



DISEÑO ESTRUCTURAL

Proyecto edificio de Facultad de Arquitectura – U.N.Cuyo
con tecnología CLT

Carrera: Ingeniería Civil
Año: 2019

Autores:

Del Fiol, Adriano
Quiroga, Jorge
Sabás, Joaquín

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Contenido

Introducción	3
Generalidades del proyecto	3
Ubicación.....	3
Características	4
Alternativa propuesta	4
Materiales a utilizar.....	4
Cross Laminated Timber (CLT).....	5
Ventajas.....	5
Antecedentes	6
Comercialización en el mundo	15
Aislación sísmica.....	20
Concepto de aislación sísmica:.....	20
Ventajas:.....	22
Antecedentes:	22
Prediseño de la estructura de base fija	25
1. Cargas permanentes o muertas (D)	25
o Losa maciza	25
o Losa madera	25
o Columnas de Hº Aº.....	26
o Vigas de Hº Aº	26
o Tabiques de Madera.....	26
o Columnas de Madera	26
o Vigas de Madera.....	26
o Total.....	26
2. Sobrecargas de diseño (L)	27
Peso unitario de la estructura	27
Verificación con respecto al modelo computacional.....	27
o Suma de los pesos vs reacciones.....	27
Modelo computacional ETABS de base fija.....	28
Materiales	29

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Pino Paraná y Hormigón H-30:	29
Secciones	29
Asignación de cargas	30
Método estático	30
Espectro de diseño	30
Cálculo de acciones horizontales	33
Análisis estático	34
Distribución en altura.....	35
Cálculo de los aisladores de la estructura.....	36
Modelo computacional ETABS de base aislada.....	39
Verificación para controlar distorsiones de piso de la construcción	43
Solicitaciones de los elementos más desfavorables	44
Verificación de algunos elementos	45
Fundaciones	49
Resultados:.....	51
Detalles de uniones.....	52
Conector columnas con vigas.....	52
Conector viga longitudinal con viga transversal (también tabique viga).....	53
Conector tabique de madera con losa	53
Conclusiones	54
Bibliografía	54

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Introducción

El presente trabajo consiste en brindar una alternativa a la construcción tradicional de hormigón armado. Para esto, se tomó un proyecto arquitectónico existente pero que aún no ha sido ejecutado, se trata del edificio de aulas destinado a las carreras de arquitectura e ingeniería mecánica perteneciente a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo.

El emplazamiento de la obra se encuentra en el predio de la Universidad, ubicado dentro del Parque Gral. San Martín, Ciudad de Mendoza.

La alternativa propuesta por el grupo fue realizar el proyecto con un material de escasa utilización en Argentina, pero con un gran desarrollo en algunos países y una tendencia en ascenso en el resto del mundo; tal es el caso de la madera. Además, debido a que la Ciudad de Mendoza se encuentra en una zona con alta peligrosidad sísmica, se optó por incluir algún sistema o dispositivos de aislación, los cuales tienen también un importante crecimiento en el mundo.

Generalidades del proyecto

Ubicación

El edificio como anteriormente se mencionó, va a estar emplazado en el predio de la Universidad, al sur de la Facultad de Educación, entre el edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería y el DETI I (Figura 3). A este lugar se puede acceder por la calle circundante al predio universitario, que tiene un ingreso por el este y otro por el oeste, desde el este pasando la rotonda a la que confluyen las calles Carlos Washington Lencinas, Orzali e Ingenieros J. o por el oeste a través de la Avenida Champagnat. Estos accesos admiten cualquier tipo de transporte, tanto público como privado y el ingreso a pie mediante veredas.

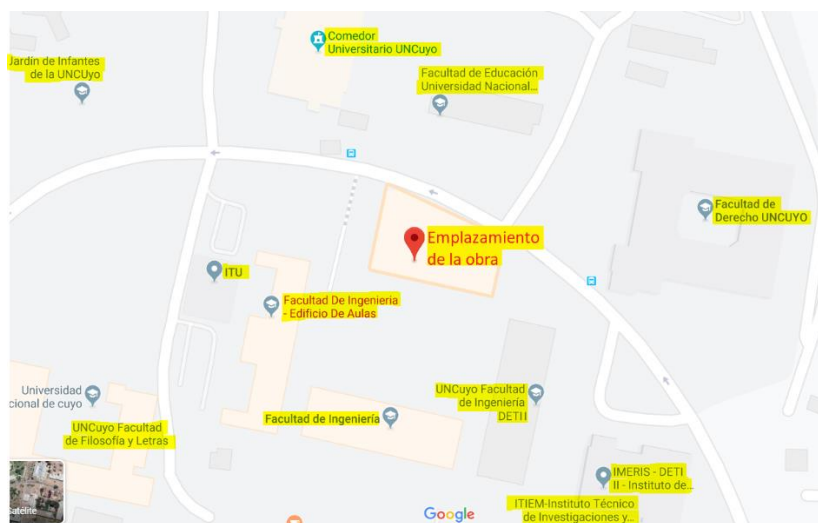


Figura 1: Ubicación de la obra

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Características

El proyecto abarca una superficie total de 10.687,77 metros cuadrados donde se construirán aulas, laboratorios y talleres, un sitio para actividades semipúblicas, y un patio central que funcionará como hall distribuidor, ámbito de circulaciones, patio de exposiciones, trabajo y descanso. La propuesta también incluirá un sector para tareas administrativas, un buffet, biblioteca y un salón de usos múltiples (SUM).

La obra responderá a la sustentabilidad arquitectónica, a la inserción “natural” en el paisaje, a una flexibilidad en su uso académico y materialidad contemporánea y eficiente, y a una estructura modulada y sencilla, entre otras premisas.

Se destaca en el proyecto, la utilización de ventanales protegidos por una doble piel, como recurso de respuesta bioclimática para la protección del asoleamiento estival y la captación del invernadero, sobre la fachada norte del edificio. Y un sistema de vidrios termo paneles tipo DVH, para la protección del aire frío en el invierno en la fachada sur.

La obra está constituida por tres etapas de 3 edificios diferentes, de las cuales solo la segunda etapa (BLOQUE 3) será la estudiada. El proyecto Arquitectónico ya se encontraba realizado, además el diseño estructural fue realizado por los profesionales: Ing. Francisco CRISAFULLI, Ing. Daniel QUIROGA e Ing. Carlos LLOPIZ, la cual en su mayoría es de hormigón armado. La propuesta fue realizar una alternativa con otro material y con un sistema de aislamiento sísmico, los cuales se explicarán más adelante.

El edificio en estudio cuenta con cuatro pisos, entre ellos un subsuelo, y una terraza accesible, destinados en su mayoría a aulas con superficies aproximadas de 160 m² cada una. Tiene una fachada principal al norte y otra al sur, siendo estas de mucha mayor longitud respecto a la este y oeste (aproximadamente 6 veces).

- Superficie del terreno: 619322,24 m²
- Superficie cubierta bloque 1: 2690,09 m²
- Superficie cubierta bloque 2: 1928,53 m²
- **Superficie cubierta bloque 3: 5160,79 m²**
- Superficie cubierta plaza interna: 759,45 m²
- Superficie semicubierta (100%): 148,91 m²
- SUPERFICIE TOTAL A CONSTRUIR: 10687,77 m²

Alternativa propuesta

Materiales a utilizar

Como anteriormente se mencionó, se decidió presentar una alternativa que se desarrolló casi en su totalidad en madera. El sistema constructivo elegido se conoce como madera contralaminada (Cross Laminated Timber CLT). La cual se describe a continuación:

Cross Laminated Timber (CLT)

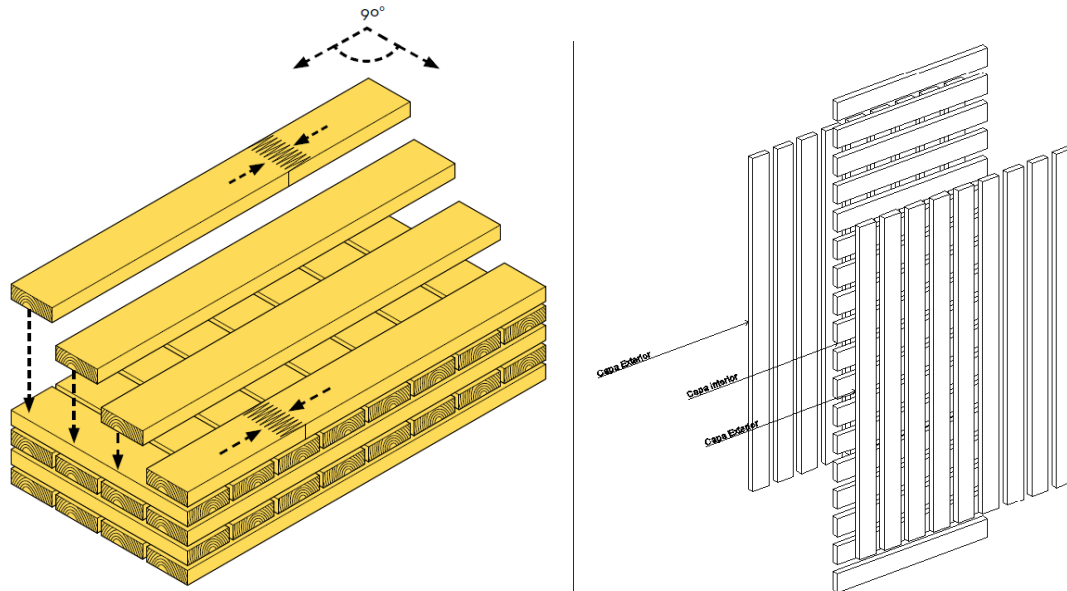


Figura 4: Armado de panel de CLT

Son paneles de madera macizas formados por tablas encoladas por capas y cruzadas entre las mismas, siempre en número impar de capas. Estos paneles están formados por tablas cuyo espesor corresponde a las necesidades de la sección global del panel contralaminado.

Sobre la primera capa se extiende una lámina de cola en toda la superficie de la madera, después se vuelve a colocar una segunda planchada en sentido transversal (90° respecto a la precedente), seguidamente se vuelve a extender una nueva lámina de cola y se vuelve a colocar una nueva capa de madera sobre ésta, hasta completar el número requerido por la sección final del panel.

Una de las características del CLT es su estabilidad dimensional (largo y ancho) creada por la retención que realiza la fibra de madera colocada en sentido longitudinal respecto a las tablas adyacentes colocadas en sentido transversal. (La fibra de la madera es muy estable en el sentido longitudinal, es decir en la dirección del eje del árbol).

Ventajas

Diferentes empresas que producen este producto en diversos países nos brindan una lista de ventajas de la utilización de este sistema:

- **Rapidez de montaje:** fácil instalación, en poco tiempo y con alto grado de prefabricación.
- **Construcción en seco.**
- **Confort.**

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

- **Buen comportamiento térmico y acústico:** la madera maciza regula la humedad del ambiente y proporciona unas condiciones climáticas y ambientales agradables, tanto en verano (aislante) como en invierno (acumulación de calor).
- **Material renovable, biodegradable y sostenible:** Una vez que la vida útil de un edificio llega a su fin, el producto y la materia prima natural puede reciclarse completamente de forma ecológica.
- **Balance de CO2 positivo.**
- **Menor peso propio:** supone una ventaja para su transporte y su manejo, lo que ahorra energía y reduce costes.
- **Excelente respuesta en protección contra incendios.**
- **Múltiples posibilidades de diseño arquitectónico:** gracias a las superficies visibles de madera.
- **Ganancia neta del espacio habitable:** gracias a la construcción de paredes más finas
- **Actúan como una barrera de vapor:** son elementos transpirables, lo que permite construir prescindiendo del laminado en gran medida.
- **Todos los componentes (paredes, techos y tejados) pueden hacerse de CLT.**

Antecedentes

Se buscaron antecedentes de edificios de una magnitud considerable construidos en su mayoría de madera. En Argentina se encontró como caso más representativo, el aeropuerto internacional de Ushuaia. Además, se buscaron edificios en otros países vecinos y también los más emblemáticos del mundo.

Aeropuerto internacional de Ushuaia

La estructura portante está compuesta por madera laminada sobre bases de hormigón armado y piedra del lugar, que junto con la climatización integral y el tratamiento de las visuales al paisaje logran una sensación de calidez y confort. En esta ampliación se renovó toda la cubierta utilizando paneles tipo sándwich de gran aislación térmica, para ahorrar energía. El material predominante es madera del tipo pino radiata



Figura 4: Vista del aeropuerto

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	



Figura 5: Interior del aeropuerto

Torre Peñuelas, en Peñuelas Chile

Finalizada en noviembre de 2018, se encuentra en la ruta 68, a menos de una hora de Santiago, en la Reserva Forestal Peñuelas, la primera estructura de madera de 6 pisos con 20m de altura en Chile, siendo el edificio más alto de estas características en Latinoamérica. El montaje final de la estructura se completó en apenas cinco días.

Conocida como la Torre Peñuelas, esta estructura se constituye un proyecto experimental emblemático que abrirá nuevos puentes de conocimiento. El Centro UC de Innovación en Madera – Corma (CIM UC–CORMA) ha trabajado con el compromiso de los académicos y facultades de la Universidad Católica de Chile y en conjunto con el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), ha permitido avanzar en un trabajo colaborativo entre el sector público, privado y académico, actuando no sólo de mandante sino como un verdadero socio estratégico de este relevante proyecto.

Entre los objetivos del proyecto destaca el estudio de 4 variables principales: el comportamiento sísmico, el desempeño ambiental, la valoración económico-constructiva y la percepción del mercado inmobiliario.

Desde el punto de vista académico, el objetivo es medir el comportamiento físico-ambiental del edificio a través de la instalación de sensores que monitorean una serie de variables tales como: demanda energética, puentes térmicos, respuesta sísmica y comportamiento higrotérmico.

El edificio cuenta con un sistema de barras de acero tensadas en el interior de la estructura. Así, se garantiza su resistencia sísmica. Este sistema es conocido como “tecnología APS”. La misma se complementa con un revestimiento hermético para proteger a la madera de la humedad. Asimismo, esta edificación cuenta con una base tradicional de hormigón, con una profundidad de metro y medio.

Al mismo tiempo se espera hacer una evaluación económica de los procesos de prefabricación y montajes de las estructuras, de manera de poder determinar los costos de los sistemas constructivos y evaluar su viabilidad económica en el contexto chileno.

Por otro lado, el proyecto tiene un fin educativo, pues el proyecto estará abierto parcialmente al público general y considera visitas guiadas a institutos educacionales y empresas

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

inmobiliarias con el objetivo de difundir los resultados de las mediciones y establecer un nuevo estándar de calidad para las edificaciones en madera, habilitando un piso especial como un departamento piloto de alto estándar. De esta manera los visitantes podrán comprobar a escala real la alta calidad de la construcción en madera.

