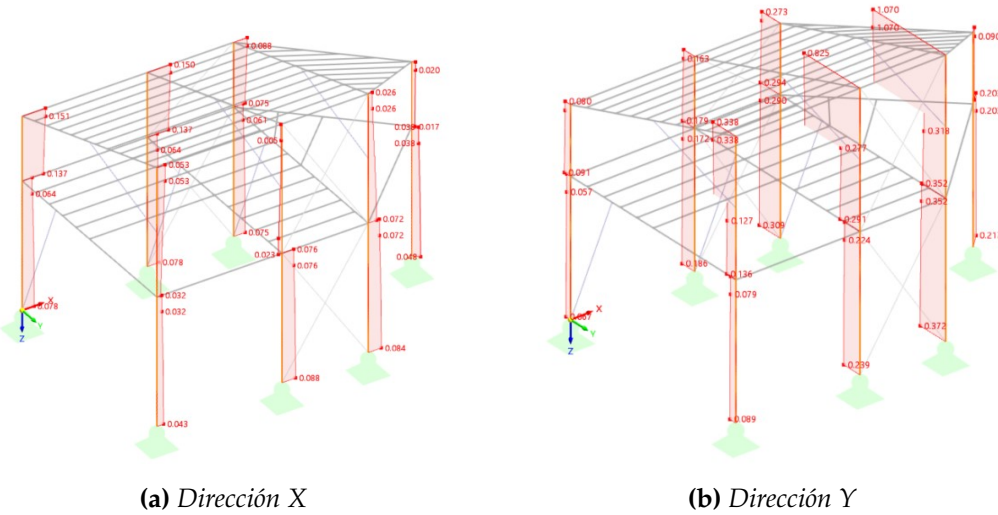


Figura 8.3: Fuerzas por cortante basal

8.3. Distorsiones por sismo

Para el cumplimiento del nivel de desempeño, se realiza de acuerdo con *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015)*, en donde las distorsiones se obtienen con el espectro definido en el **Capítulo 5** de este documento. Las distorsiones se muestran en la **Figura 8.4**.

Cuadro 8.3: Distorsiones por sismo

Dirección	Distorsión máxima	Índice de capacidad
X	0.0079	0.79
Y	0.0046	0.46

En conclusión; de acuerdo con las máximas distorsiones presentadas en las figuras anteriores, como los resultados mostrados en las tablas anteriores, debido a que en ningún caso se excede el límite establecido, la estructura experimentará un comportamiento adecuado durante un evento sísmico.

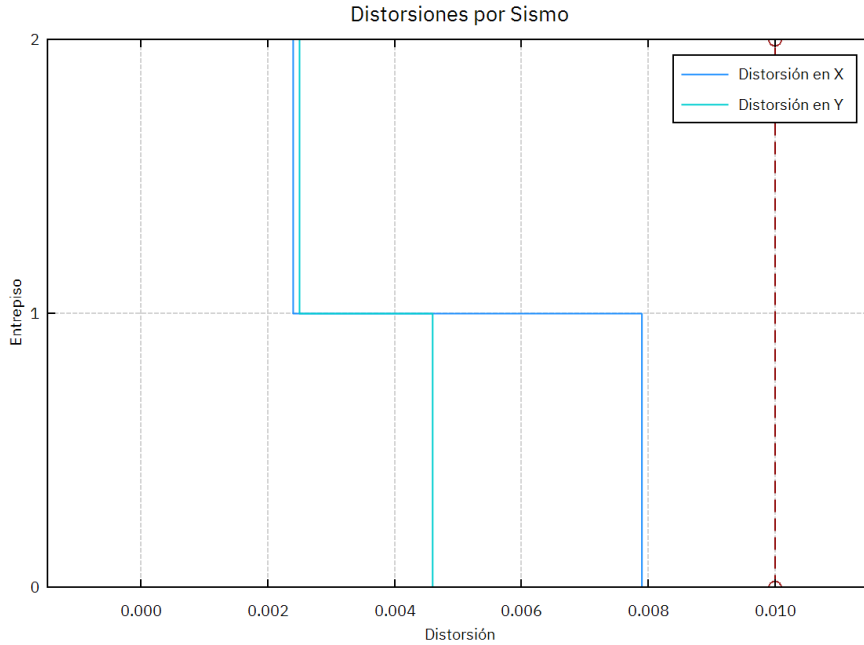


Figura 8.4: Distorsiones sismo

8.4. Distorsiones por viento

A continuación, se examinan los índices de capacidad en términos de distorsiones. El índice de capacidad I_c de los desplazamientos laterales se define en esta sección como el cociente de la demanda de distorsión Δ_u entre el límite de distorsión indicado en el **Sección 6.4** de este documento, Δ_H .

$$I_c = \frac{\Delta_u}{\Delta_H} \quad (8.4)$$

Para cumplir con el estado límite de servicio, se requiere que los valores de I_c sean menores que la unidad.

La revisión de distorsiones por viento se realiza de acuerdo con el *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por viento (2020)*, las distorsiones por viento se estiman con ayuda del perfil de presiones dinámicas de base del **Capítulo 4**. Las distorsiones se muestran en la **Figura 8.5**.

En la **Tabla 8.4** se presentan las distorsiones e índices de capacidad para la revisión por viento.

Cuadro 8.4: Distorsiones por viento

Dirección	Distorsión máxima	Índice de capacidad
X	0.0026	0.52
Y	0.0049	0.98

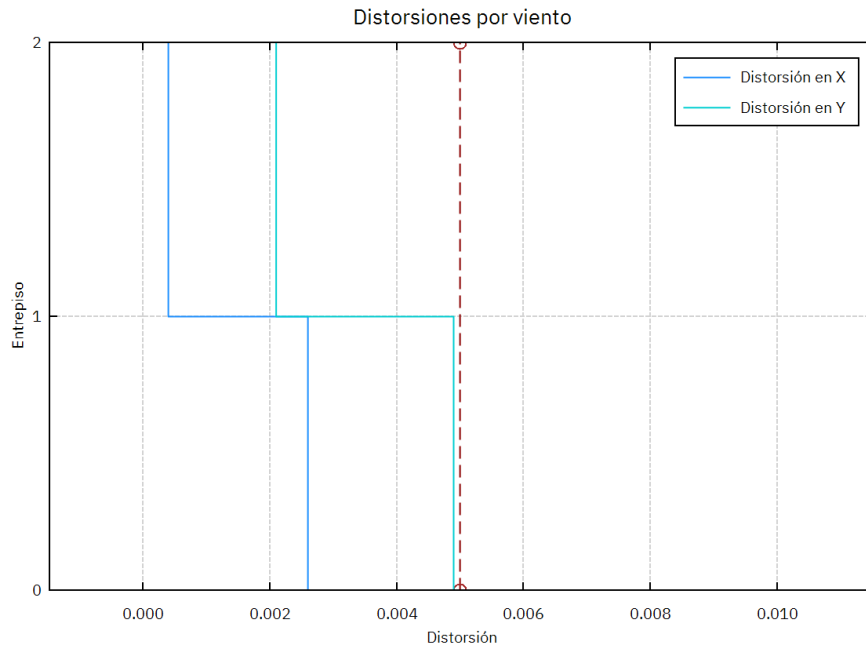


Figura 8.5: *Distorsiones viento*

En conclusión; de acuerdo con las máximas distorsiones presentadas en la [Figura 8.5](#), como los resultados mostrados en la [Tabla 8.4](#), debido a que en ningún caso se excede el límite establecido, la estructura experimentará un comportamiento adecuado ante la acción del viento.

DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se ejemplificará el diseño de algunos de los miembros estructurales, así como la conexiones según lo establecido por el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*, por motivos de practicidad, el resto de elementos se verifican por medio de hojas de cálculo.

9.1. Columna sometida a flexión biaxial y compresión

A continuación se revisan los efectos de flexión biaxial y compresión con pandeo respecto a ambos ejes según 6.3.2 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*, presentados en una columna.

