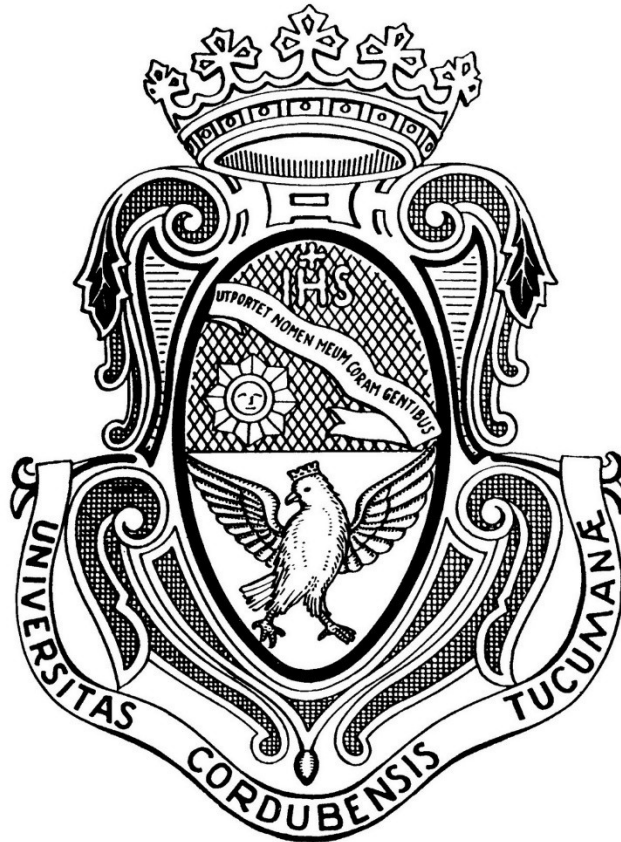


FACULTAD DE CIENCIAS
EXACTAS, FÍSICAS Y
NATURALES



ASIGNATURA: PRÁCTICA
SUPERVISADA

Alumno: Salim, José Ignacio

Matricula: 34.880.051

Plan: 20105 Carrera: (201) Ingeniería Civil

Año: 2018

EXPTE EXTERNO:

INDICE

1- INTRODUCCIÓN	1
1.1- Objetivos	3
1.2- Plan de Actividades	5
2- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
2.1- Arquitectura	7
2.2- Características de los Materiales Utilizados	15
2.2.1- Madera Douglas Fir.....	15
2.2.2- Madera Parallam (PSL-Parallel Standard Lumber).....	16
2.2.3- TJI – I Joists.....	17
2.2.5- Perfil HSS.....	18
2.2.6- Perfil “Pipe”.....	19
2.3- Planteo Estructural	20
3- ANÁLISIS DE CARGAS Y MÉTODO DE CÁLCULO	25
3.1- Cargas Permanentes	25
3.2- Sobrecargas	26
3.2.1- Sobrecarga en Techo.....	26
3.2.2- Sobrecarga en Cielorraso.....	26
3.2.3- Sobrecarga en Pisos.....	27
3.2.4- Sobrecarga en Trellis.....	27
3.2.5- Sobrecarga en Deck.....	27
3.3- Cargas Sísmicas	28
3.4- Cargas de Viento	33
3.5- Comparación de las Cargas Sísmicas con las Cargas de Viento	39
3.6- Distribución en Planta de las Acciones Sísmicas	40
3.6.1- Diafragma.....	40
3.6.2- Muros.....	44
3.7- Método LRFD	50
3.7.1- Factores de Carga.....	51
3.7.2- Factores de Resistencia.....	51
3.8- Combinaciones de Carga	52
4- VIGAS	53
4.1- Criterios de Distribución	53
4.2- Nombramiento y Tipos de Vigas	54
4.3- Vigas de Madera	57

4.2- Vigas de Metal.....	59
5- COLUMNAS.....	60
5.1- Postes de Madera.....	60
5.2- Columnas de Acero.....	62
5.2.1- Columnas Interiores.....	62
5.2.2- Columnas Exteriores.....	64
6- CONEXIONES.....	67
6.1- Hangers.....	68
6.2- Column Cap.....	70
6.3- Holdowns.....	71
7- FUNDACIÓN.....	73
7.1- Slab On Grade.....	73
7.2 Retaining Walls.....	76
7.3 Pads.....	82
7.3.1- Pads Aislados.....	83
7.3.2- Pads en Footings.....	83
8- BIBLIOGRAFÍA.....	84
9- FUENTES.....	85
10- CONCLUSIONES.....	86
11- AGRADECIMIENTOS.....	87

1- INTRODUCCIÓN

En el presente Informe Técnico se describen las actividades que se llevaron a cabo para la realización de la práctica supervisada de la carrera Ingeniería Civil en la Facultad de ciencias Exactas Físicas y Naturales.

Bajo el mencionado marco, se realizó el análisis, diseño, cálculo y detallado estructural de una vivienda unifamiliar ubicada a la altura 247 en calle 20th de la Ciudad de Santa Mónica, perteneciente al condado de Los Ángeles del Estado California, EEUU.

La vivienda mencionada se encuentra en un barrio de viviendas de gama media/alta. La misma cuenta con un subsuelo, plata baja y primer piso

A continuación, se muestra en la figura 1.1 la localización del lugar donde se realizará la futura obra.