Durante 18 meses se pudo recabar un conjunto amplio de evidencias, tanto cualitativas como cuantitativas, sobre la calidad y eficiencia de su desempeño como vivienda tal, midiendo de manera científica variables como el confort ambiental de los recintos interiores, el nivel que alcanza en eficiencia energética, su capacidad de respuesta ante eventos sísmicos, así como también el estudio sobre la percepción de futuros usuarios de edificios equivalentes, los que se espera se multipliquen en diferentes ciudades de Chile, y así, a través de innovadores procesos, satisfacer plenamente los requerimientos de una nueva vivienda de alta calidad, eficiente y sustentable.



Figura 6: Vistas de la torre

Treet de Berguen, Noruega

Se trata de un proyecto ubicado en Bergen (Noruega), que está diseñado por Artec AS y desarrollado por BOB BBL (Norwegian housing association). Con este proyecto se pretende crear un edificio sostenible de gran altura modular mediante un proceso de prefabricación. La construcción ha establecido un nuevo récord al convertirse en uno de los inmuebles más altos de madera.

El edificio de 14 pisos que alcanzó casi los 53 m y tiene un total de 5600 m² está construido en módulos, que cumplen con los estándares Passive House. Cada cuatro niveles está cubierto por una estructura portante (Power Story) compuesta de vigas de madera (vigas, columnas y diagonales). Después de este nivel, hay un módulo prefabricado independiente que tiene una plataforma en la parte superior hecha de una cubierta de hormigón armado. Estas placas de hormigón se necesitaban en dos niveles diferentes para dar a la estructura el peso necesario para evitar que se balanceen en condiciones ventosas. El edificio se encuentra revestido de metal y vidrio para proteger los elementos de madera de las condiciones climáticas.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Los módulos de madera son del tamaño de un apartamento y fueron montados directamente en la obra. Se han mejorado desde el concepto de diseño original, a pesar de que las cualidades de aislamiento y hermeticidad del aire ya estaban de acuerdo con las normativas noruegas y/o edificios de baja energía. Eso se hizo con el fin de alcanzar las normas Passive House y se logró mediante el incremento del aislamiento de las paredes exteriores y el techo, así como centrarse en la estanqueidad al aire y los valores U mejorados en las ventanas.

A pesar de que el coste inicial era algo más alto que el de una estructura de acero y/o hormigón, el tipo de montaje del edificio fue más corto con los desarrolladores capaces de erigir cuatro pisos en solo tres días.

Las vigas de madera se usan en 550 m³. La carga principal se encuentra solo en la viga de madera. Una columna normal es de 405 x 650 y 495 x 495 mm y una diagonal típica es de 405 x 405 mm. Los niveles con solo módulos de madera apilados (hasta cuatro niveles de altura) se conectan uno por uno en las losas inferiores.

La madera contralaminada (CLT) abarca 385 m³, se utiliza en las escaleras, en el panel de botones del ascensor, en algunas paredes interiores y balcones, pero no se encuentra estructuralmente conectado a las vigas de madera, desde el punto de vista estructural se prefirió el Glulam (madera laminada). En ese sentido, se estima que gracias al uso de este material se pueden llegar a evitar que 18.000 toneladas de CO₂ sean emitidas. Esto sumado a todo el dióxido de carbono que puede capturar la madera, se ahorrarían más de 20.000 toneladas de este gas de invernadero.

Los elementos de hormigón no forman parte del sistema estructural, pero se han instalado para aumentar el peso con el fin de reducir el movimiento dentro del edificio. Estos elementos son plataformas de cubierta de hormigón situadas en la parte superior de los niveles 0, 5, 10, 13 y 14 para mejorar el comportamiento dinámico del edificio con el peso extra.

Todos los elementos de madera utilizan conectores Truss plateados (ranurados en placas de acero) y clavijas.

Para proteger la estructura de madera de los fuertes vientos, el edificio cuenta con balcones acristalados instalados en fachadas norte y sur. Esto le da una apariencia única, con los elementos estructurales de madera que son visibles a través de la fachada de cristal. Las fachadas este y sur tienen revestimiento metálico en las paredes que están forradas y aisladas.

De acuerdo con las curvas indicadas en la norma ISO 10137: 2007, los residentes en los pisos superiores podrían, en raras ocasiones, sentir vibraciones, pero es muy poco probable que se sientan incómodos. La solución estructural elegida para «Treet» que utiliza estructuras de celosía y módulos de edificios prefabricados proporciona un diseño robusto y es probable que tenga efectos insignificantes de las vibraciones causadas por la exposición al viento. El valor calculado es una deflexión horizontal máxima de 71 mm (nivel 14)

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	



Figura 7: Vistas de los edificios

Torre Mjøsa (Mjøstårnet)

La torre Mjøsa (Mjøstårnet) diseñada por Voll Arkitekter, con sede en Trondheim. La estructura de 18 pisos tiene 85,4 m de altura y es oficialmente la torre de madera más alta del mundo. Incluirá más de 11.300 m² de espacio que contiene departamentos, un hotel, un restaurante, oficinas y áreas comunes con una sala de natación.

El edificio se ubica junto a Mjøsa, el lago más grande de Noruega, en un área conocida por la silvicultura y la industria de procesamiento de madera. La construcción de Mjøstårnet se beneficia del uso de material de origen local. La madera utilizada para su construcción proviene de esta zona y se procesa en la industria de Moelven.

El proyecto utiliza la madera denominada glulam, madera laminada encolada, sostenible y resistente, primero cepillada y después pegada para formar fuertes columnas y vigas, de tal manera que se pueda utilizar como la estructura principal, al igual que el hormigón y el acero. La madera almacena CO₂ a lo largo de su ciclo de vida, y el proceso de producción de glulam requiere poca energía, por lo que destacan que los edificios en altura con estructuras de carga tienen una huella de carbono muy baja, debido también al abastecimiento del abeto a nivel local. Además, las vigas de madera laminada se pueden utilizar para todo tipo de edificios, desde grandes edificios industriales hasta viviendas unifamiliares, de tal forma que ofrece una amplia libertad de diseño arquitectónico.

El problema principal en la construcción es la propiedad ligera del marco de madera que puede oscilar hasta 140 milímetros en la parte superior cuando se enfrenta a los fuertes vientos de la región. Para eliminar este problema, las losas de piso de hormigón se usarán en los siete pisos superiores para aumentar el peso hacia la parte superior, ralentizar el balanceo y hacerlo menos perceptible. El edificio también estará anclado en el suelo con pilas de hasta 50 metros de profundidad. Los edificios de madera con núcleos de hormigón se definen como híbridos de madera-hormigón.

Se asegura que el edificio está concebido para resistir un incendio, las medidas de seguridad contra incendios que se han implementado en la torre Mjøsa hacen que la construcción de la madera sea mucho más segura que un edificio similar con una estructura

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

tradicional de acero y hormigón. Las pruebas de fuego realizadas muestran que el glulam adquiere una capa protectora de carbón que se chapea negando al fuego la capacidad de seguir funcionando y se apaga. Y asegura que incluso después de una larga exposición al fuego, una estructura de madera laminada con dimensiones tan robustas como las utilizadas en Mjøstårnet tendrá un núcleo de madera fresca. Asimismo, las estructuras también se colocan a una distancia suficiente entre sí, de modo que un incendio no puede continuar por sí solo cuando solo las estructuras están en llamas, lo que evita que el edificio se derrumbe.



Figura 8: Vista de la torre

Hotel de CLT en Uruguay

El emprendimiento pertenece a VIK, la cadena hotelera internacional y fue realizado por el estudio Enkel Group en José Ignacio, uno de los balnearios más exclusivos de la costa este uruguaya. Es además el primer edificio de estas características en Sudamérica.

Alcanza aproximadamente 1.800 m², utilizó 504 m³ de madera y captó 580 toneladas de CO₂, lo que equivale a retirar del parque automotor uruguayo 122 vehículos durante el período de un año. La estructura está desarrollada en cinco edificios: tres de tres pisos, uno de dos y uno de uno.

Uruguay cuenta con una ubicación estratégica para el desarrollo de esta actividad y ha multiplicado por treinta la superficie plantada en los últimos 25 años. En tanto que, el área de suelos declarada de prioridad forestal se corresponde con el 24% del total del área agropecuaria del país. Se ubica además en la misma latitud que los principales emprendimientos forestales del mundo, como Australia, Nueva Zelanda, Chile y Sudáfrica. Sus condiciones naturales favorables aseguran muy buenos niveles de competitividad a nivel internacional. Su clima templado y las lluvias distribuidas de forma uniforme a lo largo del año han beneficiado la amplia disponibilidad de suelos con altos rendimientos. Es así que el crecimiento promedio de la madera es seis veces mayor que en el hemisferio norte y, además, casi la totalidad de su producción cuenta con certificación internacional.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	



Figura 9: Vista del hotel

Otros antecedentes:

En Alemania

En otoño de 2017 se construyó en Hamburgo una nueva residencia de estudiantes de alrededor de 12.000 m² de superficie con paneles macizos de madera. Se montaron 3.825 m³ de paneles de madera contra laminada (CLT). Los 360 apartamentos, que se “apilan” sobre una base de hormigón, fueron construidos en un tiempo récord de nueve meses y su altura total es de seis plantas en las que cada módulo cuenta con un lavabo y un pequeño sector de cocina además de una cama, una mesa plegable y un escritorio. Los 3800 m³ de madera instalada absorberán de la atmósfera alrededor de 3.484 toneladas de CO₂, lo que corresponde a las emisiones de CO₂ de 23 millones de kilómetros de automóviles.



Figura 10: Residencia de estudiantes “Woodie” en Hamburgo

En Estados Unidos

Los siete pisos de este nuevo edificio de oficinas y 220,000 in² de locales comerciales mixtos tendrán un fuerte atractivo para los inversionistas locales y el inquilino tecnológico y creativo debido a la calidez de la madera y el abrazo de las técnicas y materiales de construcción verde. El nivel de concreto inferior está reservado tanto para el espacio comercial como para el centro de servicios para inquilinos que incluye gimnasio, área de trabajo social y estacionamiento para bicicletas. Arriba hay seis pisos de oficinas de madera pura. Diseñado por

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Michael Green Architecture (MGA) con sede en Vancouver junto con Architect-of-Record DLR Group, el edificio de oficinas de siete plantas en el vecindario North Loop de Minneapolis es el edificio de madera más grande de los Estados Unidos.



Figura 11: edificio de oficinas de 7 pisos

En Canadá

Tallwood House es el hogar de más de 400 estudiantes que disfrutan de su ubicación central, vistas espectaculares y características únicas de construcción. La Brock Commons Tallwood House de la Universidad de British Columbia (UBC) Esta residencia híbrida de madera de 18 pisos en Vancouver será el edificio contemporáneo de madera maciza más alto del planeta. Es el primer proyecto de madera en masa, concreto y acero que tiene más de 14 pisos. El edificio de Brock Commons es una estructura híbrida; tiene un podio de hormigón y dos núcleos de escaleras de hormigón, con 17 pisos de pisos de madera laminada cruzada (CLT) apoyados en columnas de madera laminada encolada (glulam). La estructura principal se completó en menos de 70 días. Los componentes prefabricados de madera maciza, suministrados por una empresa con sede en Penticton, BC, se entregaron al sitio en un proceso justo a tiempo a medida que se ensamblaba la estructura. Esto permitió un manejo eficiente de los materiales y evitó el almacenamiento en el sitio.



Figura 12: Brock Commons Tallwood House

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Iol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Evolución en altura:

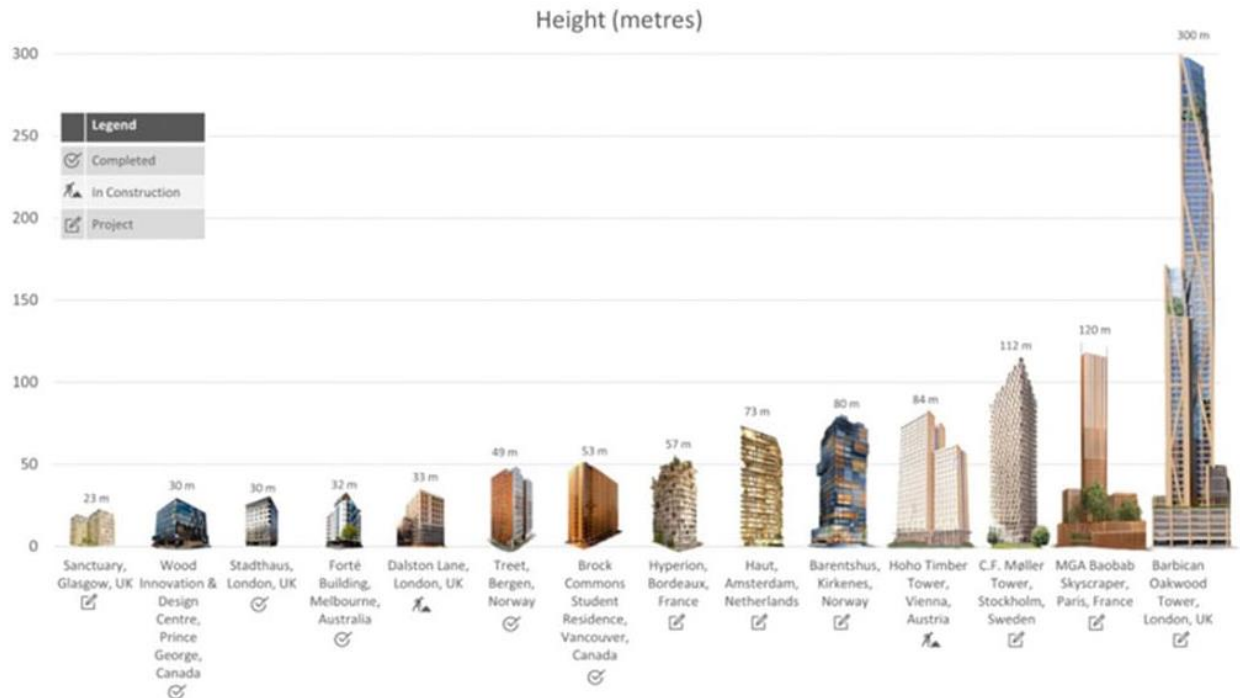


Figura 13: Evolución en alturas

Project	Location	Height	Status	Year
Sanctuary	Glasgow, UK	23m	Approved	To be completed by 2018
T3	Minneapolis, US	23m	Completed	2016
Wood Innovation & Design Centre	Prince George, Canada	30m	Completed	2014
Stadthaus, Murray Groove	London, UK	30m	Completed	2009
Forté Building	Melbourne, Australia	32m	Completed	2012
Dalston Lane	London, UK	33m	In construction	To be completed by 2017
Framework Building	Portland, US	40m	Approved	To be completed by 2018
Origine Condos	Quebec City, Canada	41m	Completed	2016
Treet	Bergen, Norway	49m	Completed	2017
Silva	Bordeaux, France	50m	Approved	To be completed by 2020
5 King	Brisbane, Australia	52m	In construction	To be completed by 2018
Brock Commons Student Residence	Vancouver, Canada	53m	Completed	2017
Hyperion	Bordeaux, France	57m	Approved	To be completed by 2019
Toronto Tree Tower	Toronto, Canada	62m	Proposed	N/A
Haut	Amsterdam, The Netherlands	73m	Approved	To be completed by 2019
Sida vid sida	Skellefteå, Sweden	76m	Approved	To be completed by 2019
Mjøstårnet	Brumunddal, Norway	80m	In construction	To be completed by 2019
Barentshus	Kirkenes, Norway	80m	Proposed	N/A
Hoho Timber Tower	Vienna, Austria	84m	In construction	To be completed by 2018
C. F. Møller Tower	Stockholm, Sweden	112m	Proposed	N/A
SOM Timber Tower	Chicago, US	120m	Proposed	N/A
MGA Baobab Skyscraper	Paris, France	120m	Proposed	N/A
Barbican Oak Tower / Toothpick	London, UK	300m	Proposed	N/A