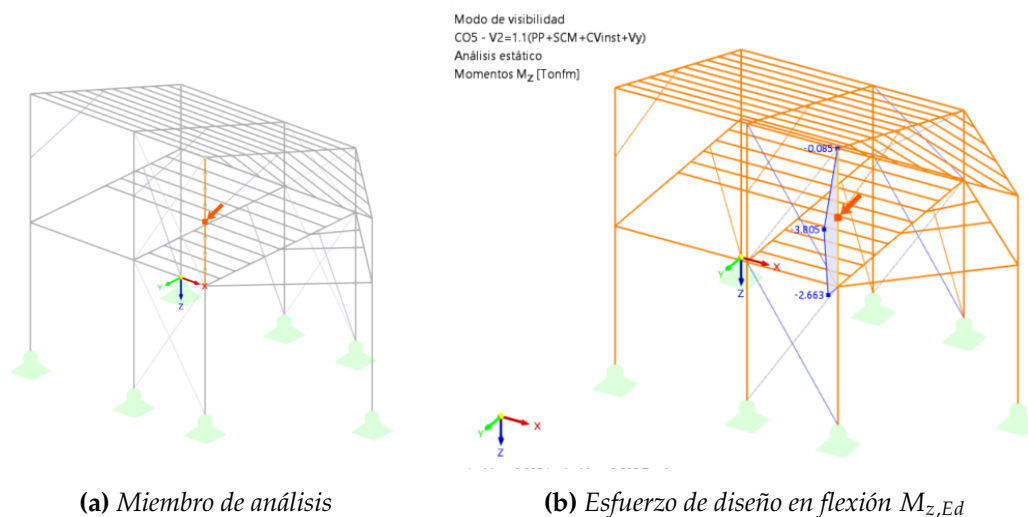


Figura 9.1: Miembro de análisis

En la *Tabla 9.1* se mostrará la clase y duración de carga al que está sometida.

En la *Tabla 9.2* se muestran los esfuerzos internos del análisis estructural en (ELU):

Resistencias de diseño según 2.4.1 ec. 2.14 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Cuadro 9.1: Clases de Duración de Carga y de Servicio

Clase de duración de carga	Permanente
Clase de servicio	3

Cuadro 9.2: Esfuerzos internos en ELU

Esfuerzo	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de compresión de cálculo	$N_{c,Ed}$	1.991	Tonf
Tensión de compresión de cálculo	$\sigma_{c,0,d}$	-0.195	N/mm ²
Momento flector de cálculo	$M_{y,Ed}$	-0.100	Tonfm
Valor de cálculo de la tensión de flexión en el eje y	$\sigma_{m,y,d}$	-0.235	N/mm ²
Momento flector de cálculo	$M_{z,Ed}$	-3.618	Tonfm
Valor de cálculo de la tensión de flexión en el eje z	$\sigma_{m,z,d}$	-5.323	N/mm ²
Longitud de la barra equivalente	$L_{cr,y}$	3.700	m
Longitud de la barra equivalente	$L_{cr,z}$	3.700	m
Radio de giro	i_y	72.2	mm
Radio de giro	i_z	115.5	mm

Resistencia de cálculo a compresión $f_{c,0,d}$

$$\begin{aligned}
 f_{c,0,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} \\
 &= 0.50 \cdot \frac{22.00 \text{ N/mm}^2}{1.30} \\
 &= 8.462 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{9.1}$$

Valor de cálculo de la resistencia a flexión $f_{m,y,d}$

$$\begin{aligned}
 f_{m,y,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} \\
 &= 0.50 \cdot \frac{22.00 \text{ N/mm}^2}{1.30} \\
 &= 8.462 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{9.2}$$

Valor de cálculo de la resistencia a flexión $f_{m,z,d}$

$$\begin{aligned}
 f_{m,z,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_M} \\
 &= 0.50 \cdot \frac{22.00 \text{ N/mm}^2}{1.30} \\
 &= 8.462 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{9.3}$$

Relaciones de esbeltez en ambos ejes longitudinales

Relación de esbeltez λ_y sobre el eje y

$$\begin{aligned}\lambda_y &= \frac{L_{cr,y}}{i_y} \\ &= \frac{3.70 \text{ m}}{72.20 \text{ mm}} \\ &= 51.27\end{aligned}\quad (9.4)$$

Relación de esbeltez λ_z sobre el eje z

$$\begin{aligned}\lambda_z &= \frac{L_{cr,z}}{i_z} \\ &= \frac{3.70 \text{ m}}{115.50 \text{ mm}} \\ &= 32.04\end{aligned}\quad (9.5)$$

Relaciones de esbeltez efectivas ambos ejes longitudinales según 6.3.2 ec. 6.21 y 6.22 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Relación de esbeltez relativa sobre el eje y $\lambda_{rel,y}$

$$\begin{aligned}\lambda_{rel,y} &= \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05,y}}} \\ &= \frac{51.27}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{22.00 \text{ N/mm}^2}{89735.000 \text{ Kgf/cm}^2}} \\ &= 0.82\end{aligned}\quad (9.6)$$

Relación de esbeltez relativa sobre el eje z $\lambda_{rel,z}$

$$\begin{aligned}\lambda_{rel,z} &= \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05,z}}} \\ &= \frac{32.04}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{22.00 \text{ N/mm}^2}{89735.000 \text{ Kgf/cm}^2}} \\ &= 0.51\end{aligned}\quad (9.7)$$

$$\lambda_{rel,y} > 0.3 \text{ o } \lambda_{rel,z} > 0.3 \quad (9.8)$$

Factor de inestabilidad según 6.3.2 ec. 6.25 Y 2.26 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Factor de inestabilidad k_y

$$\begin{aligned} k_y &= 0.5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + (\lambda_{rel,y})^2 \right) \\ &= 0.5 \cdot \left(1 + 0.10 \cdot (0.82 - 0.3) + (0.82)^2 \right) \\ &= 0.86 \end{aligned} \quad (9.9)$$

Factor de inestabilidad k_z

$$\begin{aligned} k_z &= 0.5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + (\lambda_{rel,z})^2 \right) \\ &= 0.5 \cdot \left(1 + 0.10 \cdot (0.51 - 0.3) + (0.51)^2 \right) \\ &= 0.64 \end{aligned} \quad (9.10)$$

Factor de inestabilidad según 6.3.2 ec. 6.27 Y 2.28 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Factor de inestabilidad $k_{c,y}$

$$\begin{aligned} k_{c,y} &= \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y)^2 - (\lambda_{rel,y})^2}} \\ &= \frac{1}{0.87 + \sqrt{(0.86)^2 - (0.82)^2}} \\ &= 0.89 \end{aligned} \quad (9.11)$$

Factor de inestabilidad $k_{c,z}$

$$\begin{aligned} k_{c,z} &= \frac{1}{k_z + \sqrt{(k_z)^2 - (\lambda_{rel,z})^2}} \\ &= \frac{1}{1.94 + \sqrt{(0.64)^2 - (0.51)^2}} \\ &= 0.97 \end{aligned} \quad (9.12)$$

Criterio de cálculo η según 6.3.2 ec. 6.23, 6.24 y 6.3.2 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \left| \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right| \\ &= \left| \frac{-0.195 \text{ N/mm}^2}{0.89 \cdot 8.462 \text{ N/mm}^2} + \frac{-0.235 \text{ N/mm}^2}{8.462 \text{ N/mm}^2} + 0.70 \cdot \frac{-5.323 \text{ N/mm}^2}{8.462 \text{ N/mm}^2} \right| \quad (9.13) \\ &= 0.494\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_2 &= \left| \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right| \\ &= \left| \frac{-0.195 \text{ N/mm}^2}{0.97 \cdot 8.462 \text{ N/mm}^2} + 0.70 \cdot \frac{-0.235 \text{ N/mm}^2}{8.462 \text{ N/mm}^2} + \frac{-5.323 \text{ N/mm}^2}{8.462 \text{ N/mm}^2} \right| \quad (9.14) \\ &= 0.672\end{aligned}$$

Verificación del cumplimiento normativo según el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

$$\begin{aligned}\eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\ &= \max(0.494, 0.672) \quad (9.15) \\ &= 0.672\end{aligned}$$

$$\eta = 0.672 \leq 1 \checkmark \quad (9.16)$$

9.1.1. Revisión del cortante en la columna

Cortante y torsión según 2.4.1 y 6.17 ec. 2.14 y 6.13 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*.