Figura 1.1 Croquis de Ubicación del terreno

De acuerdo con lo observado mediante Google Maps y a lo especificado en el reporte de suelo la zona donde se emplazará la obra es esencialmente de topografía plana. El sitio está cubierto por suelos sedimentarios, los cuales se componen principalmente en arena arcillosa densa con clastos de roca que oscilan entre las 1 y 2 pulgadas.

En base a los datos proporcionados por el cliente, las tareas realizadas consistieron básicamente en el estudio detallado de la información provista, el cálculo de vigas y columnas con sus respectivas uniones y, posteriormente, el cálculo de la fundación del sistema estructural.

Para el cálculo y resolución de la estructura se siguieron los lineamientos proporcionados por el IBC "International Building Code", basándose además en códigos como: CBC "California Building Code", ASCE "American Society Of Civil Engineers" & NDS "National Design Specifications For Wood Constructions".

1.1- Objetivos

La presente práctica supervisada tiene como objetivo general brindar una primera experiencia laboral dentro del campo profesional, en un marco de seguimiento y aprendizaje, donde el alumno pueda adquirir herramientas que permitirán fijar y traducir los conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera hacia la práctica de manera de poder contrastar lo aprendido con la realidad del día a día. Además, se busca afianzarse en el ejercicio de la profesión.

En este caso, la práctica supervisada se ha orientado hacia la rama del análisis, diseño y cálculo estructuras, con el fin de profundizar y articular los mencionados conocimientos adquiridos en las materias vinculadas a los temas tratados a lo largo de ella.

A continuación, se citan los objetivos personales y profesionales que se buscan alcanzar mediante el desarrollo de la presente práctica:

- Lograr interpretar y comprender los requerimientos planteados por profesionales de otras ramas a fin de poder dar una solución estructural criteriosa, competente y adecuada que se ajuste de la mejor manera a todos ellos.
- Destreza en el análisis y planteo de la estructura y posterior cálculo de esta con la correcta determinación de esfuerzos que actúan en cada uno de los elementos debido a cargas del tipo gravitatorias, cargas accidentales, cargas sísmicas y solicitaciones debido al viento.
- Aprendizaje de métodos constructivos no convencionalmente utilizados en la República Argentina.
- Utilización y familiarización de los códigos vigentes en EEUU, muchos de los cuales son utilizados como base para el desarrollo de los reglamentos empleados en la construcción de estructuras en la República Argentina.
- Interiorización en el cálculo y dimensionado de vigas y columnas de madera y metal, como así también el cálculo y dimensionado de las uniones de dichas vigas y columnas metálicas. Obteniendo, a su vez, criterios para la determinación de esfuerzos sobre la estructura y elementos.

- Formulación de planos que representen de manera clara y concisa la información estructural respecto al sistema calculado, con el detallado de los puntos singulares de importancia a fin de dilucidar cualquier duda constructiva al respecto.
- Formar criterios para la toma de decisiones en cuanto a la localización y elección de elementos estructurales adecuados.
- Tomar dimensión del impacto en los costos económicos de la obra debido a la elección de tanto de sistemas estructurales resistentes como de los materiales utilizados para su construcción, realizando pequeñas comparaciones económicas y constructivas de las alternativas a fin de elegir la más conveniente.
- Desenvolverse, incorporarse y desempeñarse en un ambiente grupal profesional con el fin de nutrirse e intercambiar ideas y puntos de vista con los mismos.
- Vincular y articular los conocimientos teóricos adquiridos en la facultad con las condiciones y hechos que se dan en la realidad de la vida cotidiana.

1.2- Plan de Actividades

En el marco del Proyecto de referencia se ha previsto el desarrollo de las tareas que se detallan a continuación:

- Análisis del proyecto, requerimientos arquitectónicos e información provista por el contratista.
- Análisis y estimación de las cargas y solicitaciones de la estructura, según los códigos y reglamentos que contemplan a éstas.
- Análisis sísmico de la estructura de madera.
- Análisis de viento de la estructura de madera.
- Definición y planteo de los elementos estructurales resistentes a las solicitaciones (muros, vigas, columnas, etc.).
- Determinación de las acciones sobre cada elemento resistente.
- Cálculo, dimensionado y verificación de comportamiento de los elementos estructurales.
- Elección de las secciones finales a utilizar en la estructura.
- Cálculo de fundaciones y muros de retención perimetrales.
- Confección de planos de la estructura resistente con el correspondiente detallado de puntos típicos y singulares.

1.3- Alcances de la Práctica Supervisada

El presente informe se limita al análisis, cálculo y dimensionamiento de todas las vigas, columnas y elementos necesarios para la materialización de la fundación de la estructura del proyecto.

En este no se desarrollan los cálculos y dimensionamiento de los conectores de las uniones entre elementos de madera debido a que sus resistencias y capacidades fueron ensayadas y aprobadas (por ejemplo, entre vigas y columnas) por la entidad reguladora LADBS (Los Ángeles Department Of Building And Safety). Las mencionadas resistencias y capacidades de estos elementos se obtienen de los catálogos proporcionados por la Empresa Diseñadora de estos.

No se desarrolla el cálculo, dimensionado y detallado de los elementos necesarios (Shoring) para la materialización de los muros de retención del subsuelo; como así tampoco los elementos de unión entre elementos de metal (vigas y columna) ya que los mismos fueron llevados a cabo por el Ingeniero Bruno Benzoni.

Por último, no se desarrolla el cálculo de los Trusses del techo de la vivienda, ya que los cálculos de estos fueron encomendados a otra Empresa la cual se especializada en ello.

2- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1- Arquitectura

Como se mencionó al inicio, el presente informe se basa en el estudio de una vivienda tipo unifamiliar de tres pisos, con una superficie cubierta de aproximadamente 270m². La altura libre entre el primer piso y el techo es de 2.75m, la altura entre la planta baja y el primer piso es de 3.05m y la altura entre el subsuelo y la planta baja es de 2.75m. En las figuras 2.1.1 y 2.1.2 se pueden apreciar dos vistas axonométricas de la estructura en análisis.

La forma geométrica en planta podría asimilarse como una "C" (ver figura 2.1.3), cuya base tiene una longitud de 11.6m y su alto es de 23.3m.

La vivienda se compone de un subsuelo (ver figura 2.1.6) en el cual se puede encontrar una sala destinada a la proyección de películas, una sala de juegos, una sala para almacenamiento de vinos, un gimnasio con baño y una habitación con su respectivo baño. La planta baja (ver figura 2.1.5) está compuesta por una habitación para huéspedes con baño en suite, un patio interno, un garaje para dos vehículos, sala de estar, cocina, comedor y un patio cubierto aledaño a la habitación de huéspedes. Por último, el primer piso (ver figura 2.1.4) contiene tres habitaciones con baño suite y la habitación principal de la casa que consta de un baño, un cambiador, el dormitorio y un deck exterior, el cual posee un trellis (Pérgola) para proporcionar sombra en dicho sector.

La vivienda cuenta con dos núcleos de circulación vertical, uno compuesto por una escalera de madera y el otro compuesto por un ascensor el cual se desplaza desde el subsuelo hasta el primer piso.

El techo de la vivienda está materializado con Trusses (Cabreadas) contruidos en madera con una terminación superior realizada en metal.

Los muros perimetrales de la planta baja tienen un espesor final de 15cm y poseen un acabado exterior de revestimiento con ladrillos cerámicos. Los muros perimetrales del primer piso también poseen un espesor final de 15cm, pero su acabado exterior es en stucco con motivos decorativos.

Todos los muros exteriores están conformados por studs de madera Douglas Fir #2 de sección 2x6, cuya separación entre ellos es de 40cm.

La ventaja de utilizar este espesor de muros para los exteriores y/o perimetrales es que el mismo proporciona un mayor espacio para el aislamiento, tanto térmico como sonoro, del exterior y además ofrece más lugar para la incorporación de instalaciones en su interior. Como desventaja puede decirse que el costo de empleo de este es mucho mayor que el de paredes de 10cm, ya que el costo de un muro de 2x6 con el clavado mínimo permitido por el código (cada 60cm) es alrededor de un 20% mayor que el de un muro de 2x4 con un clavado cada 40cm.

Los muros perimetrales del subsuelo cumplen la función de muros de retención lateral del suelo lindante. Estos poseen un espesor de 10in (por cálculo) y se realizan de hormigón armado.

Los muros interiores de la vivienda poseen un espesor final de 10cm. Estos están conformados por 2x4 con revestimientos de empapelado y/o revoque en yeso.

Los pisos del interior de la vivienda tienen un espesor aproximado de 40cm y posee una carpeta de concreto alivianado con terminación también realizada en el mismo material.

El diseño arquitectónico de la vivienda estuvo a cargo del estudio “Shepphird Associates”