Figura 14: Tabla de ranking

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Comercialización en el mundo

Según la ref. 17, los principales productores de madera del mundo son:

1. **Canadá** (31 mil millones de kilogramos)
En Canadá, los productos forestales, primordialmente madera y productos de madera, aportan un esencial nivel de valor añadido a la economía del país. dólares americanos 17.1 mil millones USD se generan anualmente en el valor de la exportación solo de los productos forestales del país. La madera blanda blanqueada del norte convertida en pulpa kraft, pasta de papel de periódico y madera blanda son los 3 elementos que juntos forman el 47 por ciento de las exportaciones de productos forestales de Canadá. 31 mil millones de kilogramos de madera, procesada como madera aserrada, pulpa o bien papel, se producen y exportan anualmente de este país. Los Estados Unidos, China y el país nipón sirven como los mercados extranjeros más grandes para las exportaciones canadienses de madera y productos de madera.
2. **Estados Unidos** (19.500 millones de kilogramos)
Las exportaciones de productos forestales de los USA han crecido enormemente a lo largo de los años, con un valor récord de US dólares americanos nueve mil setecientos millones en productos forestales que se generan en 2014. China, Canadá y México son los 3 primordiales mercados para las exportaciones de productos forestales de Estados Unidos. Un total de ciento noventa y cinco billones de kilogramos de madera procesada se generan y exportan del país anualmente. Los troncos y la madera de construcción generan los mayores valores de exportación, al tiempo que la demanda de pellets de madera asimismo ha crecido de manera rápida, impulsada eminentemente por el incremento de la demanda de recursos de comburente de la UE.
3. **Suecia** (18.500 millones de kilogramos)
El 55 por cien de la superficie de Suecia está ocupada por bosques, siendo el pino y el abedul las principales especies madereras comerciales. El país es el tercer exportador más grande de papel y cartón en el planeta, produciendo alrededor del cuatro por cien de la producción total mundial de estos productos de madera. dieciocho y quinientos millones de kilogramos de productos de madera se procesan y exportan del país anualmente. En dos mil uno, las exportaciones netas de madera y productos de madera contribuyeron con US \$ diez y seiscientos millones a la economía nacional.
4. **Finlandia** (16.000 millones de kilogramos)
Aproximadamente el 20% de los ingresos de exportación de Finlandia se producen desde la industria forestal finesas. La industria produce y exporta alrededor de dieciseis mil millones de kilos de madera procesada anualmente y, en 2013, la producción de la industria forestal finesas fue de 20,7 mil millones €. quince por cien de los empleos industriales de Finlandia son generados por la industria forestal. En 2014, la exportación de productos forestales de Finlandia (incluidos los muebles) produjo un total de once billones de euros.
5. **Alemania** (14.500 millones de kilogramos)

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

La industria maderera en Alemania es un país floreciente, en tanto que el país es el hogar de una de las mayores reservas de madera en toda Europa. 14 y 500 millones de kilos de productos de madera son procesados y exportados anualmente del país, con aproximadamente 30% de la madera aserrada de Alemania exportada a mercados extranjeros. Las 150.000 empresas madereras del país generan unas ventas anuales de unos 170.000 millones de euros, y el sector del mercado emplea a prácticamente 1.2 millones de alemanes.

6. *Rusia* (14 mil millones de kilogramos)

Las exportaciones de madera de la Federación de Rusia crecieron un 7,9% en 2014, impulsadas en gran parte por una creciente demanda de sus productos de madera en los países asiáticos. China, el mayor importador de madera de Rusia, aumentó su volumen de pedidos en un 17,6% en 2014. Los precios comparativamente más bajos de los productos de madera rusos también ayudan a Rusia a mantenerse por delante de sus competidores europeos y estadounidenses. En la actualidad, el país produce y exporta alrededor de 14 mil millones de kilogramos de productos de madera procesada como madera aserrada, pulpa y papel.

7. *Brasil* (11 mil millones de kilogramos)

La industria forestal en Brasil es parcialmente responsable del tremendo éxito del país en el sector financiero. El país cuenta con la tercera reserva forestal más grande del mundo y la más alta biodiversidad en términos de flora y fauna. La madera se cosecha tanto en los bosques nativos de Brasil como en los plantados comercialmente. El pino y el eucalipto sirven como las mayores fuentes de volumen de madera para la exportación del país. 11 mil millones kilogramos de madera se procesan y del país anualmente. La pulpa, la madera cruda, la madera laminada, la madera contrachapada y el papel son los productos de madera brasileños más exportados. Éstos se envían por todo el mundo, generando un tremendo ingreso para el país.

8. *Austria* (7 mil millones de kilogramos)

La industria de exportación de madera está muy desarrollada entre Austria y otros países de la UE, siendo Italia y Alemania los principales clientes extranjeros de los productos de madera de Austria. También ha habido un aumento en la demanda de productos de madera austriacos en las Américas y los países asiáticos en los últimos años. Alrededor de 7.000 millones de kilogramos de productos de madera se procesan y exportan anualmente del país. La elaborada organización de la industria, con prácticas sostenibles, un respeto por la naturaleza y la producción basada en la investigación, ha dado lugar al marcado éxito internacional de la industria maderera en Austria.

9. *Chile* (6 mil millones de kilogramos)

Chile tiene extensos bosques, que ocupan más del 20,7% de la superficie total del país. Las grandes extensiones de pinos radiata y plantaciones de eucaliptos en Chile la han convertido en un importante exportador de papel y productos de madera a los mercados de ultramar. La mayoría de los productos de madera chilenos, hoy, se exportan como madera, troncos y astillas. En 2000, el sector forestal de Chile generó

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

exportaciones de 1,89 mil millones de dólares. Anualmente, 6 mil millones de kilogramos de madera se procesan en Chile como madera aserrada, pulpa y papel. Los principales mercados para las exportaciones chilenas de madera son Japón, Estados Unidos, Corea del Sur, Alemania y Bélgica, entre otros.

Mientras que, según la FAO:
Evolución en el tiempo:

- **Madera en rollo industrial:**

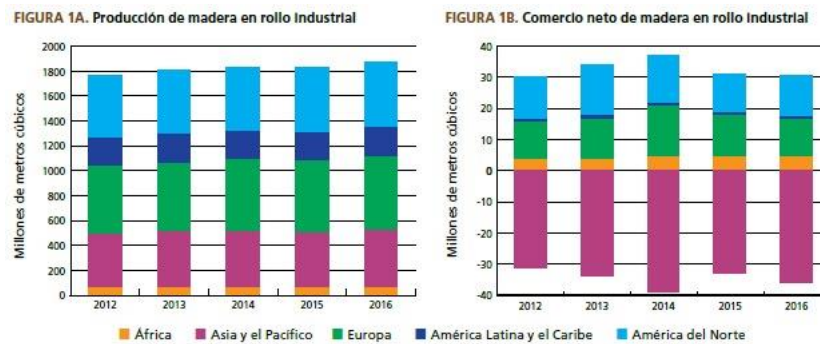


Figura 13: Producción y comercio por continentes

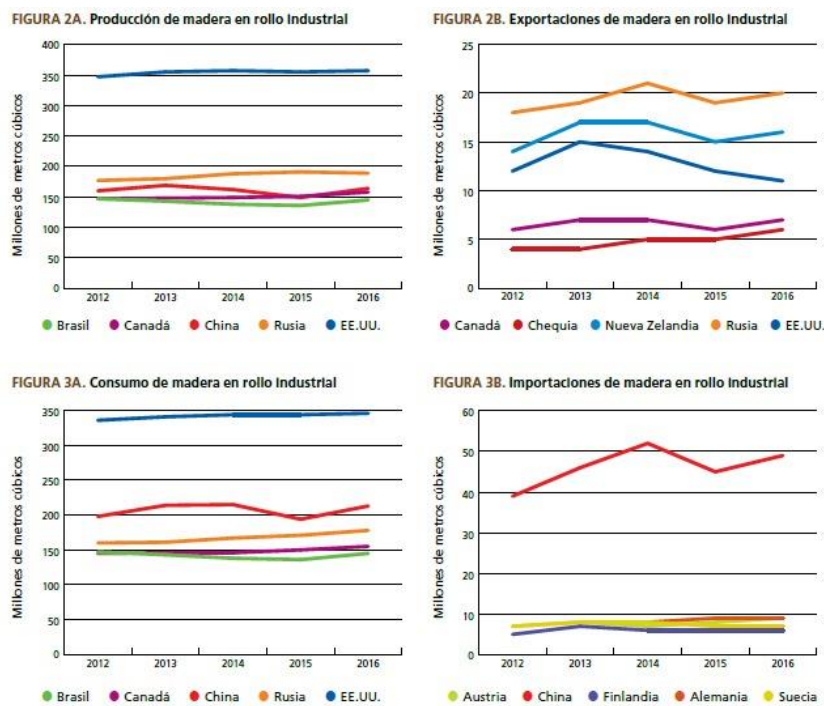


Figura 14: Producción, exportación, consumo e importación por países

• Madera aserrada:

FIGURA 4A. Producción de madera aserrada

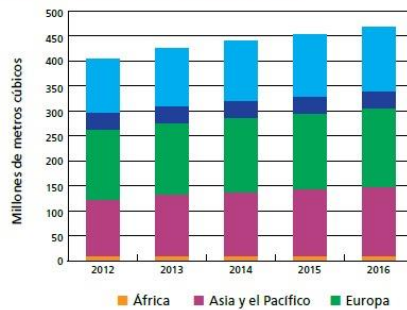


FIGURA 4B. Comercio neto de madera aserrada

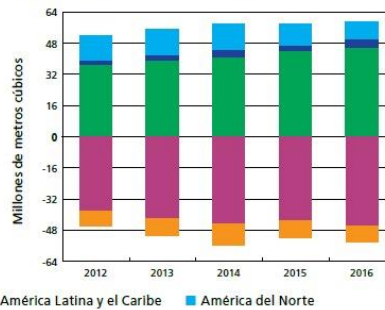


Figura 15: Producción y comercio por continentes

FIGURA 5A. Producción de madera aserrada

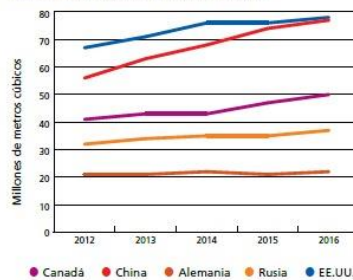


FIGURA 5B. Exportaciones de madera aserrada

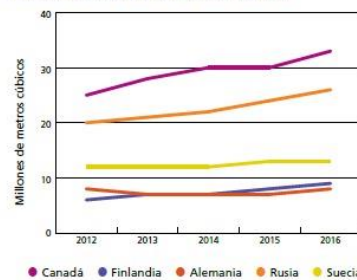


FIGURA 6A. Consumo de madera aserrada

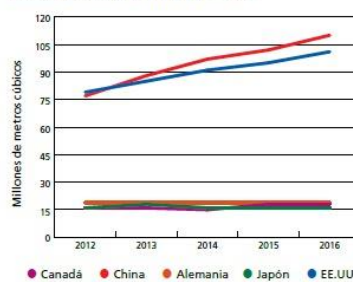


FIGURA 6B. Importaciones de madera aserrada

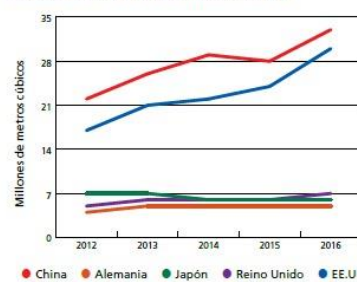


Figura 16: Producción, exportación, consumo e importación por países

• Tableros de madera:

FIGURA 7A. Producción de tableros de madera

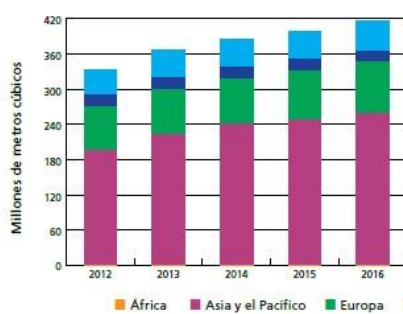


FIGURA 7B. Comercio neto de tableros de madera



Figura 17: Producción y comercio por continentes

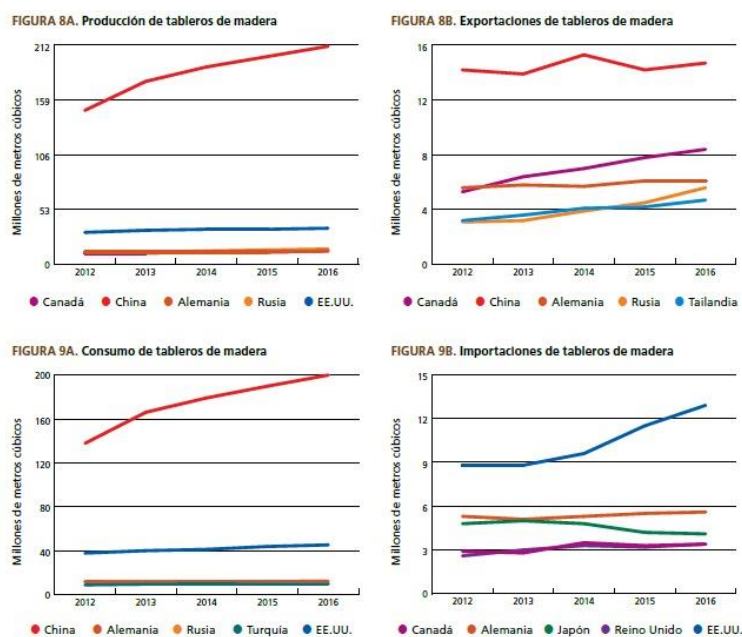


Figura 18: Producción, exportación, consumo e importación por países

Principales consumidores de productos forestales (Porcentaje del consumo mundial 2017)

- **Madera en rollo industrial:** Estados Unidos de América (18%); China (11%); Federación de Rusia (9%); Canadá (8%); Brasil (8%); Suecia (4%); Indonesia (4%); Finlandia (3%); India (3%); Alemania (3%).
- **Madera aserrada:** China (26%); Estados Unidos de América (21%); Alemania (4%); Canadá (4%); Japón (3%).
- **Tableros de madera:** China (48%); Estados Unidos de América (12%); Alemania (3%); Federación de Rusia (3%); Polonia (3%).