Valores de diseño

$$\begin{aligned}f_{v,z,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,z,k}}{\gamma_M} \\ &= 0.50 \cdot \frac{3.500 \text{ N/mm}^2}{1.30} \quad (9.17) \\ &= 1.346 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{v,y,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,y,k}}{\gamma_M} \\ &= 0.50 \cdot \frac{3.500 \text{ N/mm}^2}{1.30} \quad (9.18) \\ &= 1.346 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Esfuerzos tangenciales de corte

$$\begin{aligned}\tau_{xy,d} &= \frac{\tau_{xy}}{k_{Cr}} \\ &= \frac{0.121 \text{ N/mm}^2}{0.71} \\ &= 0.169 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\quad (9.19)$$

$$\begin{aligned}\tau_{xz,d} &= \frac{\tau_{xz}}{k_{Cr}} \\ &= \frac{0.000 \text{ N/mm}^2}{0.71} \\ &= 0.000 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\quad (9.20)$$

$$\frac{|\tau_{xz,d}|}{f_{v,z,d}} \leq \eta_{\tau_{xz,lim}} \quad (9.21)$$

Verificación del cumplimiento normativo según el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \frac{\tau_{tor,d}}{k_{forma} \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{xy,d}}{f_{v,y,d}} \right)^2 \\ &= \frac{0.151 \text{ N/mm}^2}{1.08 \cdot 1.346 \text{ N/mm}^2} + \left(\frac{0.169 \text{ N/mm}^2}{1.346 \text{ N/mm}^2} \right)^2 \\ &= 0.119 \\ \eta &= 0.119 \leq 1 \checkmark\end{aligned}\quad (9.22)$$

9.2. Trabe sometida a flexión biaxial y compresión

Flexión biaxial y compresión con pandeo respecto a ambos ejes según 6.3.2 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* en traves.

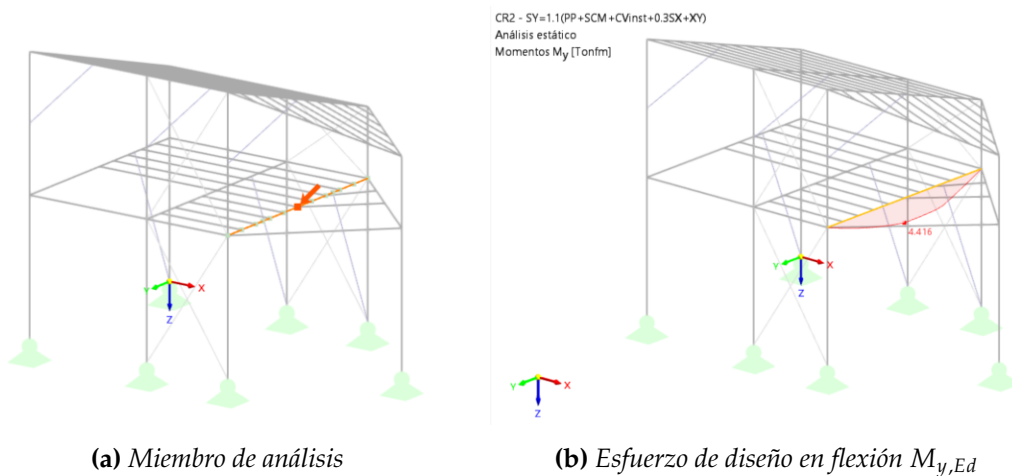


Figura 9.2: Miembro de análisis

En la **Tabla 9.3** se mostrará la clase y duración de carga al que está sometida.

Cuadro 9.3: Clases de Duración de Carga y de Servicio

Clase de duración de carga	Permanente
Clase de servicio	1

En la **Tabla 9.4** se muestran los esfuerzos internos del análisis estructural en (ELU):

Cuadro 9.4: Esfuerzos internos en ELU

Esfuerzo	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de compresión de cálculo	$N_{c,Ed}$	0.311	Tonf
Tensión de compresión de cálculo	$\sigma_{c,0,d}$	-0.038	N/mm ²
Momento flector de cálculo	$M_{y,Ed}$	4.412	Tonfm
Valor de cálculo de la tensión de flexión en el eje y	$\sigma_{m,y,d}$	-8.113	N/mm ²
Momento flector de cálculo	$M_{z,Ed}$	0.203	Tonfm
Valor de cálculo de la tensión de flexión en el eje z	$\sigma_{m,z,d}$	-0.746	N/mm ²
Longitud de la barra equivalente	$L_{cr,y}$	6.000	m
Longitud de la barra equivalente	$L_{cr,z}$	6.000	m
Radio de giro	i_y	115.5	mm
Radio de giro	i_z	57.7	mm

Resistencias de diseño según 2.4.1 ec. 2.14 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Resistencia de cálculo a compresión $f_{c,0,d}$

$$\begin{aligned}
 f_{c,0,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} \\
 &= 0.60 \cdot \frac{22.000 \text{ N/mm}^2}{1.30} \\
 &= 10.154 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}
 \tag{9.23}$$

Valor de cálculo de la resistencia a flexión $f_{m,y,d}$

$$\begin{aligned}
 f_{m,y,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} \\
 &= 0.60 \cdot \frac{22.000 \text{ N/mm}^2}{1.30} \\
 &= 10.154 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{9.24}$$

Valor de cálculo de la resistencia a flexión $f_{m,z,d}$

$$\begin{aligned}
 f_{m,z,d} &= k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_M} \\
 &= 0.60 \cdot \frac{22.000 \text{ N/mm}^2}{1.30} \\
 &= 10.154 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{9.25}$$

Relaciones de esbeltez en ambos ejes longitudinales

Relación de esbeltez λ_y sobre el eje y

$$\begin{aligned}
 \lambda_y &= \frac{L_{cr,y}}{i_y} \\
 &= \frac{6.000 \text{ m}}{115.5 \text{ mm}} \\
 &= 51.96
 \end{aligned} \tag{9.26}$$

Relación de esbeltez λ_z sobre el eje z

$$\begin{aligned}
 \lambda_z &= \frac{L_{cr,z}}{i_z} \\
 &= \frac{6.000 \text{ m}}{57.7 \text{ mm}} \\
 &= 103.92
 \end{aligned} \tag{9.27}$$

Relaciones de esbeltez efectivas ambos ejes longitudinales según 6.3.2 ec. 6.21 y 6.22 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Relación de esbeltez relativa sobre el eje y $\lambda_{rel,y}$

$$\begin{aligned}
 \lambda_{rel,y} &= \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05,y}}} \\
 &= \frac{51.96}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{22.000 \text{ N/mm}^2}{89735.000 \text{ Kgf/cm}^2}} \\
 &= 0.83
 \end{aligned} \tag{9.28}$$

Relación de esbeltez relativa sobre el eje z $\lambda_{rel,z}$

$$\begin{aligned}\lambda_{rel,z} &= \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05,z}}} \\ &= \frac{103.92}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{22.000 \text{ N/mm}^2}{89735.000 \text{ Kg/cm}^2}} \\ &= 1.65\end{aligned}\tag{9.29}$$

$$\lambda_{rel,y} > 0.3 \text{ o } \lambda_{rel,z} > 0.3\tag{9.30}$$

Factor de inestabilidad según 6.3.2 ec. 6.25 Y 2.26 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Factor de inestabilidad k_y

$$\begin{aligned}k_y &= 0.5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + (\lambda_{rel,y})^2\right) \\ &= 0.5 \cdot \left(1 + 0.10 \cdot (0.83 - 0.3) + (0.83)^2\right) \\ &= 0.87\end{aligned}\tag{9.31}$$

Factor de inestabilidad k_z

$$\begin{aligned}k_z &= 0.5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + (\lambda_{rel,z})^2\right) \\ &= 0.5 \cdot \left(1 + 0.10 \cdot (1.65 - 0.3) + (1.65)^2\right) \\ &= 1.94\end{aligned}\tag{9.32}$$