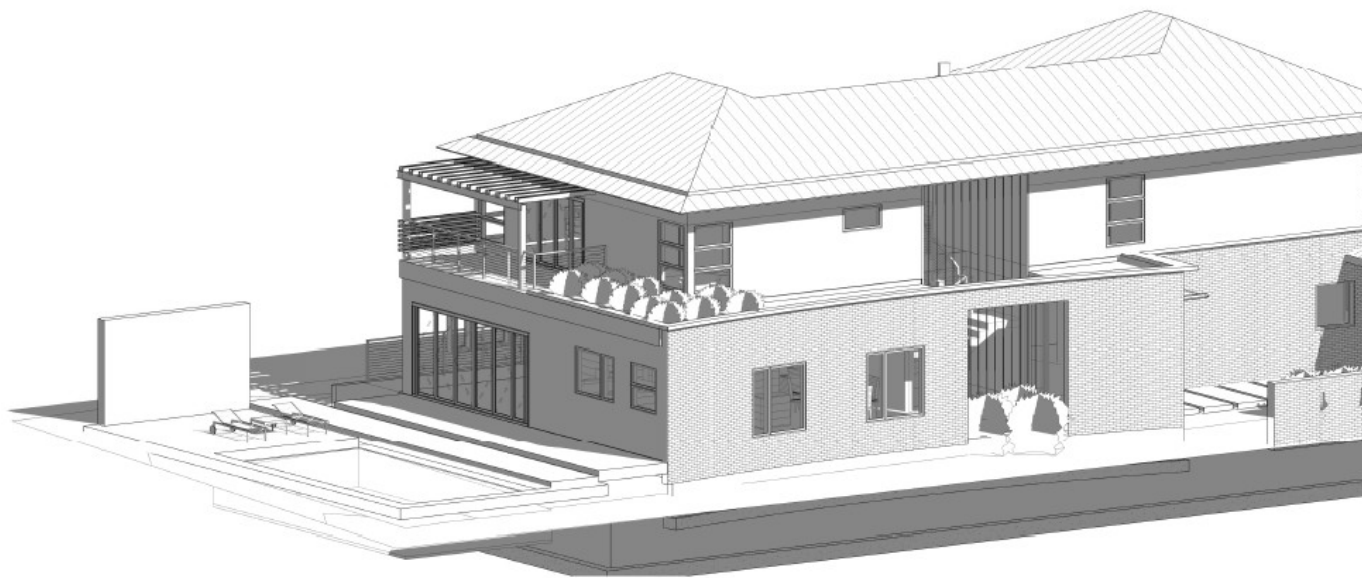


Figura 2.1.1- Vista Axonométrica Noroeste

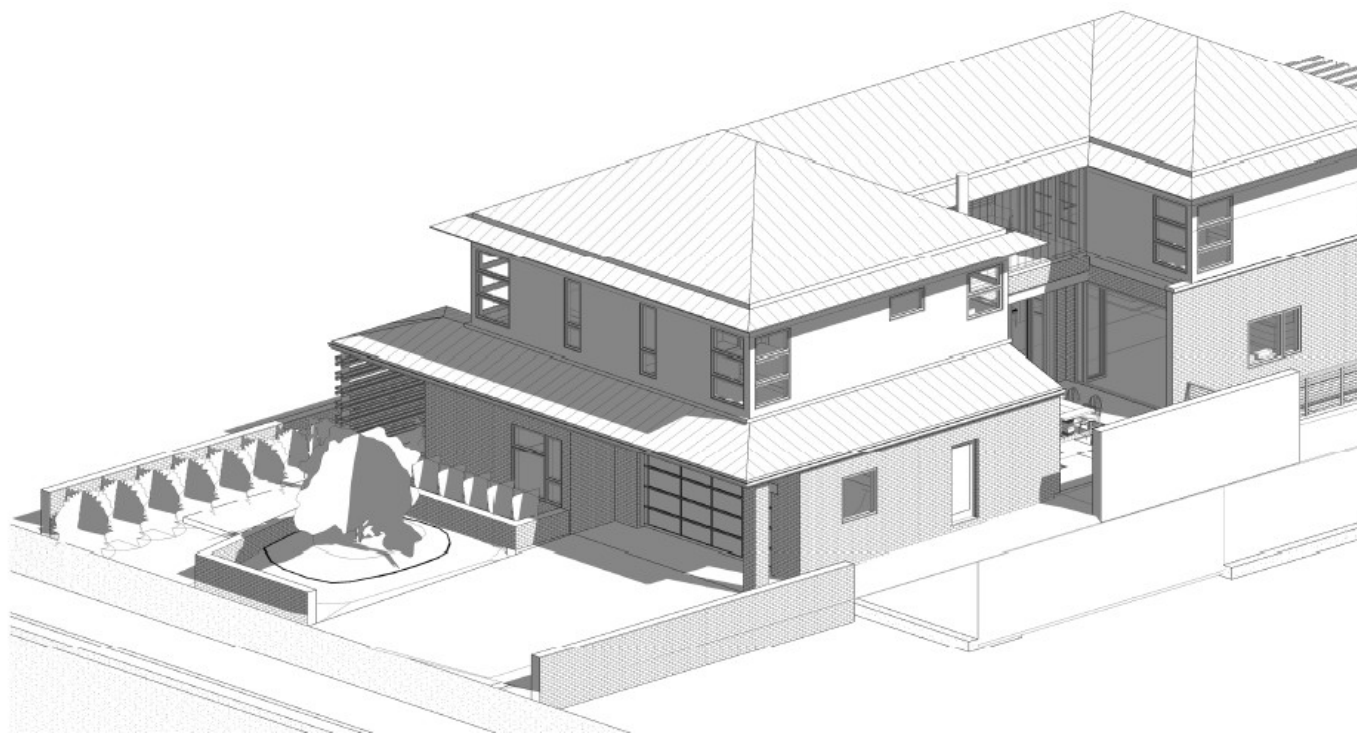


Figura 2.1.2 - Vista Axonométrica Sureste