Principales productores de productos forestales (Porcentaje de la producción mundial 2017)

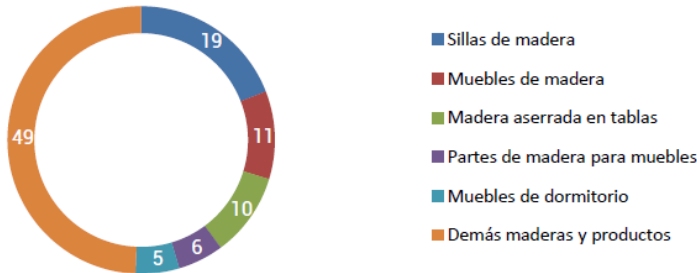
- **Madera en rollo industrial:** Estados Unidos de América (19%); Federación de Rusia (10%); China (9%); Canadá (8%); Brasil (8%); Indonesia (4%); Suecia (4%); Finlandia (3%); India (3%).
- **Madera aserrada:** China (18%); Estados Unidos de América (17%); Canadá (10%); Federación de Rusia (8%); Alemania (5%); Suecia (4%); Brasil (3%).
- **Tableros de madera:** China (50%); Estados Unidos de América (9%); Federación de Rusia (4%); Alemania (3%); Canadá (3%); Polonia (3%); Brasil (3%).

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Para América Latina, los números son los siguientes:

Las exportaciones mundiales de madera y productos de madera¹ totalizaron 232 mil millones de dólares al 2015, mostrando un crecimiento del 8,3% para los últimos 5 años. Los principales proveedores -China, Alemania, Canadá, Estados Unidos y Polonia- representan el 43% de las exportaciones mundiales según valor.

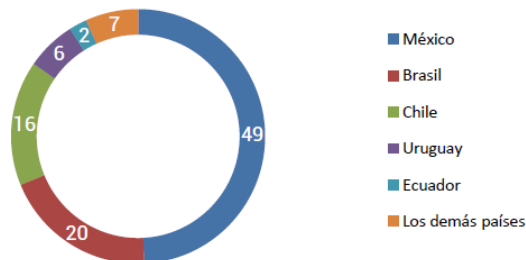
Principales exportaciones mundiales de madera y productos de madera, 2015
Expresado en porcentaje (%) sobre el valor



Fuente: TradeMap | Elaboración: IBCE

Figura 19: Principales exportaciones mundiales

Principales países de América Latina exportadores de madera y productos de madera, 2015
Expresado en porcentaje (%) sobre el valor



Fuente: TradeMap | Elaboración: IBCE

Estos cinco principales exportadores representaron el 93% de las exportaciones de la región de América Latina, destacando a México, que ocupa el 8vo. lugar en el comercio mundial según valor de la de madera y productos de madera.

Figura 20: Principales exportadores de América Latina

Aislación sísmica

Debido a la zona de la obra, se optó por el uso de aisladores sísmicos. Se diseñó con tablas de la empresa DIS (Dynamic Isolation Systems) y, puesto que en el país no existe aún algún reglamento, el grupo se guió con el ASCE-7 16 (capítulo 17).

Concepto de aislación sísmica:

Está basada en la idea de aislar una estructura del suelo mediante elementos estructurales que reducen el efecto de los sismos sobre la estructura. Estos elementos estructurales se denominan aisladores sísmicos y son dispositivos que absorben mediante deformaciones elevadas la energía que un terremoto transmite a una estructura. Estos

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

dispositivos pueden ser de diferentes tipos y formas, los más conocidos son los basados en goma de alto amortiguamiento, goma con núcleo de plomo, neoprénicos o friccionales. Al utilizar estos elementos, la estructura sufre un cambio en la forma como se mueve durante un sismo y una reducción importante de las fuerzas que actúan sobre ella durante un sismo.

La era moderna comenzó en Nueva Zelanda en 1970. La primera aplicación en Japón es en 1982 y en Estados Unidos en 1985.

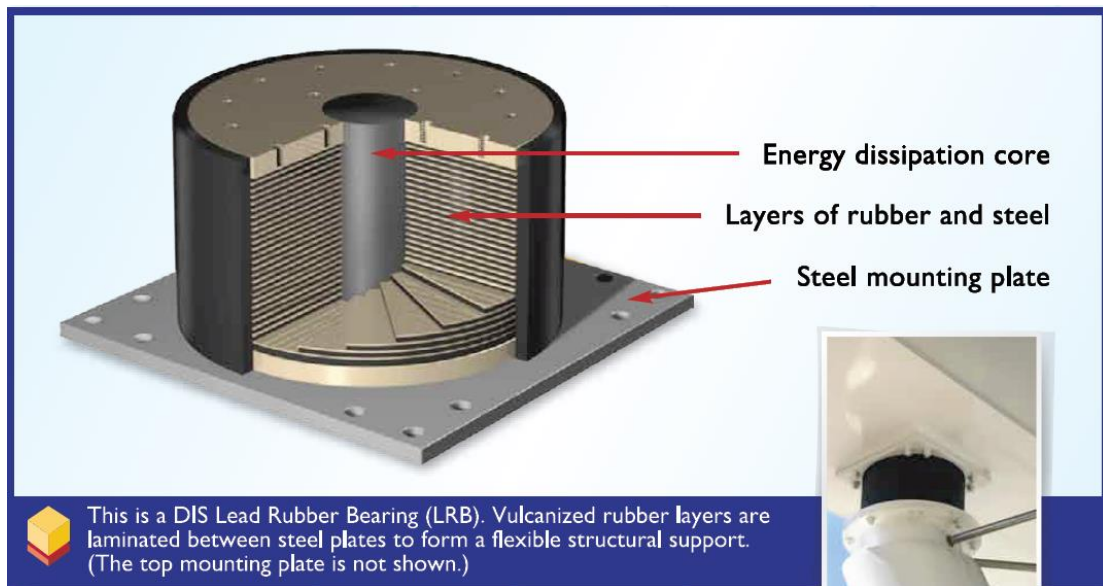


Figura 21: Partes de un aislador

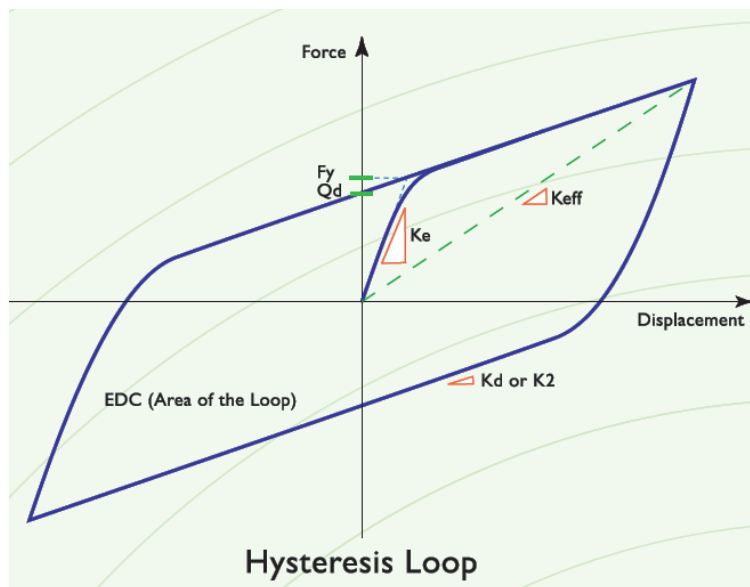


Figura 22: Comportamiento histérico

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	



Figura 23: Desplazamiento de un aislador

Ventajas:

- Inmediata ocupación después de un sismo o serviciabilidad
- Reducción de Fuerzas
- Menor daño estructural en el caso de un terremoto de gran magnitud
- Funcionamiento y servicios continúan sin interrupciones
- La estructura permanece en rango lineal, no hay deformaciones permanentes
- Costo mínimo de reparación
- Adaptación a edificios existentes
- Protección de elementos no estructurales
- Mayores luces admisibles
- Menores restricciones arquitectónicas

Antecedentes:

Puente Mexicali



Figura 24: Vista del puente

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	



Figura 25: Vista columnas con aislador

Pabellón Araucanía (Chile)



Figura 26: Vista pabellón

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Sistema de Aislamiento Sísmico

- Sistema de losa y vigas soporta el edificio sobre aisladores
- 6 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento, bajo cada uno de los tripodes metálicos
- 8 Deslizadores friccionales para apoyo intermedio de vigas y voladizos

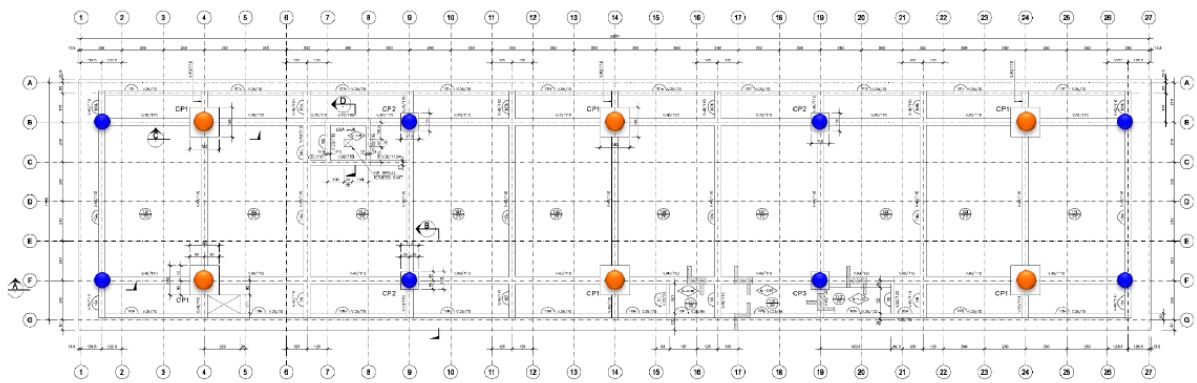


Figura 27: Plano de planta, ubicación de aisladores

Dimensiones Generales

Largo: 65m
Ancho: 14.4m
Alto: 14.8m

Materialidad y Peso:

Soportes: Acero
Edificio: Madera
Peso Total: ~570 Ton

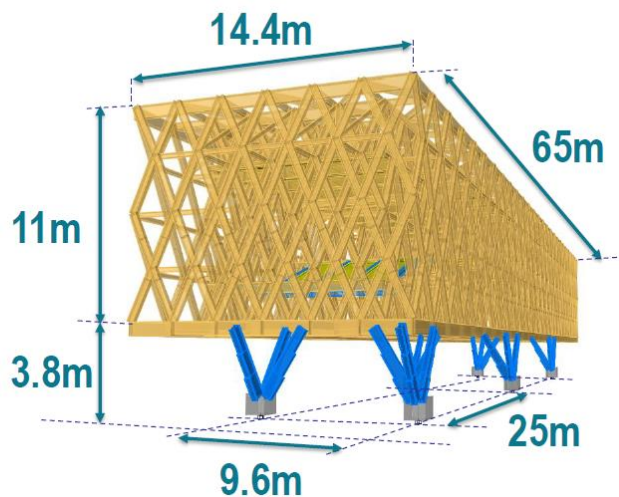


Figura 28: Características

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Prediseño de la estructura de base fija

1. Cargas permanentes o muertas (D)

En el capítulo 3 del código CIRSOC 101 del año 2005 se expresa que las cargas gravitatorias se obtienen multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso por los correspondientes pesos unitarios.

o Losa maciza

l_m (m)	13,34	β	1,05
l_M (m)	14	h nec (m)	0,34

Tabla 1: Altura de la losa

Análisis de carga	e (m)	δ (t/m ³)	t/m ²
Cargas permanentes	0,34	2,5	0,850
Piso y contrapiso	0,07	2,4	0,168
Incidencia de tabiquería de cierre (Durlock)			0,14
Carga permanente		D	1,156
Carga de uso		L	0,300

Tabla 2: Peso de la losa

o Losa madera

Análisis de carga	e (m)	δ (t/m ³)	t/m ²
Cargas permanentes			0,055
Uniones			0,010
Aislación	0,15	0,03	0,005
Carga permanente		D	0,070
Carga de uso		L	0,300

Tabla 3: Peso de las columnas

Análisis de carga	e (m)	δ (t/m ³)	t/m ²
Cargas permanentes			0,055
Piso, contrapiso y aislación			0,147
Uniones			0,010
Aislación	0,15	0,03	0,005
Carga permanente		D	0,217
Carga de uso		L	0,500

Tabla 4: Peso de las columnas

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

○ Columnas de H^o A^o

Cantidad	bx (m)	by (m)	h (m)	δ (t/m ³)	Carga (t)
18	0,70	0,70	2,00	2,5	1,225

Tabla 5: Peso de las columnas

○ Vigas de H^o A^o

Direccion	h (m)	bw (m)	L (m)	δ (t/m ³)	Carga (t)
x	1,00	0,50	81,25	2,5	101,6
y	1,00	0,50	55,33	2,5	69,2
					170,7

Tabla 6: Peso de las vigas

○ Tabiques de Madera

Espesor (m)	Longitud (m)	Altura (m)	δ (t/m ³)	Carga (t)
0,24	37,68	14,00	0,46	58,24

Tabla 7: Peso de los tabiques

○ Columnas de Madera

Cantidad	bx (m)	by (m)	h (m)	δ (t/m ³)	Carga
36	1,00	0,50	14,00	0,46	3,22

Tabla 8: Peso columnas

○ Vigas de Madera

Direccion	Pisos	h (m)	bw (m)	L (m)	δ (t/m ³)	Carga (t)
x	4	1,00	0,50	191,77	0,46	176,4
y	4	1,00	0,50	55,33	0,46	50,9
						227,3

Tabla 9: Peso vigas

○ Total

Total	1918,70 t
--------------	------------------

Tabla 10: Peso total

Las cargas puramente estructurales son el peso propio de cada elemento que se considera estructural, como lo son las columnas, las vigas, los tabiques y la losa.

En las cargas muertas se consideró, las divisiones internas con placas de yeso y también las correspondientes a la losa maciza, sin considerar el peso propio de la misma.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

2. Sobrecargas de diseño (L)

En el capítulo 4 del reglamento CIRSOC 101 se encuentran detalladas. Resultan del uso del edificio y su valor se encuentra definido en las consignas.