Factor de inestabilidad según 6.3.2 ec. 6.27 Y 2.28 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

Factor de inestabilidad $k_{c,y}$

$$\begin{aligned}k_{c,y} &= \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y)^2 - (\lambda_{rel,y})^2}} \\ &= \frac{1}{0.87 + \sqrt{(0.87)^2 - (0.83)^2}} \\ &= 0.88\end{aligned}\tag{9.33}$$

Factor de inestabilidad $k_{c,z}$

$$\begin{aligned}
 k_{c,z} &= \frac{1}{k_z + \sqrt{(k_z)^2 - (\lambda_{rel,z})^2}} \\
 &= \frac{1}{1.94 + \sqrt{(1.94)^2 - (1.65)^2}} \\
 &= 0.34
 \end{aligned} \tag{9.34}$$

Criterio de cálculo η según 6.3.2 ec. 6.23, 6.24 y 6.3.2 del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

$$\begin{aligned}
 \eta_1 &= \left| \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right| \\
 &= \left| \frac{-0.038 \text{ N/mm}^2}{0.88 \cdot 10.154 \text{ N/mm}^2} + \frac{-8.113 \text{ N/mm}^2}{10.154 \text{ N/mm}^2} + 0.70 \cdot \frac{-0.746 \text{ N/mm}^2}{10.154 \text{ N/mm}^2} \right| \\
 &= 0.855
 \end{aligned} \tag{9.35}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_2 &= \left| \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right| \\
 &= \left| \frac{-0.038 \text{ N/mm}^2}{0.34 \cdot 10.154 \text{ N/mm}^2} + 0.70 \cdot \frac{-8.113 \text{ N/mm}^2}{10.154 \text{ N/mm}^2} + \frac{-0.746 \text{ N/mm}^2}{10.154 \text{ N/mm}^2} \right| \\
 &= 0.644
 \end{aligned} \tag{9.36}$$

Verificación del cumplimiento normativo según el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*

$$\begin{aligned}
 \eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\
 &= \max(0.855, 0.644) \\
 &= 0.855
 \end{aligned} \tag{9.37}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\
 &= \max(0.855, 0.644) \\
 &= 0.855 \\
 \eta &= 0.855 \leq 1 \checkmark
 \end{aligned} \tag{9.38}$$

9.3. Conexiones

9.3.1. Conexiones a corte con Alumidi by Rothoblaas®

Consideraciones de diseño establecidas por Rothoblaas®

Para el diseño de conexiones a corte, se utilizarán conexiones de línea comerciales, a continuación se presentan las hipótesis de cálculo establecidas por Rothoblaas®, para la verificación de resistencia.

- Los valores de resistencia del sistema de fijación son válidos para las hipótesis de cálculo definidas en la tabla.
- En la fase de cálculo se ha considerado una densidad de los elementos de madera de $\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$.
- Los coeficientes k_{mod} y γ_M se deben tomar de acuerdo con la normativa vigente utilizada para el cálculo.
- El dimensionamiento y la comprobación de los elementos de madera se tienen que calcular aparte.

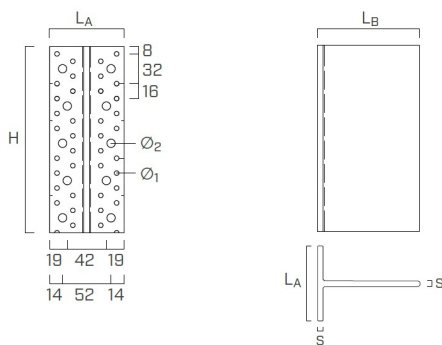


Figura 9.3: ALUMIDI 360 by Rothoblaas® sin agujeros. Imagen capturada del catálogo comercial. Todos los derechos para Rothoblaas®

ALUMIDI 360 by Rothoblaas®

Espesor	s	6mm
Ancho ala	L_A	80mm
Longitud cuerpo	L_B	109.4mm
Agujeros pequeños ala	ϕ_1	5.0mm
Agujeros grandes ala	ϕ_2	9.0mm
Agujeros cuerpo	ϕ_3	13.0mm
Altura	H	360mm
Pasadores SBD	Φ	7.5mm
Cantidad	#	8
Tornillos LBS	Φ	5.0mm
Cantidad	#	70
Corte vertical	F_v	130.7 kN
Corte lateral Alumidi	$F_{lat,k,alu}$	16.3 kN
Corte lateral madera	$F_{lat,k,beam}$	40.1 kN
Resistencia axial	F_{ax}	119.4kN

Resistencia al corte F_v

Conexiones tipo Madera-Madera

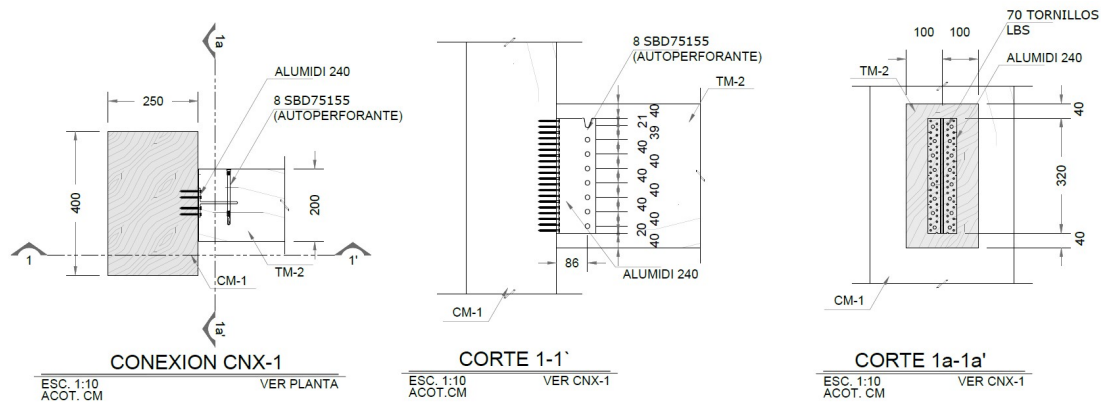


Figura 9.4: Conexión para corte en traves principales

- Los valores característicos respetan la normativa *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* en conformidad con ETA-09/0361 y son evaluados según el método experimental Rothoblaas®.
- Los valores de proyecto se obtienen a partir de los valores característicos de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (9.39)$$

$$R_d = \frac{130.7kN \cdot 0.60}{1.25} = 62.736kN \quad (9.40)$$

- En algunos casos, la resistencia al corte $R_{v,k}$ de la conexión es especialmente alta y puede superar la resistencia al corte de la viga secundaria. Por lo tanto, se aconseja prestar especial atención a la verificación al corte de la sección reducida del elemento de madera en correspondencia con el soporte.

Resistencia al corte lateral y carga axial $|F_{lat}| F_{ax}$

Conexiones tipo Madera-Madera

- Los valores característicos respetan la normativa EN 1995-1-1 en conformidad con ETA-09/0361.
- Los valores de proyecto se obtienen a partir de los valores característicos de la siguiente manera:

$$R_{lat,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{lat,k,alu}}{\gamma_{M,alu}} \\ \frac{R_{lat,k,beam} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M,T}} \end{array} \right. \quad (9.41)$$

$$R_{lat,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{16.3kN}{1.25} = 13.04kN \\ \frac{40.1kN \cdot 0.60}{1.25} = 19.25kN \end{array} \right. = 13.04kN \quad (9.42)$$

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (9.43)$$

$$R_{ax,d} = \frac{119.4kN \cdot 0.6}{1.25} = 57.312kN \quad (9.44)$$

Acciones combinadas

Revisión de conexión ante acciones combinadas.

$$\left(\frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (9.45)$$

$$\left(\frac{34.0781kN}{62.736kN} \right)^2 + \left(\frac{3.5108kN}{13.04kN} \right)^2 + \left(\frac{11.2776kN}{57.312kN} \right)^2 = 0.4063 \leq 1 \checkmark \quad (9.46)$$

9.3.2. Conexiones a momento en marcos

Determinación de esfuerzos internos por perno

Distribución elástica de la carga

En una junta, los sujetadores individuales recibirán diferentes cargas dependiendo de la carga global aplicada a la junta. En tensión y compresión, se trata de calcular los componentes de carga y aplicarlos al sujetador individual. Suponga una junta de madera cargada con una carga excéntrica vertical con brazo de palanca e con respecto al centro de gravedad de la junta.