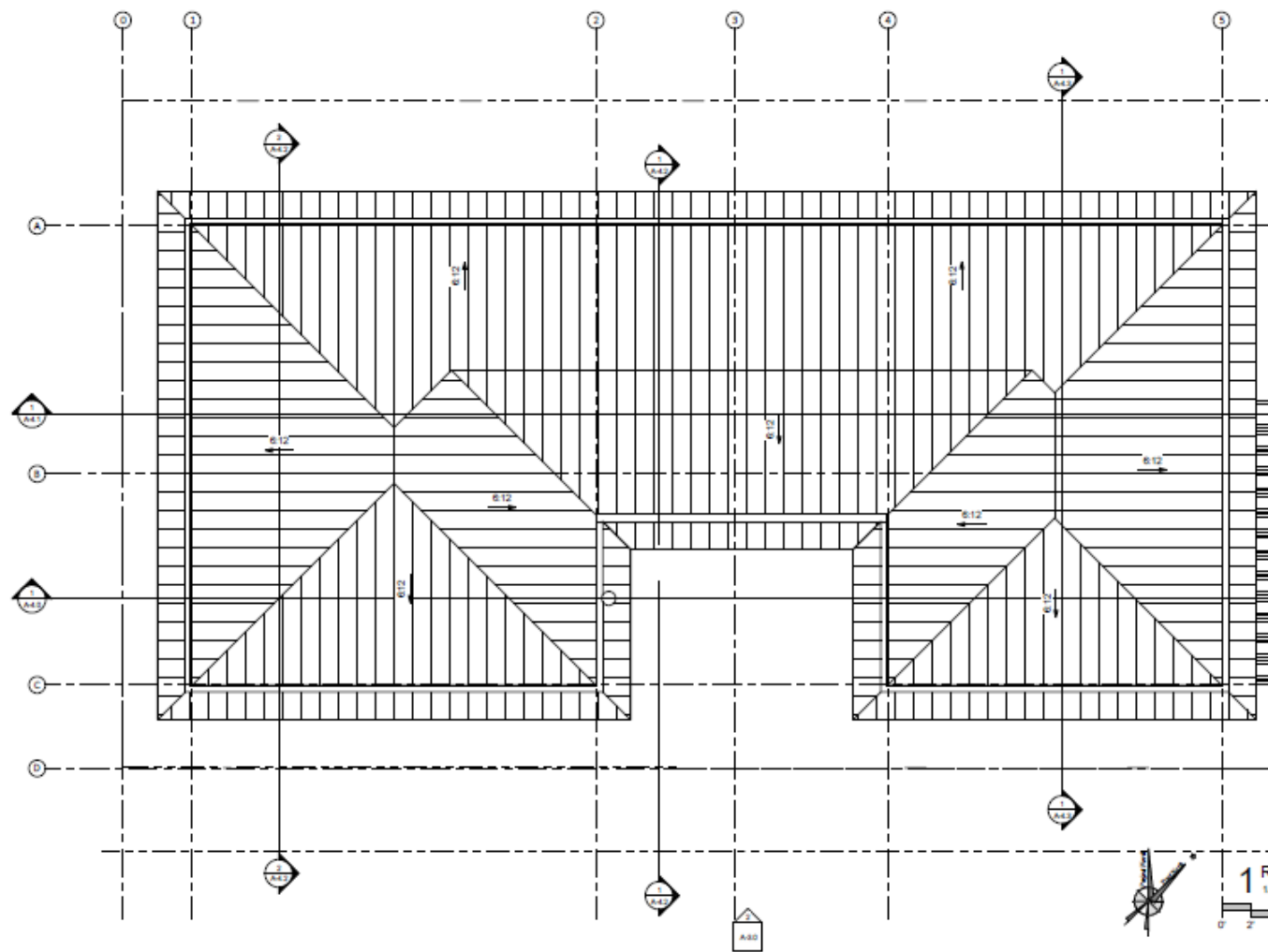


Figura 2.1.3 - Planta de Techo (Arquitectura)

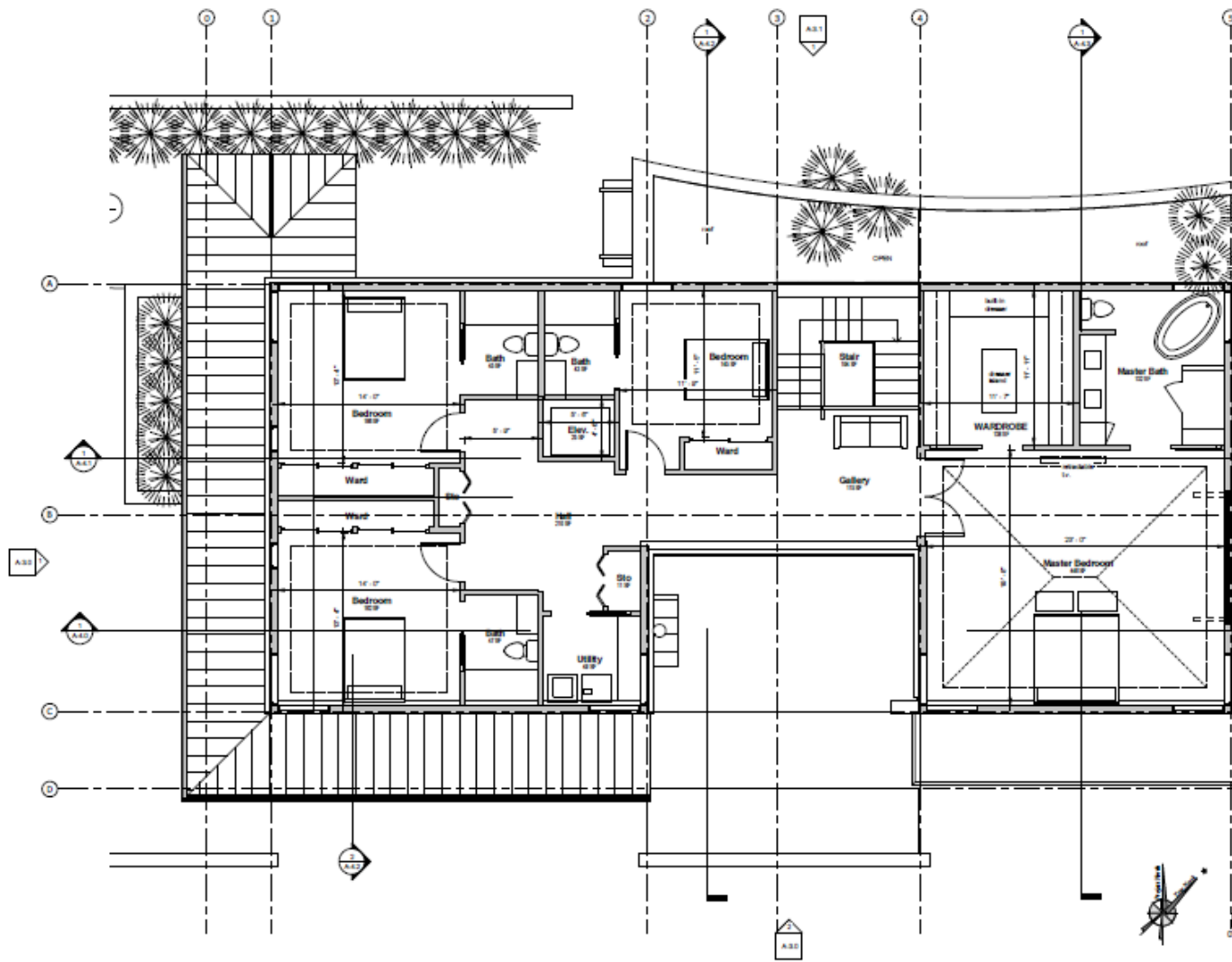


Figura 2.1.4 - Planta de Primer Piso (Arquitectura)