$L = 5 \text{ kN/m}^2$ Para azoteas y terrazas donde puedan congregarse personas

$L = 3 \text{ kN/m}^2$ Para aulas de escuelas

Peso unitario de la estructura

El peso del edificio por metro cuadrado es:

$$W_i = D_i + \Sigma f_1 L_i$$

Tabla 3.3 Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales

Carga de ocupación o de uso (L)	f_1
La sobrecarga de servicio sólo actúa excepcionalmente, por ejemplo en techos o azoteas accesibles sólo con fines de mantenimiento.	0
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es reducida, por ejemplo locales donde no es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios para vivienda, hoteles, oficinas, etc.	0,25
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es intermedia, por ejemplo locales en los que es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios públicos, grandes tiendas, templos, cines, teatros, escuelas, hoteles, etc.	0,50
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga total es elevada, por ejemplo: depósitos, edificios para archivos, etc.	0,75
Normalmente está presente la totalidad de la sobrecarga de servicio, por ejemplo: tanques, silos, depósitos destinados a estar llenos la mayor parte del tiempo, etc.	1,00
Verificación local de partes de la construcción, salvo que la sobrecarga sea equilibrante	1,00
Cocheras	(*)
Otros casos	0,20

Tabla 11: Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales

Según la normativa INPRE-CIRSOC 103-2013 parte I, el factor de simultaneidad para sobrecargas de uso en el caso de edificios públicos es (Tabla 11) $f_1 = 0,50$.

Verificación con respecto al modelo computacional

o Suma de los pesos vs reacciones

Se calculan las reacciones en la base según las cargas calculadas anteriormente y se comparan con las obtenidas por el programa ETABS.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Reacciones (t)	
A mano	ETABS
1918,7	2148,9
Diferencia	230,2
	11%

Tabla 12: Diferencia en reacciones por ambos métodos

Modelo computacional ETABS de base fija

Se desarrolla un modelo computacional que representa la estructura del edificio con la ayuda del software ETABS. El cual tiene algunas simplificaciones debido a la complejidad del edificio.

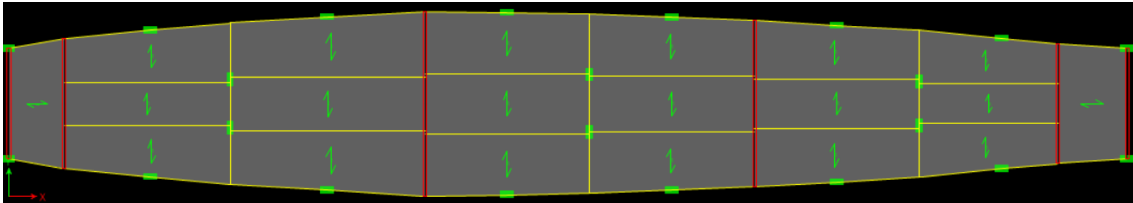


Figura 29: Planta en ETABS

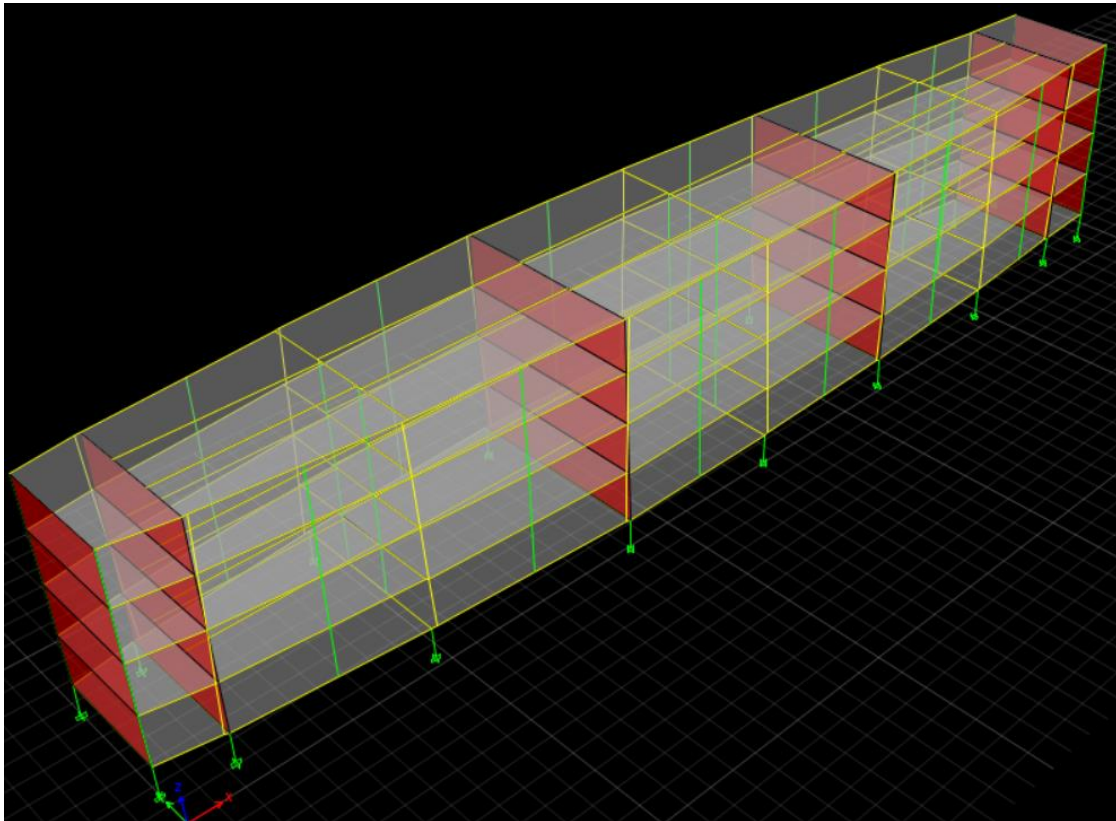


Figura 30: Vista 3D en ETABS

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

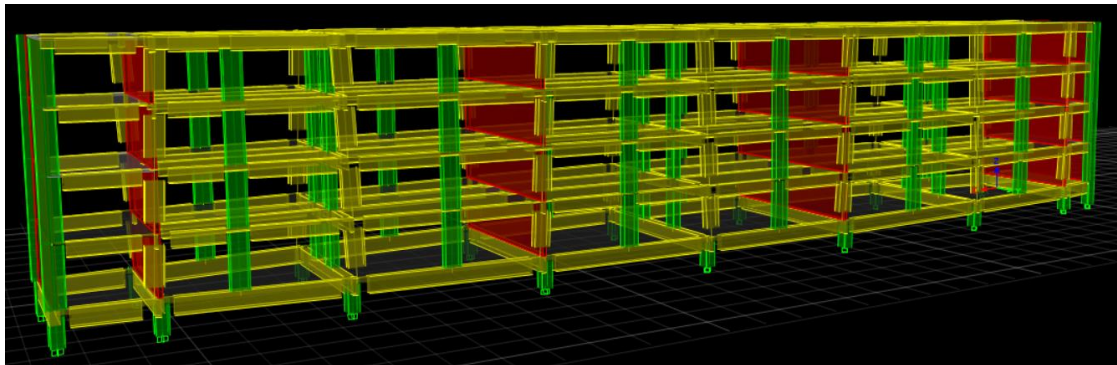


Figura 31: Vista 3D con extrude en ETABS

Materiales

Se eligieron dos materiales:

Pino Paraná y Hormigón H-30: con las siguientes características

Material Property Data

General Data

Material Name: Pino Paraná

Material Type: Other

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 460 kg/m³

Mass per Unit Volume: 460 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 8900 kgf/mm²

Poisson's Ratio, U: 0,43

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C

Shear Modulus, G: 3111,89 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name: H30

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2624,15 kgf/mm²

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C

Shear Modulus, G: 1093,4 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 32: Vista 3D con extrude en ETABS

Secciones

Definimos las secciones de las columnas, vigas, tabiques, losas según el Predimensionado.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Asignación de cargas

Las cargas a considerar para la estructura son:

- Piso 1 a 4:
 - Peso propio de la construcción (Dead) → la calcula el programa
 - Sobrecarga de servicio (Live) = 300 kg/m²
- Piso 5:
 - Peso propio de la construcción (Dead) → la calcula el programa
 - Sobrecarga de servicio (Live) = 5 kg/m²

Método estático

El método estático consiste en representar la acción sísmica mediante un sistema de fuerzas estáticas equivalentes proporcionales a las cargas gravitatorias. Para poder aplicarlo, la estructura debe cumplir ciertos requisitos que se pueden ver en la tabla a continuación.

Tabla 2.5. Condiciones para la aplicación del método estático

Zona sísmica	Altura máxima de la Construcción (m)			Regularidad en planta Tabla 2.3 – Línea			Regularidad en altura Tabla 2.4 – Línea		
	A ₀	A	B	A ₀	A	B	A ₀	A	B
3 y 4	12	30	45	1 _a , 3 _a 4 _a	1 _b , 4 _a	1 _b	1 _a , 2, 3, 5 _a	1 _b , 2, 3, 5 _a	1 _b , 2, 3, 5 _a

Tabla 13: Condiciones de aplicación del método estático

La estructura en análisis, al estar emplazada en zona sísmica 4 y ser del grupo B, puede ser analizada mediante el método estático ya que la altura es de 16 metros, menor a los 45 metros de límite impuestos por el código.

Espectro de diseño

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos.

Los espectros de diseño elástico se establecen para cada zona sísmica en función de la clasificación del sitio. El espectro de aceleraciones de diseño está definido por una serie de 4 curvas (Figura 19): un tramo inicial de variación lineal donde la aceleración espectral crece en forma directamente proporcional al periodo T, un plafón de aceleración espectral constante, y luego dos curvas decrecientes que son proporcionales a la inversa del periodo T. Las ordenadas S_a del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño E_H para una razón de amortiguamiento del 5% se definen por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 S_a &= C_a (1 + 1,5 \cdot T / T_1) && \text{para } T \leq T_1 \\
 S_a &= 2,5 C_a && \text{para } T_1 < T \leq T_2 \\
 S_a &= C_v / T && \text{para } T_2 < T \leq T_3 \\
 S_a &= C_v \cdot T_3 / T^2 && \text{para } T > T_3
 \end{aligned}$$

Donde:

T: período de vibración genérico; período fundamental de la construcción.

T_1, T_2, T_3 : períodos característicos del espectro de diseño, en segundos.

C_a, C_v : parámetros característicos del espectro de diseño.

Los parámetros se determinarán en función de la siguiente tabla (Tabla 15):

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Tabla 3.1 Valores de a_s , C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

En todos los casos:

$$N_a = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

$$T_2 = C_v / (2,5C_a) \quad [3.13]$$

$$T_1 = 0,2T_2 \quad [3.14]$$

T_3 dado por la Tabla 3.2 según la zona sísmica

Tabla 14: Valores de coeficientes para distintas zonas sísmicas y tipos espectrales

Las acciones sísmicas verticales E_v se obtendrán a partir de la pseudo-aceleración elástica.

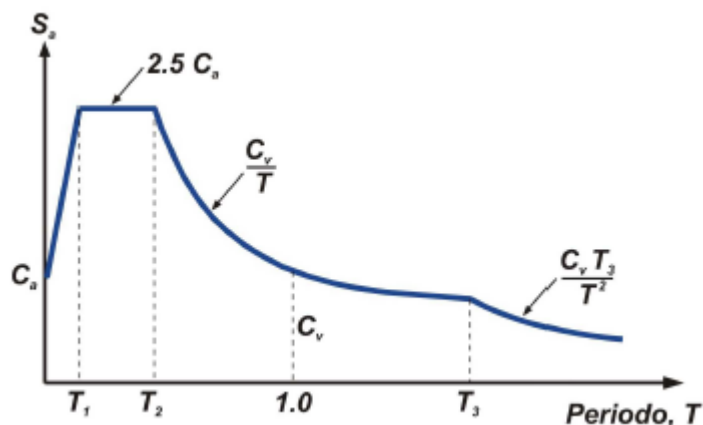


Figura 33: Espectro de diseño definido por INPRES CIRSOC 103

Para las condiciones requeridas, los resultados de los distintos coeficientes son los siguientes:

Zona	4	γ_r	1
Suelo	SD	N_v	1,2
C_a	0,4	S_{ax}	0,47
C_v	0,708	S_{ay}	1

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

as	0,35	T	1,5
T2	0,691	R	3
T1	0,138	Cd	3
T3	13,00		

Tabla 15: Valores de coeficientes

Puesto que nuestra intención es colocar aisladores, calculamos la estructura con el periodo al cual queremos llevar al edificio con ellos. El periodo elegido tras varias iteraciones fue de 1,5s.

Con los datos obtenidos, se procede a trazar el espectro de diseño:

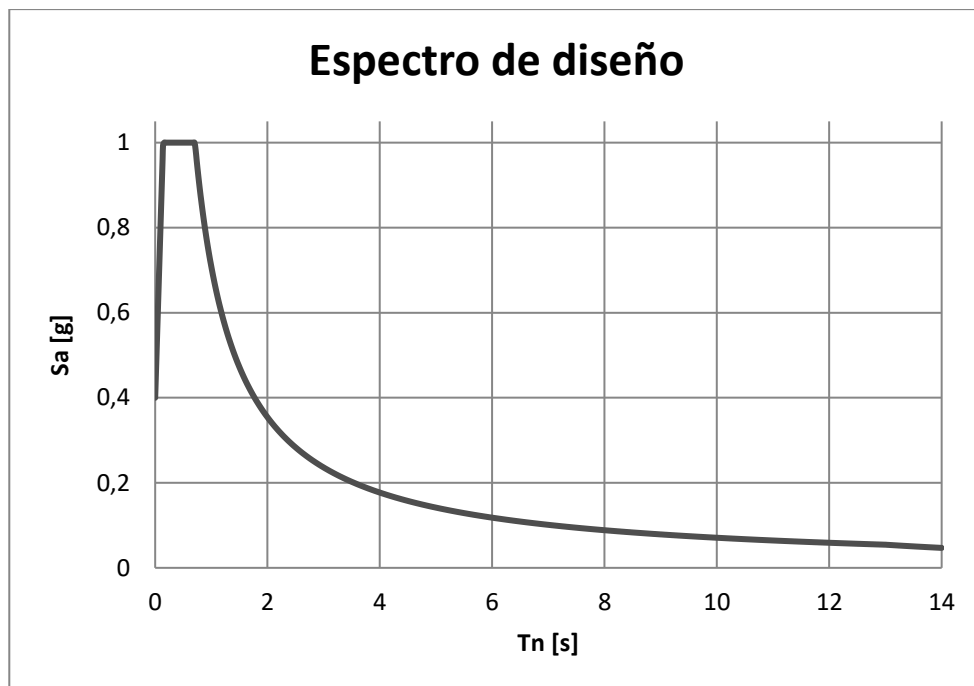


Figura 34: Espectro de diseño para zona sísmica 4 y tipo espectral 2

Cálculo de acciones horizontales

El corte basal, según el capítulo 6 del INPRES CIRSOC 103, se calcula como:

$$V_0 = C \cdot W$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 2914 \text{ t}$$