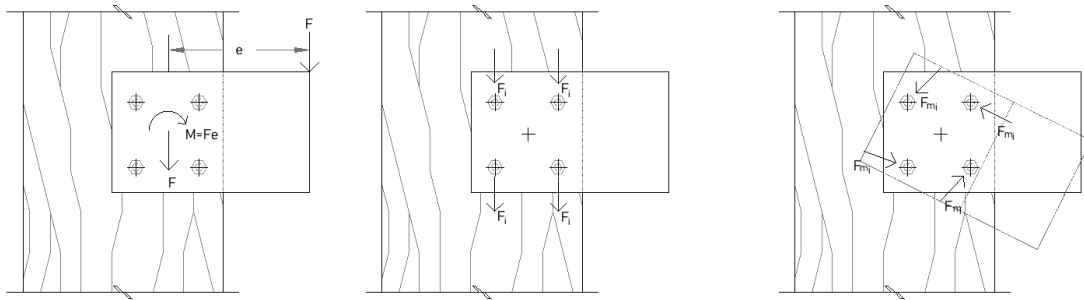


Figura 9.5: Distribución elástica de las cargas

La distribución elástica de la carga puede entonces determinarse según [Godonou \(2022\)](#) mediante los siguientes pasos:

1. Convertir las fuerzas excéntricas al centro de gravedad del grupo de sujetadores.
2. La fuerza vertical en cada sujetador es $F_{yi} = F/n$, donde n es el número de sujetadores.
3. Del momento $M = F \cdot e$ resulta el vector de carga F_{mi} . Suponiendo una relación lineal fuerza-desplazamiento, $F_{mi} = K\delta = K\alpha r_i$, donde K es el módulo de deslizamiento del conector, δ es el desplazamiento debido a la rotación en la junta y α es el ángulo de rotación, ver figura inferior.
4. El momento externo y la suma de los momentos internos deben ser iguales:

$$M = F \cdot e = \sum r_i F_{mi} = \sum r_i K\alpha r_i = K\alpha \sum r_i^2$$
5. El término $\sum r_i^2$ es una característica de la junta y se llama momento polar de inercia: $I_p = \sum r_i^2 = \sum (x_i^2 + y_i^2)$
6. El componente de carga F_{mi} puede establecerse ahora a través de:

$$F_{mi} = K\alpha r_i = \frac{Mr_i}{I_p}$$

$$F_{mxi} = -\frac{My_i}{I_p}; \quad F_{myi} = \frac{Mx_i}{I_p}$$

7. La suma vectorial da el efecto de carga en un sujetador (incluyendo $F_{xi} = F_x/n$ en el caso general cuando la carga externa F tiene una componente F_x en la dirección x):

$$F_i = \sqrt{(F_{xi} + F_{mxi})^2 + (F_{yi} + F_{myi})^2}$$

8. F_i debe compararse con la capacidad de un sujetador.

A continuación en el código **Listing 9.1** se describe el procedimiento para la obtención de dichos esfuerzos.

```

1  % Definición de variables
2  a = 50; % mm espacios en x
3  b = 180; % mm espacio en y
4  M = 0.5204; % tonnef*m Momento resistente
5  columns = 5;
6  filas = 2;
7  k = 1;
8
9  % Generación de coordenadas de grupo de pernos
10 for i = 1:filas
11     for j = 1:columns
12         x(k) = a * (j - 1);
13         y(k) = b * (i - 1);
14         k = k + 1;
15     end
16 end
17 n = length(x);
18
19 % Cálculo del centroide de la conexión
20 x_c = (1 / n) * sum(x);
21 y_c = (1 / n) * sum(y);
22
23 % Colocación de coordenadas de elementos de conexión respecto al centroide como el
    ↪ punto cero
24 x = x - x_c;
25 y = y - y_c;
26
27 % Cálculo del momento polar de inercia del grupo de conectores
28 I_p = sum(x.^2 + y.^2);
29
30 % Fuerzas por pernos en ambas direcciones ortogonales
31 F_mx = (M * y) / I_p;
32 F_my = (M * x) / I_p;
33
34 % Máximos
35 max_F_mx = max(F_mx);
36 max_F_my = max(F_my);

```

Listing 9.1: Código para esfuerzos por sujetador, considerando un distribución lineal de esfuerzos

Fuerza en máxima en cada dirección ortogonal por perno	Valor
F_{mx}	3.51×10^3 N
F_{my}	3.90×10^3 N

Cuadro 9.5: Valores máximos de las fuerzas por perno F_{mx} y F_{my}

Resistencia característica de los pernos en unión madera-placa-madera por vía de pernos

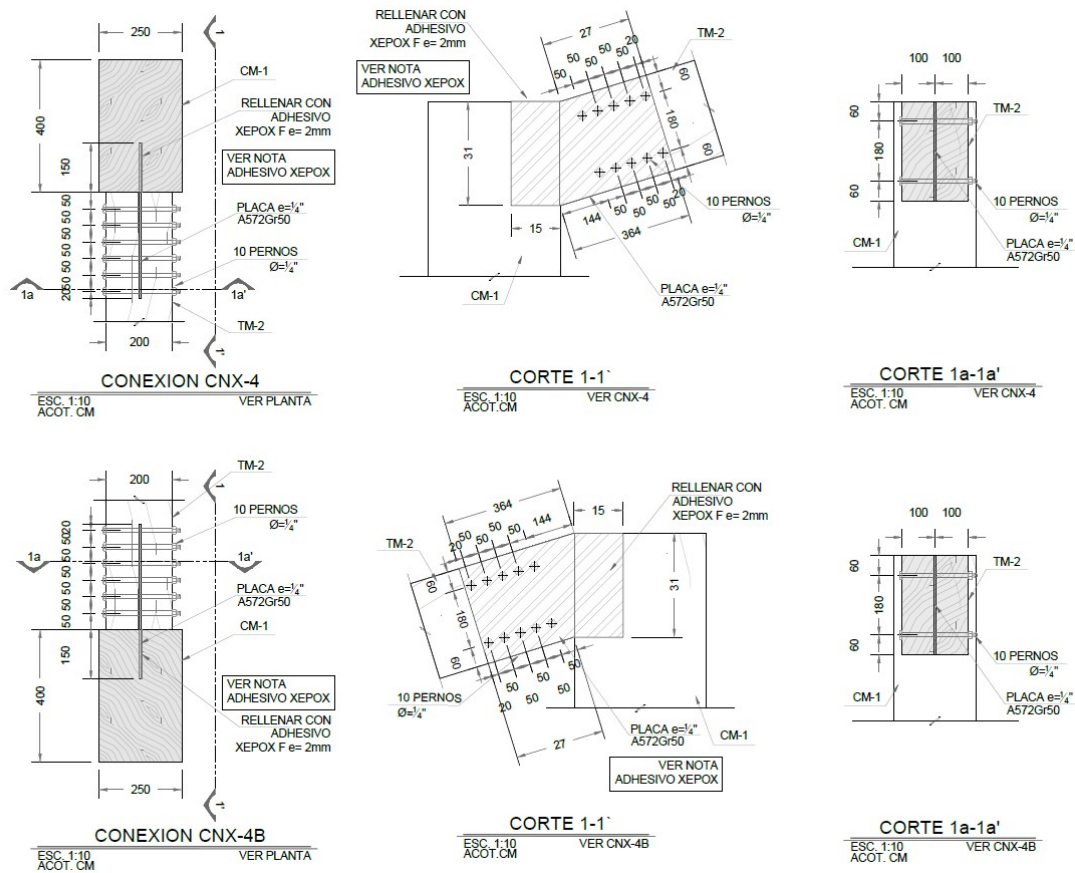


Figura 9.6: Conexión tipo para marcos en dirección X

La resistencia de incrustación característica de la viga de madera paralela a la beta según el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* ecuación (8.32) es:

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot \left(\rho_k \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \right) \cdot \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \cdot \text{Nmm}^{-2} \quad (9.47)$$

$$f_{h,0,k} = 26.70 \text{ N/mm}^2 \quad (9.48)$$

El factor $k_{90} = 1.35 + 0.015 \cdot d \text{ mm}^{-1}$, donde $k_{90} = 1.53$ para madera blanda, k_{90} . Según el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* ecuación (8.33) con $\alpha = 90 \text{ deg}$ es:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} \quad (9.49)$$

$$f_{h,\alpha,k} = 8.16 \text{ N/mm}^2 \quad (9.50)$$

El momento característico de cedencia de un perno, $M_{y.Rk}$. Según el *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*, ecuación (8.30) es:

$$M_{y.Rk} = 0.3 \cdot \left(f_{u.k} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right) \cdot \left(\frac{d}{\text{mm}} \right)^{2.6} \text{ N mm} \quad (9.51)$$

$$M_{y.Rk} = 7.67 \times 10^4 \text{ N mm} \quad (9.52)$$

La resistencia a tensión del perno

$$F_{1ax.Rk} = f_{u.k} \cdot A_{b,t} \quad (9.53)$$

$$F_{1ax.Rk} = 3.37 \times 10^4 \quad (9.54)$$

La capacidad de carga del perno, $F_{ax.Rk}$, se calcula como:

$$F_{ax.Rk} = \min(F_{1ax.Rk}, F_{2ax.Rk}) \quad (9.55)$$

$$F_{ax.Rk} = 6.64 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.56)$$

Para una unión central de placa de acero a madera con pernos en doble corte, la resistencia lateral característica por plano de corte es la menor de las ecuaciones (10.16), (10.17) y (10.18) del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)*.

Modo de falla (f):

$$F_{v.Rk.f} = f_{h.a.k} \cdot t_s \cdot d \quad (9.57)$$

$$F_{v.Rk.f} = 1.99 \times 10^4 \text{ N} \quad (9.58)$$

Modo de falla (g):

$$F_{v.Rk.g} = f_{h.a.k} \cdot t_s \cdot d \cdot \left[\left(2 + 4 \cdot \frac{M_{y.Rk}}{f_{h.a.k} \cdot d \cdot t_s^2} \right)^{0.5} - 1 \right] + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \quad (9.59)$$

$$F_{v.Rk.g} = 8.16 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.60)$$

Modo de falla (h):

$$F_{v.Rk.h} = 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \quad (9.61)$$

$$F_{v.Rk.h} = 1.08 \times 10^4 \text{ N} \quad (9.62)$$

El valor máximo de $\frac{F_{ar,Rk}}{4}$ es:

$$Fm_{ax,Rk} = f_{h.ak.k} \cdot t_s \cdot d \cdot \left[\left(2 + 4 \cdot \frac{M_{yRk}}{f_{h.ak.k} \cdot d \cdot t_s^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad (9.63)$$

$$Fm_{ax,Rk} = 6.50 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.64)$$

Es decir, $Fm_{ax,Rk} < F_{ax,Rk}$, por lo tanto, la resistencia axial debe limitarse al 25 % de la parte de Johansen:

Modo de falla (g):

$$F1_{v,Rk.g} = 1.25 \cdot f_{h.k} \cdot t_s \cdot d \cdot \left[\left(2 + 4 \cdot \frac{M_{y,Rk}}{f_{h.ak.k} \cdot d \cdot t_s^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad (9.65)$$

$$F1_{v,Rk.g} = 8.13 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.66)$$

Modo de falla (h):

$$F1_{v,Rk.h} = 1.25 \cdot 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h.ak.k} \cdot d} \quad (9.67)$$

$$F1_{v,Rk.h} = 1.15 \times 10^4 \text{ N} \quad (9.68)$$

La resistencia lateral característica por plano de corte por perno,

$F_{v,Rk}$ es:

$$F_{v,Rk} = \min (F_{v,Rk.f}, F_{v,Rk.g}, F_{v,Rk.h}, F1_{v,Rk.g}, F1_{v,Rk.h}) \quad (9.69)$$

$$F_{v,Rk} = 8.13 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{es decir, modo de falla (g)} \quad (9.70)$$

La capacidad de carga de diseño por perno por plano de corte, $F_{v,Rd}$ es:

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod.med} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_{M.connection}} \quad (9.71)$$

$$F_{v,Rd} = 5.62 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.72)$$

La carga de diseño en el perno g por $F_d = 5.62 \times 10^3 \text{ N} > F_{my} = 3.90 \times 10^3$ plano de corte, F_d

La carga de diseño es menor que la capacidad del perno ✓

La capacidad de carga característica por plano de corte por perno basada en el modo de falla (g), $FH_{v,Rk.g}$, paralela a la beta:

$$FH_{v.Rk.g} = (1.25)f_{h.0.k} \cdot t_s \cdot d \cdot \left[\left(2 + 4 \cdot \frac{M_{y.Rk}}{f_{h.0.k} \cdot d \cdot t_s^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad (9.73)$$

$$FH_{v.Rk.g} = 9.39 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.74)$$

Según las ecuaciones (10.45) y (8.34) del *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004)* se revisa el número efectivo de pernos.

Número de pernos por corte $n_b = 5$ por plano en la fila, n_b

Número efectivo de pernos por plano de corte en la fila, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left[n_b, n_b^{0.9} \cdot \left(\frac{100 \text{ mm}}{13 d} \right)^{0.25} \right] \quad (9.75)$$

$$n_{ef} = 3.20 \quad (9.76)$$

Capacidad de fuerza de diseño por perno por plano de corte paralelo a la fibra teniendo en cuenta el efecto del espaciado de los pernos, FH_h

Componente de fuerza de diseño por perno por plano de corte paralelo a la fibra en cada uno de los pernos en la fila, FH_g

$$FH_h = n_{ef} \cdot \frac{1}{n_b} \cdot FH_{v.Rk.g} \cdot \frac{k_{mod.med}}{\gamma_{M.connection}} \quad (9.77)$$

$$FH_h = 6.01 \times 10^3 \text{ N} \quad (9.78)$$

$FH_h = 6.01 \times 10^3 \text{ N} > F_{mx} = 3.51 \times 10^3$ el componente real de fuerza de diseño en cada perno paralelo a la fibra es menor que la fuerza de diseño permitida por perno; por lo tanto ✓

Rigidez al deslizamiento y rotacional

Rigidez al deslizamiento

$$k_{ser} = \frac{\rho_k^{1.5} \cdot d^{0.8}}{30} \quad (9.79)$$

$$k_{ser} = 21,708 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (9.80)$$

$$k_u = \frac{2}{3} \cdot k_{ser} \quad (9.81)$$

$$k_u = 14,472 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad (9.82)$$

Rigidez rotacional

$$c_{ry} := \sum_{i=1} k_{\text{ser}} \cdot r_i^2 \quad (9.83)$$

$$c_{ry} = 2,843.78 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (9.84)$$

CONCLUSIONES

Con base en el objetivo y el alcance establecidos, se logró analizar y diseñar una estructura de madera laminada en México, centrándose en su respuesta ante viento y sismo, empleando normativas nacionales e internacionales pertinentes. Se proporcionó un procedimiento detallado para la revisión y diseño de estas estructuras, promoviendo así su uso y conocimiento en la ingeniería estructural mexicana.

En términos generales, todos los elementos estructurales cumplen bajo los lineamientos normativos, asegurando de esta manera, el comportamiento adecuado de las estructuras, respecto a deformaciones y resistencias. Con base en los puntos anteriores, se concluye que el inmueble cumple satisfactoriamente con los requerimientos para garantizar la seguridad de sus ocupantes bajo la acción de cargas gravitacionales, ante la ocurrencia del sismo de diseño y bajo la acción del viento.

Respecto al comportamiento general las estructuras de madera, podemos concluir que es de suma importancia la revisión ante acciones, tanto sísmicas como de viento, aún en zonas de baja sismicidad y velocidades regionales bajas, debido a que suelen ser los desplazamientos los que rigen el diseño de la estructura, ya que son estructuras muy flexibles. También podemos destacar el correcto diseño de las uniones resulta indispensable para garantizar que la estructura se comporte de la manera más cercana a la idealización propuesta por el estructurista.