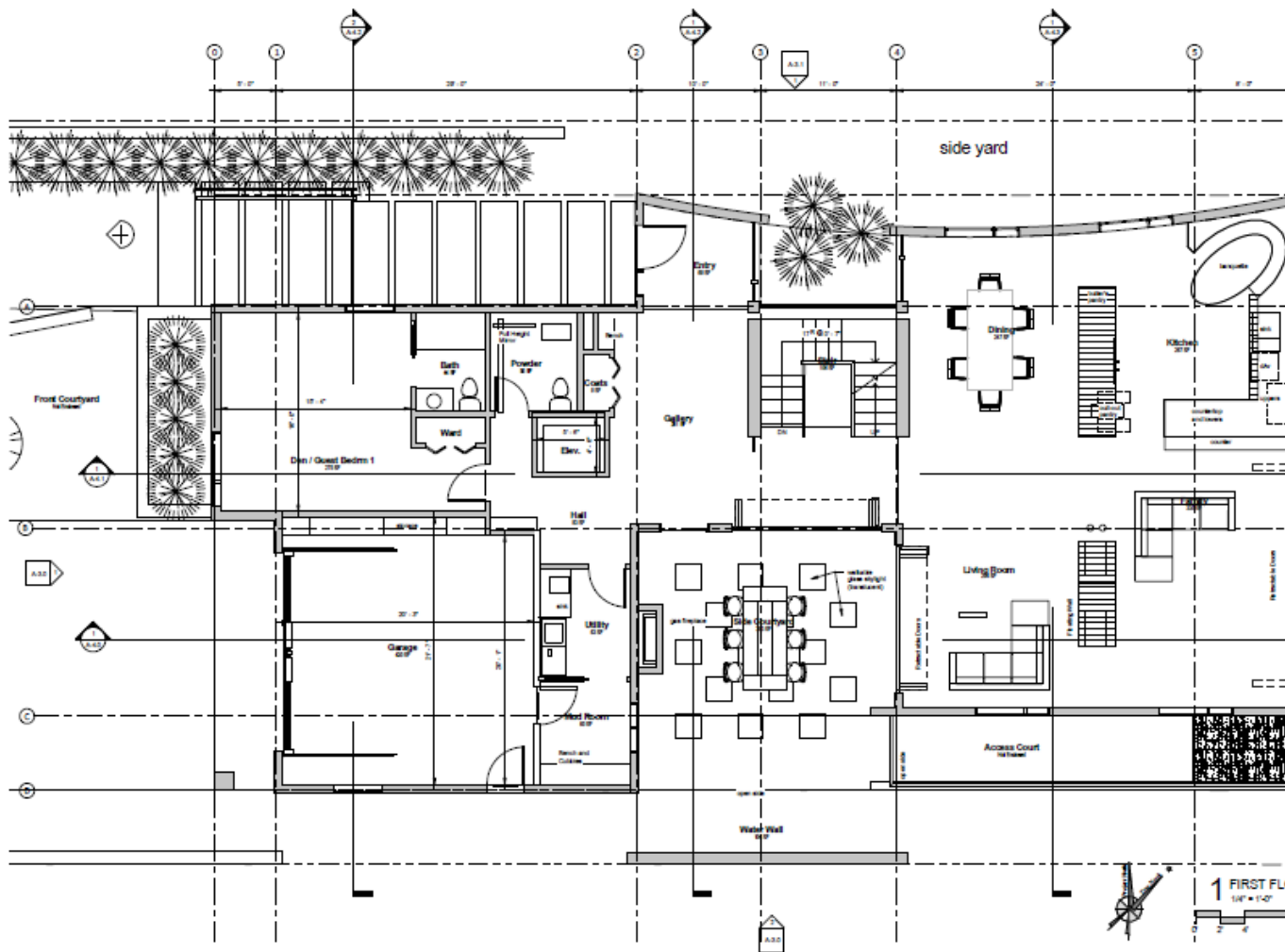


Figura 2.1.5 - Planta Baja (Arquitectura)