Siendo n los niveles del 1 al 5.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Para calcular el coeficiente C hay 4 expresiones dependiendo del periodo fundamental calculado.

$$\begin{aligned}
 C &= 2,5 C_a \gamma_r / R && \text{para } T \leq T_2 \\
 C &= S_a \gamma_r / R && \text{para } T \geq T_2 \\
 C &\geq 0,8 a_s N_v / R && \text{para zonas 3 y 4} \\
 C &\geq 0,11 C_a \gamma_r && \text{para zonas sísmicas 0, 1 y 2}
 \end{aligned}$$

Análisis estático

El periodo fundamental es $T=1,5$ s, que se encuentra entre T_2 y T_3 , donde el valor de S_a se calcula de la siguiente manera

$$S_a = C_v / T$$

Por lo tanto, la aceleración es $S_a=0,472$ g

Del reglamento se obtiene el valor $R=3$ considerando el porcentaje de carga que toman los pórticos y los tabiques, y por el grupo al que pertenece la estructura $\gamma_r=1$. Con estos datos se obtiene C.

$$C = \frac{S_a \gamma_r}{R} = 0,157$$

Ahora es posible calcular el corte basal para la dirección x:

$$V = C_x \cdot W = 0,157 \times 2914 \text{ t} = 458,5 \text{ t}$$

Se verifica mediante los resultados de ETABS que el corte basal sea correcto.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

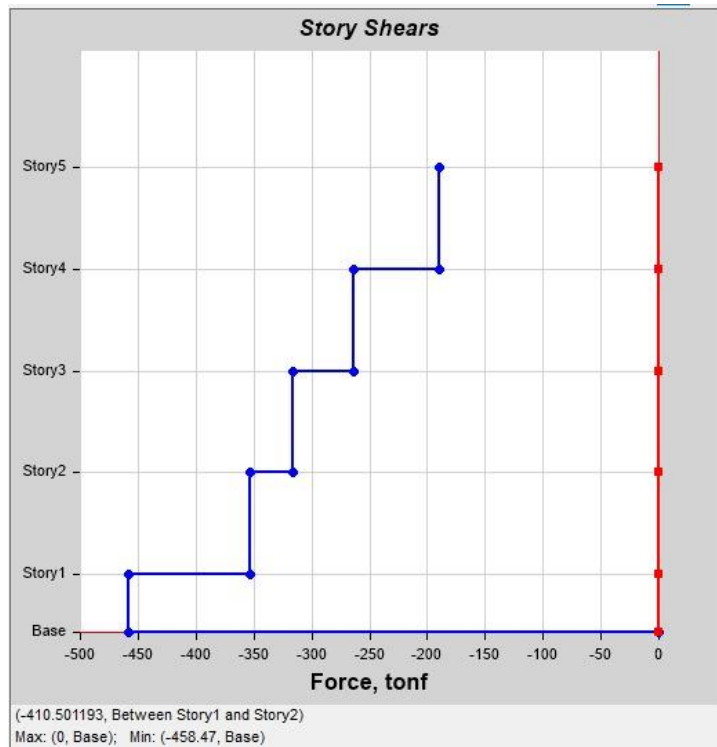


Figura 35: Fuerzas por nivel por método estático

Distribución en altura

La fuerza sísmica horizontal F_k aplicada en el baricentro de la carga gravitatoria W_k ubicada en el nivel k , se determinará mediante la siguiente expresión

$$F_k = \frac{W_k h_k V_o}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Nivel	hp	hi	Wi	Wi.hi	α	Fi	Fi Cd
5	3,00	15,75	493,8	7778,0	0,35	189,56	568,67
4	3,00	12,75	315,0	4016,6	0,18	74,21	222,64
3	3,00	9,75	293,6	2862,8	0,13	52,89	158,68
2	3,00	6,75	294,0	1984,8	0,09	36,67	110,01
1	3,75	3,75	1517,5	5690,7	0,25	105,14	315,43
			2914,0	22332,8	1,00	458,48	

Tabla 15: Peine estático

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Cálculo de los aisladores de la estructura

Luego de calcular el peso total de la estructura, se obtuvo la rigidez de todo el edificio:

$$k = \frac{m}{\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} = \frac{2914040,1 \text{ kg}}{\left(\frac{1,5 \text{ s}}{2\pi}\right)^2} = 51,13 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Con lo cual dividiendo por la cantidad de aisladores, se obtuvo la rigidez aproximada de cada uno de ellos:

$$k_i = \frac{51,13 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}}{18} = 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Se diseñó el aislador para que cumpla con la rigidez total, cuyos datos son:

Se utilizaron dos tipos de aisladores diferentes, uno de 800 mm diámetro y otro de 850 mm de diámetro.

Espesor de cada capa de goma	ti	6,00	mm
Numero de capas de goma	N	22,00	
Diámetro del aislador	D	800,00	mm
Distancia entre el radio del aislador y el radio de la goma	Cs	19,05	mm
Diámetro de goma y plomo unido	B	761,90	mm
Diámetro del plomo	Dp	230,00	mm
Suma de las capas de goma	Tr	132,00	mm
Área bruta	Ab	455917,04	mm ²
Área del núcleo de plomo	Ap	41547,56	mm ²
Área neta	An	414369,48	mm ²
Área neta con cobertura	Ae	461107,26	mm ²
Factor de forma de las capas de goma	S	28,85	

Módulo de corte de goma	G	0,40	MPa
Rigidez de fluencia	Kd	142,44	t/m
Rigidez elástica	Ke	1424,36	t/m
Tensión de fluencia	σ_y	792,90	MPa
Esfuerzo característico	Qd	33,58	t
Fuerza de fluencia	Fy	37,31	t
Desplazamiento de fluencia	Δy	26,20	mm

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Módulo de Volumen	K	2068,43	MPa
Módulo de elasticidad goma	E0	1,60	MPa
Constante empírica	k	0,85	
Módulo de compresión	Ec	2265,96	MPa
Módulo de rigidez vertical	Ev	1081,35	MPa
Rigidez a compresión del aislador	Kv	346,03	t/mm

Factor de reducción de área	$R(\Delta_{zero})$	1	
	$R(D_{TM})$	0,21	
Deformación ultima de la goma	ϵ_u	6	
Espesor de capas de acero	t_s	3,04	mm
Espesor del plato inferior	t_{bp}	44	mm
Espesor del plato superior	t_{tp}	38	mm
Espesor de platos internos	t_{ip}	25,4	mm
Altura total del aislador	H_{isol}	328,64	mm

Desplazamientos del sistema			
Desplazamiento de Diseño	D_D	263,89	mm
Desplazamiento Máximo	D_{TM}	511,67	mm

Cargas de Proyecto					
FS en condición no deformada	FS_{zero}	3			
FS al máximo desplazamiento	FS_{DTM}	1			
Rotación aplicada sobre el rodamiento	Θ_{zero}	0		Θ_{DTM}	0
Carga en condición no deformada	P_{zero}	172	t		
Carga al máximo desplazamiento	P_{DTM}	264	t		
Propiedades para desplazamiento maximo					
Fuerza de corte para D_M	$F_{m'_{max}}(D_{TM})$	106,46	t		
Rigidez efectiva para D_M	$K_{m'_{eff}}(D_{TM})$	208,07	t/m		
Energía disipada por ciclo	$EDC_m(D_{TM})$	65211,02	t*mm		
Relación de amortiguamiento horizontal	$\beta_m(D_{TM})$	0,191			
Desplazamiento en la goma para D_M	$\gamma(D_{TM})$	3,88			

Capacidad de carga vertical para la posicion indeformada			
Desplazamiento	Δ_{zero}	0,00	mm
	Θ_{zero}	0,00	

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Iol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Deformación de corte debido a Δ_{zero} y Θ_{zero}	γ_{zero}	0,00	
Deformación de corte permitido por carga axial	e_{avail}	6,000	
Carga axial produciendo e_{eq} deformación por corte	$P_{strain_{zero}}$	3649,90	t
Carga axial de pandeo	$P_{crit_{zero}}$	3438,70	t
Carga mínima entre pandeo y deformación por corte	$P_{min_{zero}}$	3438,70	t
Carga permitida para la condición indeformada	$P_{allowable_{zero}}$	1146,23	t

Capacidad de carga vertical para el maximo desplazamiento (DTM)			
Desplazamiento	D_{DTM}	511,67	mm
	Θ_{DTM}	0,00	
Deformación de corte debido a Δ_{eq} y Θ_D	γ_{DTM}	3,88	
Deformación de corte permitido por carga axial	e_{avail}	2,124	
Carga axial produciendo e_{eq} deformación por corte	$P_{strain_{DTM}}$	277,06	t
Carga axial de pandeo	$P_{crit_{DTM}}$	737,47	t
Carga mínima entre pandeo y deformación por corte	$P_{min_{DTM}}$	277,06	t
Carga permitida para la condición de máximo desplazamiento	$P_{allowable_{DTM}}$	277,06	t

Propiedades para desplazamiento de diseño			
Fuerza de corte para D_M	$F_{m'_{max}(D_D)}$	71,17	t
Rigidez efectiva para D_M	$K_{m'_{eff}(D_D)}$	269,69	t/m
Energía disipada por ciclo	$EDC_m(D_D)$	31928,12	t*mm
Relacion de amortiguamiento horizontal	$\beta_m(D_D)$	0,271	
Desplazamiento en la goma para D_M	$\gamma(D_D)$	2,00	

Tabla 16: Diseño aisladores

Con los datos obtenidos, y realizando el mismo diseño para el otro aislador 850 mm

	P_{zero}	P_{DTM}	Diámetro	K_{eff}
C1	58,0	39,0	800	2,65
C2	111,0	177,0	800	2,65
C3	132,0	336,0	850	2,97
C4	256,0	354,0	850	2,97
C5	229,0	326,0	850	2,97
C6	224,0	316,0	850	2,97
C7	172,0	239,0	800	2,65
C8	121,0	165,0	800	2,65
C9	53,0	110,0	800	2,65
C10	51,0	135,0	800	2,65
C11	119,0	228,0	800	2,65

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

C12	169,0	264,0	800	2,65
C13	223,0	389,0	850	2,97
C14	226,0	343,0	850	2,97
C15	257,0	435,0	850	2,97
C16	234,0	351,0	850	2,97
C17	110,0	200,0	800	2,65
C18	59,0	122,0	800	2,65
98,30%				50,26

Tabla 17: Distribución aisladores

La distribución de los aisladores se realizó de tal forma para que el centro de rigidez coincida con el centro de masa del edificio en planta. Esto es debido a que no se quiere tener torsión en la estructura.

La rigidez final dio menos del 2% menor a la real calculada, con lo que consideramos un error despreciable. Para continuar comenzar el modelo computacional con base aislada.

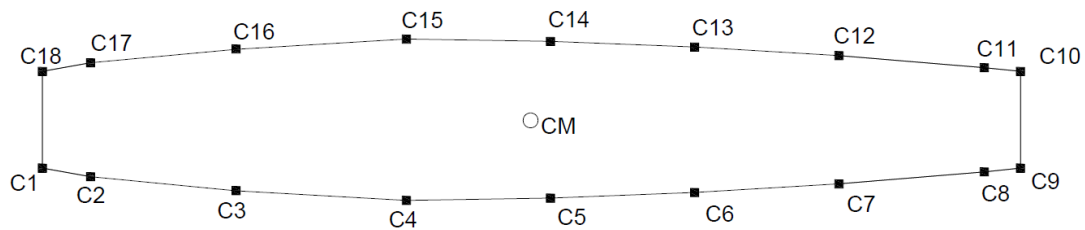


Figura 36: Peine estático

Modelo computacional ETABS de base aislada

Se modelaron los aisladores como elemento link con las características antes diseñadas:

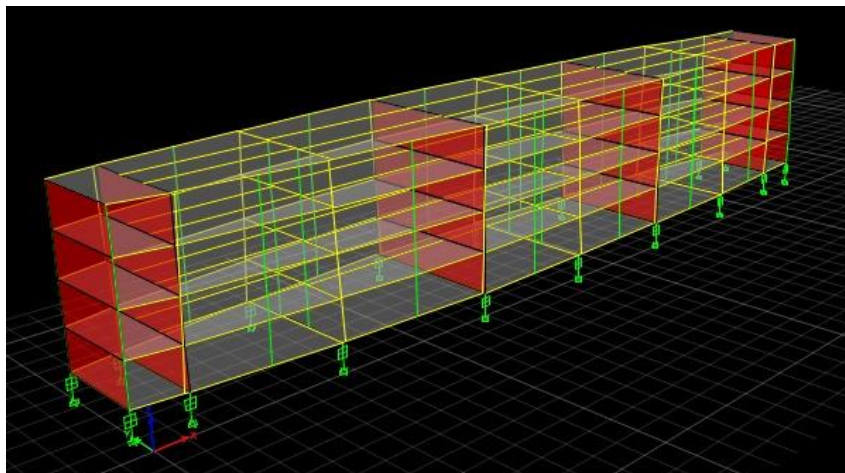


Figura 37: Modelo con aisladores

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Los resultados del análisis fueron los siguientes:

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.517	0.9855	0.0107
Modal	2	1.516	0.0108	0.9825
Modal	3	1.25	4.754E-06	0.0031
Modal	4	0.08	7.527E-06	0
Modal	5	0.052	0	1.113E-06
Modal	6	0.044	0	0
Modal	7	0.028	0	0
Modal	8	0.013	0	0
Modal	9	0.011	0	0
Modal	10	0.009	0	0
Modal	11	0.008	0	0
Modal	12	0.006	0	0
Modal	13	0.005	0	0
Modal	14	0.005	0	0
Modal	15	0.004	0	0

Tabla 18: Masas movilizadas y periodos de cada modo

Se pudo observar que el periodo de los primeros dos modos es aproximadamente igual a 1,5s lo cual se corresponde con el periodo elegido anteriormente. Además, en la tabla anterior se puede observar que la masa movilizada en el modo 1 y 2 es prácticamente el 99% por lo que controlan estos dos modos. Es decir, la estructura se desplaza puramente de forma traslacional.