REFERENCIAS

Clavos – Especificaciones y métodos de prueba (2011). Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero.

Código Técnico De La Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural: Madera (2019).

D1.1/D1.1M, Structural Welding Code-Steel de la AWS, American Welding Society (2010).

EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures (2004).

EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures (2005).

EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures (2004).

EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (2004).

Godonou, Patrice (2022). *Design of Timber Structures: Structural Aspects of Timber Construction*. 3.ª ed. Vol. Volume 1. Stockholm: Swedish Wood. ISBN: 978-91-985212-5-2.

Larsson, Simon (2018). "Design Implications of Rigid Timber Gridshells: A Method for the Planning and Manufacture of Load-carrying, Rigid, Freeform Structures of Timber". Master's thesis. Gothenburg, Sweden: Chalmers University of Technology.

Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 5ª Edición (2014).

Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2015).

Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por viento (2020).

Norma Mexicana NMX-C-239-ONNCCE (2014).

Norma Mexicana NMX-C-322-ONNCCE (2014).

Norma Mexicana NMX-C-409-ONNCCE (1999).

Normas Técnicas Complementarias para Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2017).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (2020).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero con Comentarios (2020).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto con Comentarios (2021).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (2017).

Tornillos con cabeza hexagonal (1990). Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero.

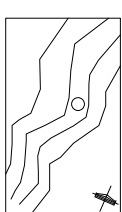
Tornillos, birlos y sujetadores roscados externamente de acero aleado, templados y revenidos (1990).
Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero.

ANEXOS



PROYECTO
20240111
MONTERREY SQUARE RETREAT

UBICACION
MONTERREY, NUEVO LEON, MEXICO



FECHA: ABRIL 2024
Escala: 1:100
AUTOR: MONTERREY SQUARE RETREAT
DISEÑADOR: MONTERREY SQUARE RETREAT
PROYECTO: MONTERREY SQUARE RETREAT

PROYECTO	FECHA
MONTERREY SQUARE RETREAT	ABRIL 2024

NOTAS

1. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
2. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
3. LOS SUELOS DEBEN SER HECHOS EN UN SOLA PLANO.
4. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
5. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
6. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
7. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
8. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
9. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.
10. LAS CUBIERTAS DEBEN SER HECHAS EN UN SOLA PLANO.

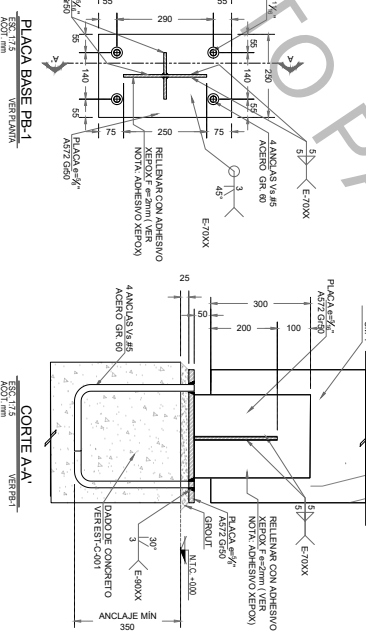
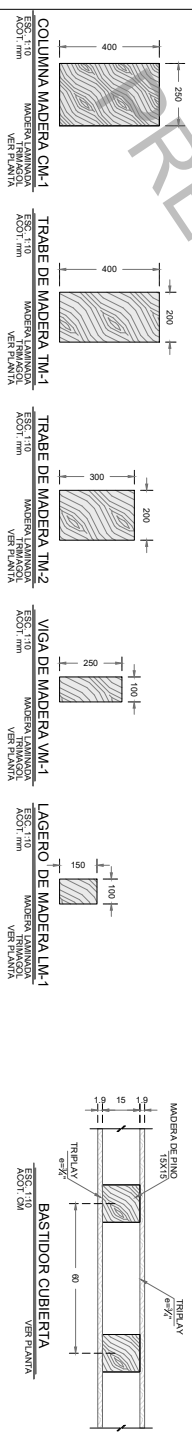
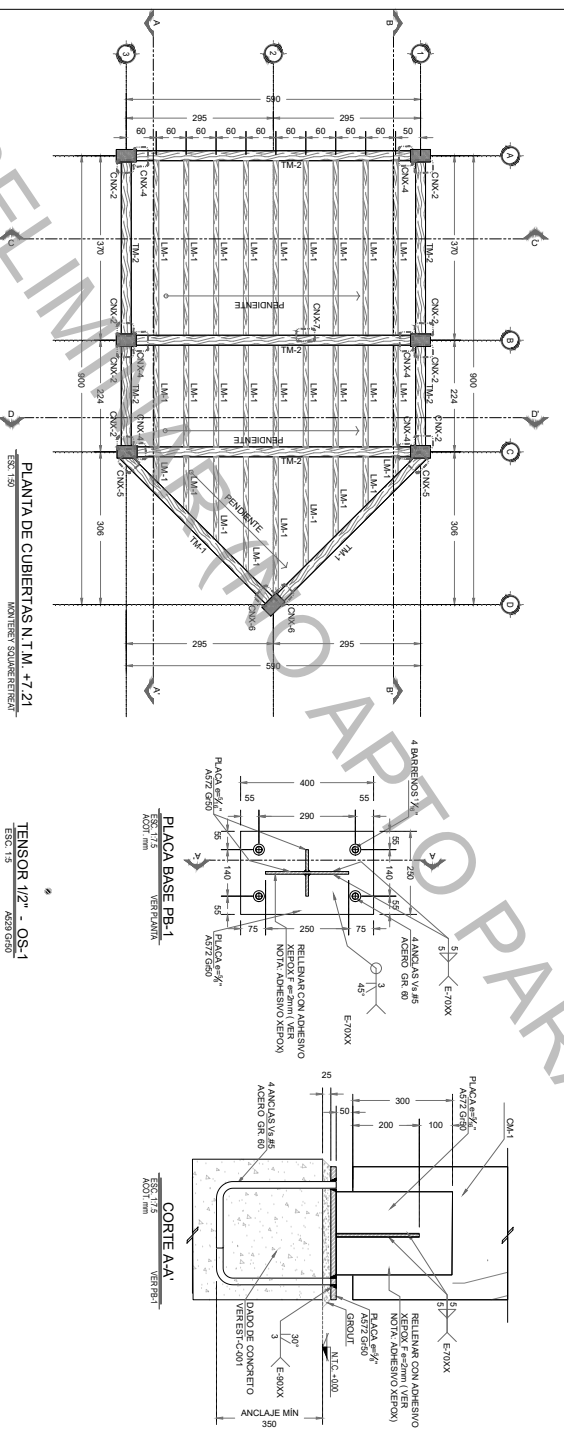
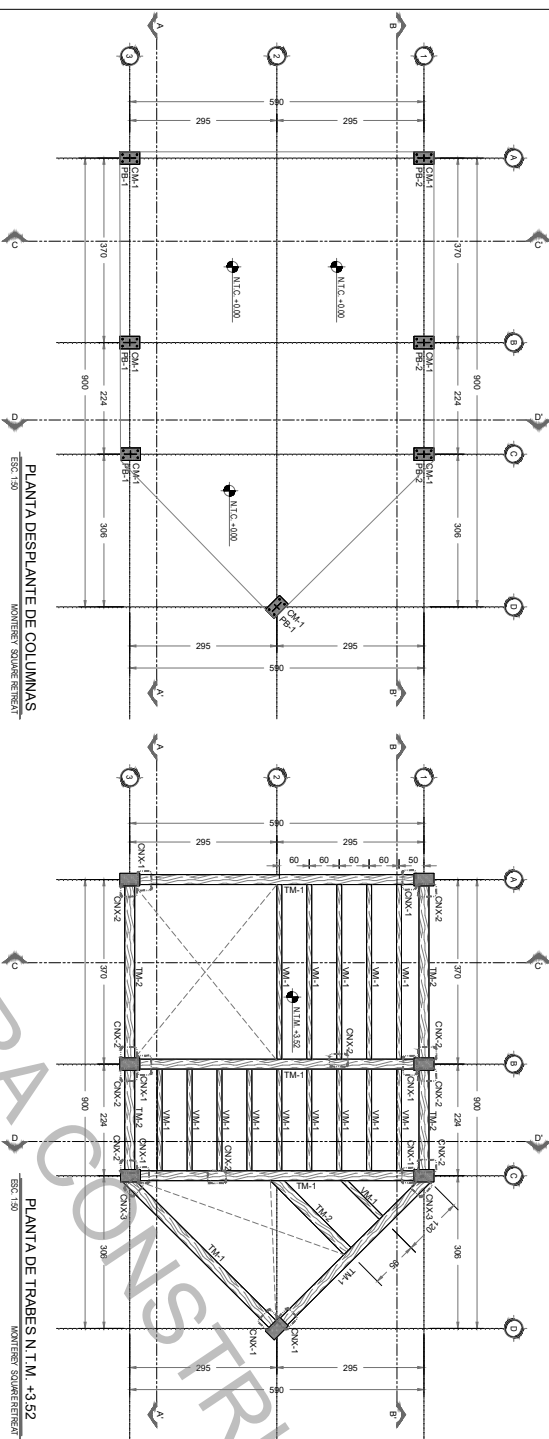
PLANTAS Y DESPLANTE