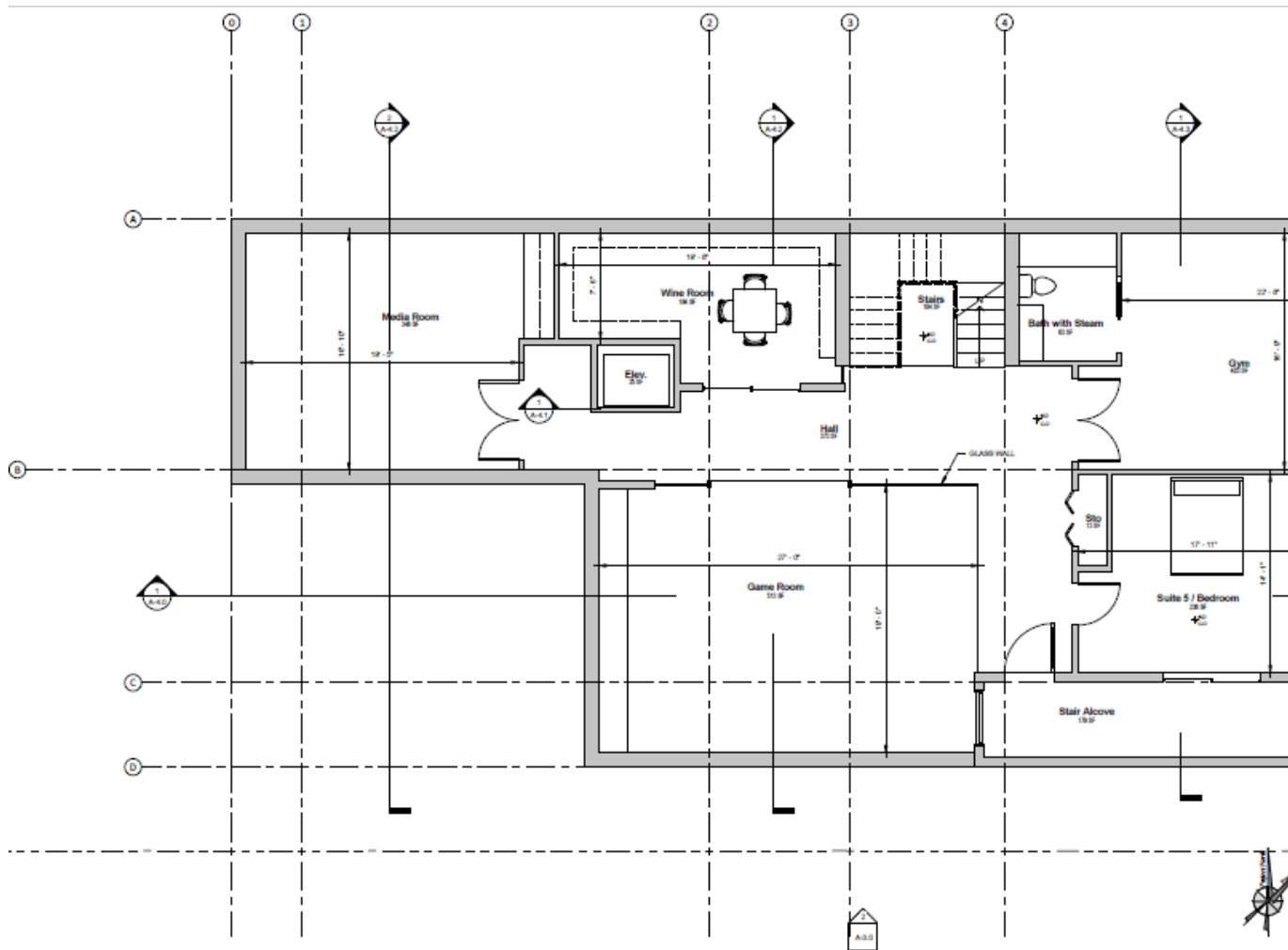


Figura 2.1.6 - Subsuelo (Arquitectura)

2.2- Características de los Materiales Utilizados

2.2.1- Madera Douglas Fir

La madera Douglas Fir se utiliza en todas las construcciones generales debido a su abundancia, costo relativamente bajo y duración moderada en cuanto a la descomposición y resistencia a los agentes atacantes exteriores. Además, es adecuada para la construcción ya que presenta una trabajabilidad muy aceptable para el encolado, clavado y terminación de las superficies.

Su aplicación principal en la construcción es en studs (para la construcción de los muros), dinteles, vigas y columnas con cargas solicitantes relativamente de medianas a bajas.

El color de esta puede variar en función de la edad y la ubicación del árbol. Por lo general es de color marrón claro con anillos de crecimiento más oscuros

y de brillo natural moderado. Su grano es generalmente recto o ligeramente ondulado, con una textura de mediana a gruesa, lo cual lo hace adecuado para piezas de geometría prismática.

En la siguiente tabla se detallan las características físicas y mecánicas de la madera:

Característica	Comentario
Nombre	Douglas Fir
Localización	Oeste de Norte América
Densidad Seco (Promedio)	32 lbs/ft ³ (510 Kg/m ³)
Gravedad Específica (12% MC)	0.5
Módulo de elasticidad	1.3 x10 ⁶ psi (8.95 GPa)
Flexural Stress (f_b)	875 psi
Tensión Stress (f_t)	425 psi
Compression Perpendicular To Grain ($f_{C\perp}$)	625psi
Horizontal Shear Parallel To Grain (f_v)	600 psi

2.2.2- Madera Parallam (PSL-Parallel Standard Lumber)

La madera Parallam® PSL es desarrollada por la empresa Weyerhaeuser. Ésta se fabrica en un proceso continuo a partir de fibras o hebras de madera largas y delgadas, las cuales son orientadas de manera paralela con la longitud principal del miembro. La unión entre estas hebras se da mediante la utilización de adhesivos especiales en conjunto con el prensado de estas, obteniéndose una madera artificial libre de imperfecciones.

El producto es fabricado en secciones de 12" x 12" o 12" x 18" la cual es luego aserrada y recortada a tamaños de sección transversal menor. Los espesores típicos de sección son 3 ½", 5 ¼", o 7"; las alturas típicas de sección son 9 ½", 11 7/8", 14", 16" y 18".