Posteriormente se realizó el cálculo del nuevo peine estático basados en el código ASCE-7, el cual se presenta a continuación:

Puesto que la estructura está aislada, el código considera dos cortes uno por encima de los aisladores, y otra por debajo como muestra la figura siguiente:

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

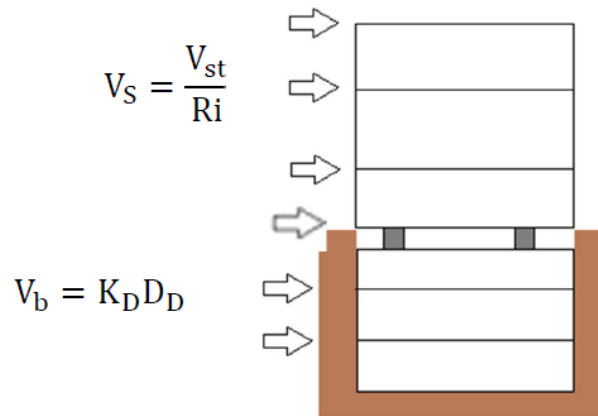


Figura 38: Distribución en altura

El corte V_b es el producto de la rigidez de todos los aisladores y del desplazamiento de diseño. Mientras que V_s es el cociente entre el corte V_d dividido por el factor de reducción de resistencia R . El peine por encima además de ponderar por el peso, tiene otra particularidad. Se debe calcular primero el valor de V_{st} el cual depende del amortiguamiento β y la relación W_s/W siendo W_s : peso de la estructura por encima del aislador sin considerar el primer piso, y W el peso total de la estructura. Luego se realiza la ponderación.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta M)}$$

					kN	t	Con Cd
W1	1517511,2	0	0	0,00	1750,9	178,48	267,72
W2	294039,5	3,5	677598,719	0,11	784,1	79,93	119,90
W3	293620,8	7,0	1073890,98	0,18	1242,7	126,68	190,02
W4	315026,9	10,5	1509621,81	0,25	1747,0	178,08	267,12
W5	493841,7	14,0	2866602,49	0,47	3317,3	338,16	507,24
WT	2914040,1		6127714				

Vb	13263,1	kN
Vst	10636,8	kN
Vs	7091,2	kN
Vs1	1750,9	kN

Tabla 19: Peine estático

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

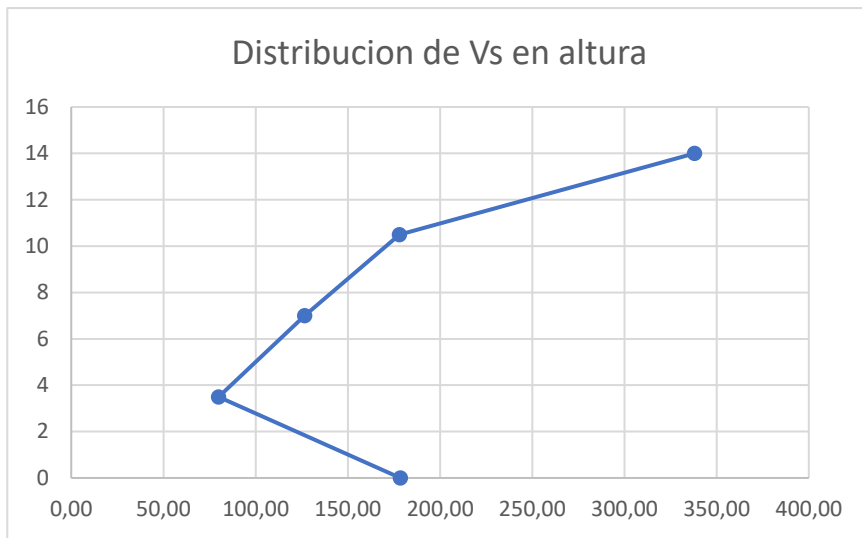


Figura 39: Fuerzas de corte

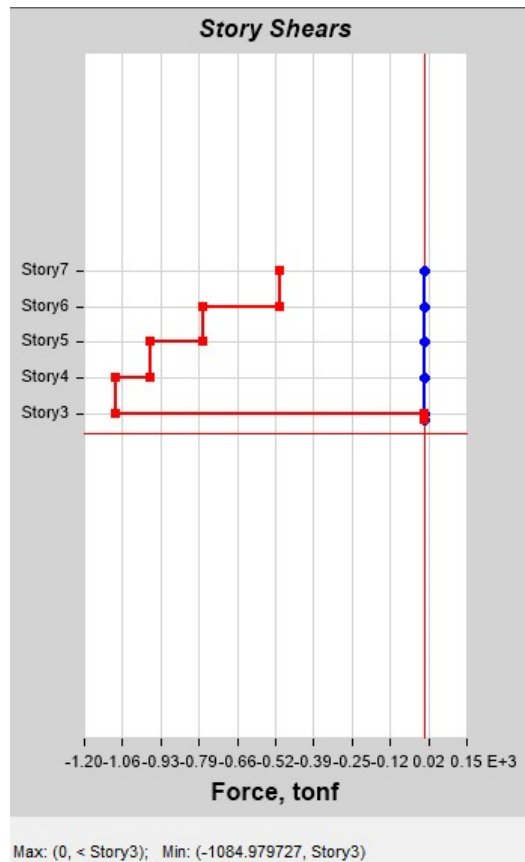


Figura 40: fuerzas de corte

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

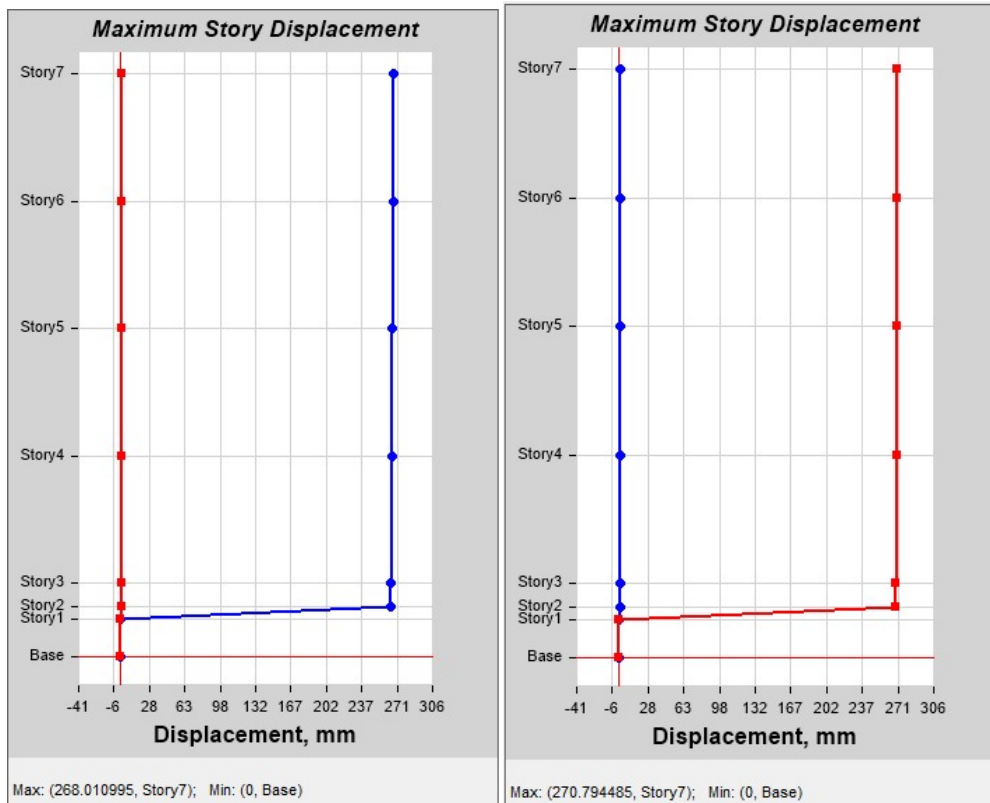


Figura 41: Desplazamientos

Verificación para controlar distorsiones de piso de la construcción

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} provocada por la excitación sísmica se determina a partir del modelo en ETABS.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	



Figura 42: Drift

La distorsión horizontal de piso máxima calculada no excederá los valores límites indicados en la siguiente tabla. El edificio en estudio pertenece al grupo B de la construcción y es de condición D.

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

Condición	Grupo de la construcción	
	A _o o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Tabla 21: Valores límites de la distorsión horizontal de piso

Solicitaciones de los elementos más desfavorables

Se adjunta a continuación una tabla con los valores obtenidos de ETABS:

Viga	M _{max}	38	tm
------	------------------	----	----

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Madera	V_{max}	18	t
Columna Madera	M_{max}	29,6	tm
	V_{max}	38,3	t
	N_{max}	151,3	t
Tabique Madera	M_{max}	1381,6	tm
	V_{max}	180,7	t
	N_{max}	313,8	t

Momentos últimos			
Viga H° A°	$Mu-$	166	tm
	$Mu+$	98	tm
Momentos nominales necesarios			
$Mn-$	184,4	tm	
$Mn+$	108,9	tm	

Corte debido a acciones gravitatorias	$U=D+f*L$		
Corte debido a acciones gravitatorias, en apoyo A	$V_G^A = V_U$	70,8	t
Corte debido a acciones gravitatorias, en apoyo B	$V_G^B = V_U$	-70,8	t

Tabla 22: Solicitaciones

Verificación de algunos elementos

Se describen a continuación, en varios elementos seleccionados de la estructura, las verificaciones de las solicitaciones correspondientes al estado de carga mayorado.

Para calcular los esfuerzos, se utilizaron las combinaciones de carga según el INPRES CIRSOC 103.

Verificación viga madera							
Flexión				Corte			
F'b	16,5	N/mm2	Verifica	F'v	1,60	N/mm2	Verifica
fb	9,08	N/mm2		f'v	0,86	N/mm2	
b	0,4	m	Cm	1			
h	0,8	m	Ct	1			
S	0,043	m3	Cd	2			
			Cl	1			
			Cf	1			
			Cr	1,1			

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Iol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Verificación tabiques madera														
Flexión			Flexocompresión				Corte			Esbeltez				
e	0,25	m	Verifica	F'c	15,00	N/mm ²	Verifica	F'v	1,6	N/mm ²	Verifica	λ	90,88722	Verifica
L	13,34	m		fc	0,96	N/mm ²		fv	0,83	N/mm ²				
S	7,41	m ³		fc/F'c	0,12	Verifica								
F'b	16,5	N/mm ²		fb/F'b	0,06		0,179							
fb	1,90	N/mm ²												
A	3,335	m ²												
r	3,85	m												
I	49,5	m ⁴												

Verificación columna madera														
Compresión			Flexocompresión				Corte			Esbeltez				
Cp	0,97		Verifica	F'b	15,0	N/mm ²	Verifica	F'v	1,6	N/mm ²	Verifica	λ	50,5	Verifica
F'c	14,55	N/mm ²		fb	3,62	N/mm ²		fv	1,17	N/mm ²				
fc	3,08	N/mm ²		fc/F'c	0,21	Verifica								
b	1	m		fb/F'b	0,24		0,453							
h	0,5	m												
A	0,5	m ²												
S	0,083	m ³												
I	0,010	m ⁴												
r	6,93	m												

Detalles de Armaduras de Viga H° A°					Deformaciones		Tensiones [t/cm ²]		Fuerzas [t]	
Mto Positivo	Altura [cm]	Cantidad A°	Diametro [cm]	Area [cm ²]	εc	-0,003000	fc	-0,21	Cc	-93,53
Capa 9	85	4	2,5	19,63	ε9	0,026548	f9	4,20	F9	82,47
Capa 8	79	2	2,5	9,82	ε8	0,024462	f8	4,20	F8	41,23
Capa 7	67,67	2	1	1,57	ε7	0,020524	f7	4,20	F7	6,60
Capa 6	56,34	2	1	1,57	ε6	0,016585	f6	4,20	F6	6,60
Capa 5	45,01	2	1	1,57	ε5	0,012647	f5	4,20	F5	6,60
Capa 4	33,68	2	1	1,57	ε4	0,008708	f4	4,20	F4	6,60
Capa L2	30	2	2	6,28		0,007429		4,20		26,39
Capa 3	22,35	2	1	1,57	ε3	0,004769	f3	4,20	F3	6,60
Capa 2	11	2	2,5	9,82	ε2	0,000824	f2	1,73	F2	16,99
Capa 1	5	4	3,2	32,17	ε1	-0,001262	f1	-2,65	F1	-85,25
Capa L1	4	2	2	6,28		-0,001610		-3,38		-21,24
Cn [cm]	8,63	Mn=	11876,1	tcm=	118,76	tm			Equilibrio:	0,05
a [cm]	7,34	φn=	3,48E-02	1/m						

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Ec [t/cm ²]	257,43
Es [t/cm ²]	2100

Detalles de Armaduras de Viga H° A°					Deformaciones		Tensiones [t/cm ²]		Fuerzas [t]	
Mto Negativo	Altura [cm]	Cantidad A°	Diametro [cm]	Area [cm ²]	εc	-0,003000	f _c	-0,21	C _c	-161,91
Capa 9	85	4	2,5	19,63	ε ₁₀	-0,001996	f ₁₀	-4,19	F ₁₀	-82,30
Capa 8	79	2	2,5	9,82	ε ₉	-0,000791	f ₉	-1,66	F ₉	-16,31
Capa 7	67,67	2	1	1,57	ε ₈	0,001484	f ₈	3,12	F ₈	4,90
Capa 6	56,34	2	1	1,57	ε ₇	0,003759	f ₇	4,20	F ₇	6,60
Capa 5	45,01	2	1	1,57	ε ₆	0,006034	f ₆	4,20	F ₆	6,60
Capa 4	33,68	2	1	1,57	ε ₅	0,008309	f ₅	4,20	F ₅	6,60
Capa L2	30	2	2	6,28	ε ₄	0,009048	f ₄	4,20	F ₄	26,39
Capa 3	22,35	2	1	1,57	ε ₃	0,010584	f ₃	4,20	F ₃	6,60
Capa 2	11	2	2,5	9,82	ε ₂	0,012863	f ₂	4,20	F ₂	41,23
Capa 1	5	4	3,2	32,17	ε ₁	0,014068	f ₁	4,20	F ₁	135,11
Capa L1	4	2	2	6,28		0,014269		4,20		26,39
Cn [cm]	75,06	Mn=	-18432,3	tcm=	184,32	tm			Equilibrio:	-0,11
a [cm]	12,70	φn=	2,01E-02	/m						
Ec [t/cm ²]	257,43									
Es [t/cm ²]	2100									

Corte minimo de diseño

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 94,40 \text{ t}$$

Longitud o luz entre apoyo A y apoyo B	L _{AB}	13	m
--	-----------------	----	---

Contribucion del hormigon a la resistencia al corte

Tension caracteritica de compresion del hormigon f' _c	f' _c	25,00	Mpa
Ancho del alma de la viga	b _w	60,00	cm
Altura util de la viga	d	85,00	cm

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Resistencia al corte del Hormigon	V_c	42,500	t
-----------------------------------	-------	--------	---

Separacion maxima de estribos

$s \leq$	d/2	42,5	cm
	400 mm	40	cm
Entonces la separacion maxima s_{max} es:		40	cm

Cálculo de estribos

Tension de fluencia del acero f_y	f_y	4,2	t/cm ²	420,00	Mpa
Ancho del alma de la viga	b_w	60	cm		
Altura util de la viga	d	85	cm		
Resistencia minima necesaria para el acero	V_s	51,90	t		
Separacion de estribos adoptada	s	30	cm		
Area de armadura de corte en una distancia s	A_v	4,36	cm ²		
Cantidad de estribos y armadura adoptada	Se adopta entonces 2 ramas exteriores del 16 y 2 ramas interiores del 12 cada 30 cm				

Armadura mínima de corte

$A_v = 0.0625 b_w s (f_c' ^{0.5}) / f_y \leq 0.33 b_w s / f_y$	1,41	cm ²	La armadura de estribo necesaria es mayor que la minima
--	------	-----------------	---

Verificación de pandeo de barras longitudinales

Diámetros (mm)	Áreas (cm ²)
8	0,50
10	0,79
12	1,13
16	2,01

Rama exterior	ΣA_b (cm ²)	$A_{te} = (\Sigma A_b f_y s) / (96 f_{yt} d_b)$	
Analisis en x	12,95	1,62	cm ²
Analisis en y	12,95	1,62	cm ²
Rama interior	ΣA_b	$A_{te} = (\Sigma A_b f_y s) / (96 f_{yt} d_b)$	

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

20	3,14
25	4,91
32	8,04

Analisis en y	8,04	0,79	cm ²
------------------	------	------	-----------------

Se adopta entonces 2 ramas exteriores del 16 y 2 ramas interiores del 12 cada 30 cm por pandeo de barras

Tabla 23: Verificaciones

Fundaciones

Se obtuvieron los esfuerzos más desfavorables de las combinaciones de cargas:

- 1,2D+1,6L
- 1,2D+0,5L+Ex
- 1,2D+0,5L+Ex

FZ Max	Mx Max	My Max	V Max
t	tm	tm	kN
496,38	72,35	71,93	736,84

Tabla 24: Solicitaciones

La carga de falla o presión de hundimiento, q_u se calcula teniendo en cuenta las influencias de:

- Cohesión del suelo, c
- Sobrecarga, q
- Fricción, que depende de las dimensiones de la base y el peso específico del suelo.