MSR-EST-01

ESC: 1:100

NOTA IMPORTANTE: ADESIVO EPOXICO

1. ALMACENAMIENTO DE ADESIOS. LOS ADESIOS EPOXICOS DEBEN ALMACENARSE A TEMPERATURA MODERADA ALEJADOS DE H₂O / 20°C. JANTO EN INVIERNO COMO EN VERANO. HASTA LA MARCHA DEL MOVIMIENTO DE SU USO NO DEBEN SER EXISTENTES EN EL ENTORNO. DEBEN SER ALMACENADOS EN SU ORIGINAL ADESIVO Y HACER QUE SEA DIFÍCIL LA PERDIDA DEL PRODUCTO DESDE LOS TUBOS Y LA EXTRUSION DE LOS CARTUCHOS. NO DEJAR LOS ENVASES EXPOSITOS AL SOL YA QUE LOS TIEMPOS DE POLIMERIZACION DEL PRODUCTO SE REDUCEN.
2. APLICACION DE ADESIVO. LA TEMPERATURA AMBIENTE ES DE APLICACION RECOMENDADA ES +10°C. SI LA TEMPERATURA AMBIENTE ES DEMASIADO BAJA, CALENTAR LOS PRODUCTOS DE APLICACION Y LOS INSERTOS METALICOS ANTES DE LA PERDIDA DEL PRODUCTO SI POR EL CONTRARIO LAS TEMPERATURAS FUERAN DEMASIADO ALTAS, ES PREFERIBLE EFECTUAR LAS PERDIDAS DE ADESIVO EN UN AMBIENTE FRESCO. ESTERILIZAR LOS TUBOS Y LAS CUBIERTAS DE LA JARABERA.
3. AGUJEROS Y FRESADOS. ANTES DE LA PERDIDA O LA INYECCION DEL ADESIVO, EL AGUJERO O LA HUELLA DEBEN SER LIMPIOS Y LIBRES DE CUALQUIER MATERIAL CONTAMINANTE. SI LAS PARTES SUJETAS A RESIMADO FUERAN MOJADAS O MAYOR CANTIDAD DE AGUA DE LLUVIA O LA HUMEDAD AMBIENTAL ALTA Y LIMPIARLAS CON UN PRODUCTO SECA. EL USO DE ADESIOS EPOXICO ESTA SIEMPRE RECOMENDADO EN AMBIENTES CON HUMEDAD RELATIVA SUPERIOR A APROXIMADAMENTE EL 18%.
4. JUNTOS CON PLACAS DE ACERO
- 4.1 PREPARACION DEL SOPORTE METALICO. LOS INSERTOS METALICOS DE ALUMINIO O INOXIDABLE DEBEN SER PREPARADOS EN UN ENTORNO LIMPIO Y SECA. EL METAL DEBE SER LIMPIADO Y PROTEGIDO CON UN MANO DE GRIPTON PARA EVITAR QUE SE ORDEN SOBRE EL METAL. EL METAL DEBE SER LIMPIADO Y PROTEGIDO CON UN MANO DE GRIPTON METALICA DE LOS BRAYOS DIRECTOS DEL SOL.
- 4.2 PREPARACION DEL PRODUCTO. PARA UTILIZAR EL PRODUCTO EN BARRAS, VERIFICAR EL ENDURECIMIENTO COMPONENTE B EN EL BUDIN QUE CONTIENE LA RESINA EPOXICA COMPONENTE A. MEZCLAR ENDEBIDAMENTE LOS DOS COMPONENTES DEBEN SER HECHOS EN UN SOLA PLANO. UTILIZAR UN MEZCLADOR ADECUADO CON PULVERIZADOR PARA MEZCLAR EL PRODUCTO. EL MEZCLADOR DEBE SER LIMPIADO Y PROTEGIDO CON UN MANO DE GRIPTON METALICA. OBTENER UNA MEZCLA CON UN COLOR HOMOGENEO A CONTINUACION. VERIFICAR EL COMUESTO OBTENIDO PARA SU APLICACION EN LAS BARRAS DE METALICO. EVITAR DE SOLARLO O DEJARLO EN CONTACTO CON LA HUMEDAD.
- 4.3 RESERVA. ES CONVENIENTE DEJAR UN EXCESO DE ADESIVO TEMPERADO CON UN ADECUADO FRESCO EN EL EXTREMO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA, COMO GARANTIA ADICIONAL DE LA FUNCIONALIDAD DEL SISTEMA DE CONJUNTO. SE RECOMIENDA UNA ESPESOR DE LAS PERDIDAS DE ADESIVO DE 10MM. EL ADESIVO DEBE SER APLICADO EN UN SOLA PLANO Y GARANTIZAR LA CORRECTA POSICION DE LOS INSERTOS METALICOS DENTRO DE LAS MIERDAS. SE ACORDA COLOCAR RAMBELLAS SEPARADORAS EN LOS INSERTOS METALICOS. APLICADAS DENTRO DE LA PASE DE POLIMERIZACION DE LA PROTECCION CON GRIPTON.



PRENSION MINIMA EN TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

DIAMETRO DEL TORNILLO	TORNILLOS GRUPO A (A2-70 Y EQUIVALENTES)	TORNILLOS GRUPO B (A4-70 Y EQUIVALENTES)	TORNILLOS GRUPO C (A4-70 Y EQUIVALENTES)
mm	kg	kg	kg
13	12	5,400	67
16	58	8,800	107
19	34	17,700	15,800
22	78	17,700	218
25	118	29,800	595
28	114	30,700	46,300
35	138	42,2	538
38	112	53,500	668

EL APORTE DEBES HACERSE EN EL MOMENTO DE LA FABRICACION DE LA VIGA, USANDO UN TRAMPAQUE DE DISEÑO ESPECIAL.

NOTA IMPORTANTE: TENSORES O CONTRAVIENTOS HORIZONTALES. LOS TENSORES O CONTRAVIENTOS HORIZONTALES NO DEBERIAN PRESENTAR CARGAS EN SU VIDA ÚTIL. ES RESPONSABILIDAD DEL TEMPALADRES QUE ESTOS ELEMENTOS TRABAJEN SIN DEFORMACIONES EN SU PLANO Y FIBRA DE ESTE.

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA

PROPIEDAD	UNIDADES	VALORES
FLEXION	f_b	kg/cm^2
TENSION PERMISIBLE A LA FIBRA	f_t	kg/cm^2
COMPRESION PARALELA A LA FIBRA	f_c	kg/cm^2
PERPENDICULAR A LA FIBRA	f_{c90}	kg/cm^2
CONTANTE	E	kg/cm^2
MODULO DE ELASTICIDAD	E_{90}	kg/cm^2
DENSIDAD MEDIA	ρ	kg/m^3