Teniendo en cuenta lo anterior, la expresión de Terzaghi es la siguiente:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

La expresión de Terzaghi fue corregida por diferentes autores, siendo la más utilizada la de Brinch Hansen. Este último autor, planteó la siguiente expresión generalizada para q_u de base empírica:

$$q_u = c^* N_c^* s_c^* d_c^* i_c^* g_c^* b_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* i_q^* g_q^* b_q + \frac{1}{2} \gamma^* B^* N_\gamma^* s_\gamma^* d_\gamma^* i_\gamma^* g_\gamma^* b_\gamma$$

Donde N , s , d , i , g y b son factores que tienen en cuenta la influencia del ángulo de fricción, la forma, la profundidad, la inclinación, la proximidad de talud y la inclinación de la base, respectivamente.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Tabla 11.2 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse.

Factor	Relación	Fuente
Forma*	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma_s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)</p>	De Beer (1970)
Profundidad†	<p>Condición (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Condición (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

*Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en amplias pruebas de laboratorio.

†El factor $\tan^{-1} (d_f/B)$ está en radianes.

Figura 42: factores de formula

Se observa entonces, que no existe una “ q_u ” única para cada sitio, porque depende también de la geometría, carga y naturaleza del terreno (se hace esta aclaración debido a que en muchos códigos aparecen ciertas tensiones máximas definidas para ciertos lugares, con lo que pareciera que existe una tensión única y no es así).

Según el CCSR de Mendoza, podemos determinar estos factores como se muestra en la figura.

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Iol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

La capacidad última de la fundación podrá evaluarse con las expresiones siguientes si se tienen resultado del estudio de suelos:

$$Nu_{\gamma} = 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

$$Nu_c = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$$

$$Nu_q = \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

$$Nu = (Nu_{\gamma} + Nu_c + Nu_q) \cdot b \cdot l$$

En estas expresiones:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_c = [e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) - 1] \cdot \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + (0,2 + \tan^6 \phi) \cdot b / l$$

$$s_q = s_c - (s_c - 1) / N_q$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,5 \cdot (0,2 + \tan^6 \phi) \cdot b / l$$

$$d_c = 1 + \frac{0,35}{b/D_f + 0,6 / (1 + 7 \cdot \tan^4 \phi)}$$

$$d_q = d_c - (d_c - 1) / N_q$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_q = \frac{1 + \sin \phi \cdot \sin (2\alpha - \phi)}{1 + \sin \phi} \cdot e^{-\left(1,3 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}$$

$$i_{\gamma} = i_q^2$$

$$\tan \delta = Q_f / N$$

$$\alpha = \phi / 2 + \text{Arc} \tan \frac{\sqrt{1 - (\tan \delta \cdot \cot \phi)^2} - \tan \delta}{1 + \tan \delta / \sin \phi}$$

b y l son las dimensiones del área efectiva. D_f es la profundidad de fundación.

γ es el peso específico del suelo. φ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Resultados:

ACCIONES	M_x	709,76	kNm
	M_y	705,62	kNm
	N	4869,49	kN
	V	736,8389	kN
EXCENTRIDADES	e_x	0,146	m
	e_y	0,145	m
Inclinacion de la carga	tg β	0,1513	
	β	0,1502	rad
		8,605	deg
Peso específico efectivo	γ	20,5	kN/m ³
Ángulo de fricción	φ	40,00	deg
		0,698	rad
Cohesión	c	0	
Dimensiones reales	b	1,25	m
	l	1,25	m
Dimensiones efectivas	b'	0,96	m
	l'	0,96	m
Prof. base desde la sup del terreno	D_f	2	m

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

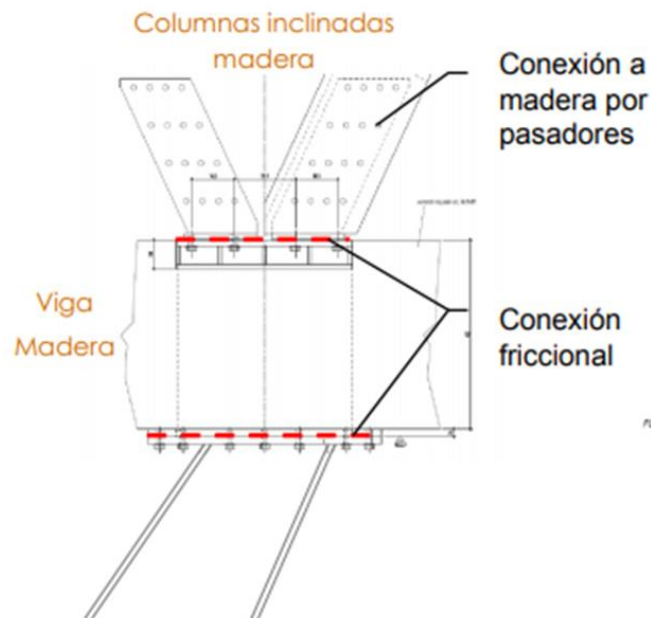
ϕ (°)	Nq	Ny	Nc	tan ϕ
40	64,20	109,41	75,31	0,84

SEGÚN Braja Das					
Ny		Nc		Nq	
γ	20,50	c	0,00	q'0	67,25
b	0,96	Nc	75,31	Nq	64,20
Ny	109,41	Fcs	1,85	Fqs	1,84
Fys	0,60	Fcd	1,40	Fqd	1,22
Fyd	1,00	Fci	0,82	Fqi	0,82
Fyi	0,62				
Ny	397,60	Nc	0,00	Nq	7908,33
		qu	8305,93		

qadm	5559,70	kN/m2
Qadm	5116,73	kN

Detalles de uniones

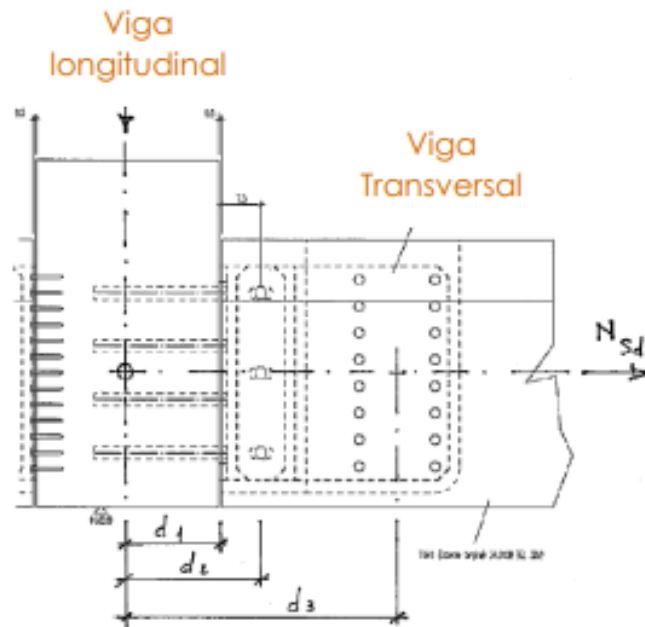
Conector columnas con vigas



Este tipo de conector se usa para conectar una columna inclinada en una viga, y luego continuarla. Contiene planchuelas las cuales se colocan dentro de ranuras en las columnas. Del otro lado tiene pelos de hierro los cuales penetran la continuación de la columna.

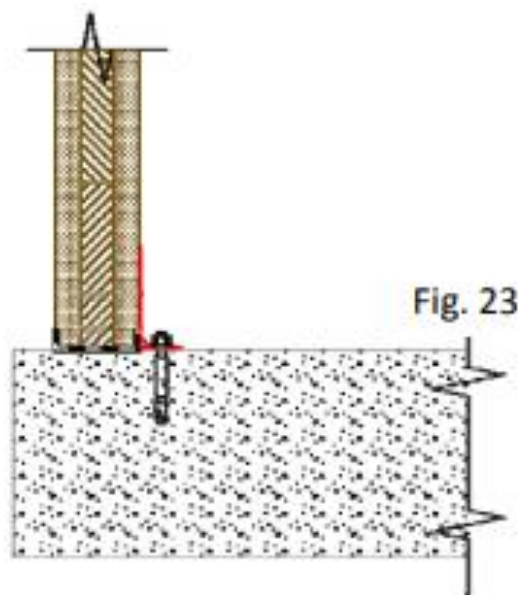
Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

Conector viga longitudinal con viga transversal (también tabique viga)



En la viga transversal dispone de pasadores que van en todo el espesor entre los herrajes metálicos, mientras que en la viga longitudinal ingresan pelos de acero con epoxy.

Conector tabique de madera con losa



Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

La unión se materializa con escuadras, pernos y elementos soldados. En la junta se le colocan materiales que resuelven problemas de transmisiones acústicas e infiltración.

Conclusiones

El trabajo integró diversos temas aprendidos a lo largo de la carrera. Con ayuda de los profesores y los códigos fuimos avanzando en el proyecto y obteniendo resultados satisfactorios.

El principal atractivo del proyecto fue el uso de aisladores sísmicos, el cual nos permitió ver como se modifican todas las variables del edificio. Fue un gran desafío que pudimos sobrellevar gracias al previo conocimiento de los ingenieros a cargo de la cátedra y del curso dado por el ingeniero Retamal de la empresa DIS. Datos atractivos de esta aplicación fue ver como podíamos aumentar el periodo del edificio al número que nosotros viéramos conveniente, y con estos valores poder variar el peine de cargas estáticas y las correspondientes deformaciones.

Otro desafío fue el uso de madera, y más específicamente la tecnología CLT, muy poco usada. Debimos recurrir a códigos de otros países, textos y algunas especificaciones de marcas en particular, para luego adaptarlas a maderas que se pudieran conseguir en Argentina. Se observó como este material tan noble y ecológico, nos permitía reducir el peso propio de la estructura notablemente. Al contar con los aisladores, tuvimos la fortuna de trabajar con cargas en estado de servicio, por lo cual pudimos adoptar criterios del CIRSOC 601.

La tecnología CLT es un mejoramiento de la tecnología de madera laminada, dándole una resistencia superior en los sentidos de las fibras, pudieron obtener elementos de mucha menos dimensión que los de una madera convencional. Es un hecho que esta tecnología va a abrirse camino con el paso de los años, y fue muy productivo poder innovar en este proyecto.

El conocimiento que adquirimos en esta materia lo fuimos manejando nosotros personalmente profundizando los temas que más nos apasionaban. Nos detuvimos varias clases con el diseño de aisladores, ya que lo vimos muy conveniente y es un tema que no se ve en las cátedras obligatorias de la carrera.

Muy agradecidos con el apoyo de los profesores ante cada consulta de cualquier tema que surgiera.

Bibliografía

1. <http://ingenieria.uncuyo.edu.ar/se-dio-inicio-a-la-construccion-del-edificio-de-arquitectura-y-mecatronica>
2. <http://www.unidiversidad.com.ar/nuevo-edificio-para-las-carreras-de-arquitectura-e-ingenieria-mecatronica>
3. <http://www.panelesclt.es/Material/Ventajas/>

Diseño Estructural Proyecto Integrador	G 2	Del Fiol. Adriano Quiroga, Jorge Sabás. Joaquín
	2019	

4. <http://www.clt.info/es/productos/mcl-el-sistema-de-madera-maciza/ventajas/>
5. <https://www.pfeifergroup.com/es/productos/construccion-en-madera/clt/>
6. <https://egoin.com/definiciones-de-los-paneles>
7. <https://www.madera21.cl/primer-edificio-en-madera-de-chile-se-inauguro-en-penuelas/>
8. <https://paisajismodigital.com/blog/edificios-de-madera-en-chile-la-nueva-alternativa-sustentable-austral/>
9. <https://www.lanacion.com.ar/arquitectura/inauguro-el-nuevo-aeropuerto-de-ushuaia-del-arquitecto-carlos-ott-nid1122582>
10. <https://www.construible.es/2017/04/18/edificio-sostenible-gran-altura-madera-prefabricada-noruega>
11. <https://www.madera21.cl/the-tree-el-edificio-en-madera-mas-alto-de-noruega/>
12. <https://www.metalocus.es/es/noticias/el-edificio-en-madera-mas-alto-del-mundo-la-torre-mjosa-por-voll-arkitekter>
13. <https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/892399/la-torre-de-madera-mas-alta-del-mundo-se-construye-en-noruega>
14. <https://www.construible.es/2018/10/04/noruega-acoje-construccion-edificio-madera-alto-mundo-material-bajo-impacto-climatico>
15. <https://www.uruguayxxi.gub.uy/es/noticias/articulo/el-primer-edificio-de-tres-niveles-en-madera-de-latinoamerica-se-construyo-en-uruguay/>
16. <http://viajes.elpais.com.uy/2018/11/05/sorpresa-rascacielos-de-madera-desafian-al-hormigon/>
17. <https://www.demadera.work/los-principales-paises-productores-de-madera/>
18. <http://www.fao.org/forestry/statistics/es/>
19. https://ibce.org.bo/images/estudios_mercado/Perfil-America-Latina-Comercio-Madera.pdf