Este tipo de madera presenta, entre sus características principales:

- Elevada resistencia a los agentes atacantes exteriores, ya que se pueden agregársele aditivos en los adhesivos durante el proceso de fabricación.
- La longitud de la viga solo se limita a la longitud máxima que puede ser manejada o transportada. Normalmente las vigas se hacen para una longitud máxima de 60 ft (18.3m).

Los valores de resistencia de la madera Parallam son mayores en comparación con la madera aserrada (Douglas Fir). Esto se debe a que los nudos y otras imperfecciones se eliminan durante el proceso de fabricación.

En la siguiente tabla se detallan las características físicas y mecánicas de la madera:

Característica	Comentario
Nombre	Parallam PSL
Densidad	45 lbs/ft ³ (420 Kg/m ³)
Gravedad Específica (SG)	0.5
Módulo de Elasticidad (E)	2.2x10 ⁶ psi (15.13 GPa)
Flexural Stress (f _b)	2900 psi
Tensión Stress (f _t)	2025 psi
Compression Perpendicular To Grain (f _{C⊥})	625 psi
Compression Parallel To Grain (f _C)	2900 psi

2.2.3- TJI – I Joists

Las vigas de madera TJI® son desarrollada por la empresa Weyerhaeuser al igual que las maderas Parallam®. Estas son utilizadas para la construcción de pisos de alto rendimiento y cuyas luces son relativamente grandes en comparación con las construcciones de viviendas más comunes.

Este tipo de vigas presenta una gran estabilidad dimensional, la cual ayuda a evitar problemas de torsión, deflexiones excesivas en servicio y contracciones las cuales producen chirridos y crujidos al circular sobre él.

Las vigas TJI son livianas y vienen en longitudes relativamente largas, en comparación con las vigas aserradas, lo cual se traduce en un ahorro de tiempo y dinero a la hora de la construcción.



Figura 2.2.3.1 - Vigas de Madera TJI

El fabricante proporciona un software para el cálculo de estas vigas. En él deben ingresarse los datos de luz entre apoyos, cargas (puntuales y/o distribuidas), deflexiones máximas para cargas vivas y totales, y altura del paquete estructural del piso. Luego, se selecciona el “grado de confort”, el cual es un índice de sensación de movimiento que se tiene al desplazarse por sobre la superficie el cual varía entre 0 y 100. Para viviendas normalmente se utiliza un grado de confort mayor a 35. Posteriormente se selecciona la calidad de viga que se desea utilizar y se hace correr el programa para verificar que el producto seleccionado cumpla con las exigencias establecidas. Finalmente, el programa nos da una salida con el resumen de los cálculos efectuados y, en caso de ser así, un aviso de verificación. En caso de no cumplir, se debe

seleccionar un elemento de mayor calidad o aumentar el tamaño del paquete estructural.

2.2.4- Perfiles W

Las vigas de acero utilizadas para la realización del proyecto fueron de sección “Doble T”, de acero ASTM A992.

Ésta es una de las aleaciones de acero al carbono más disponibles en el mercado para vigas estructurales, la cual presenta una gran resistencia mecánica y soldabilidad.

Las características de este tipo de acero se presentan a continuación:

Característica	Comentario
Nombre	ASTM A992
Densidad	490 lbs/ft ³ (7850 Kg/m ³)
Resistencia a la Tracción	50 Ksi (345 MPa)
Resistencia Última a Tracción	65 Ksi (450 MPa)
Módulo de Elasticidad (E)	29000 ksi

2.2.5- Perfil HSS

Las secciones HSS son perfiles estándar de tuberías estructurales de aceros al carbono soldadas en frío y sin costura. La especificación del acero utilizada para este tipo de secciones en este proyecto es ASTM A500, la cual es la más comúnmente usada en EEUU.

Las características de este tipo de acero se presentan a continuación:

Característica	Comentario
Nombre	ASTM A500 – Grade B
Densidad	490 lbs/ft ³ (7850 Kg/m ³)
Tensión de Fluencia	46 Ksi (318 MPa)
Módulo de Elasticidad (E)	19000 ksi

2.2.6- Perfil "Pipe"

Las secciones "Pipe" son perfiles secciones redonda y hueca sin costuras las cuales son generalmente utilizadas como columnas estructurales. Esta se produce en tres categorías diferentes de resistencia: estándar, x-strong y xx-strong. El grosor de la pared del tubo de acero determina la categoría de la tubería. En el caso del proyecto analizado se utilizaron las secciones de resistencia estándar, cuya designación es Std., debido a que las solicitaciones a las cuales se encuentran sometidas son relativamente pequeñas.

Las características y propiedades de este tipo de secciones se presentan a continuación:

Característica	Comentario
Nombre	Standard Pipe
Tipo	Grado B
Densidad	490 lbs/ft ³ (7850 Kg/m ³)
Tensión de Fluencia	35 Ksi (318 MPa)
Módulo de Elasticidad (E)	19000 ksi

2.3- Planteo Estructural

La estructura resistente planteada para soportar las solicitaciones propias y externas a la cuales se encontrará sometida la misma consiste en un sistema de muros, vigas y columnas de madera y muros de hormigón, los cuales fueron ubicados de manera conveniente en concordancia con el proyecto de arquitectura, el cual fue elaborado con anterioridad en función de la demanda y necesidades del cliente.

La ubicación de estos elementos estructurales resistentes estuvo a cargo del alumno y, posteriormente, el Project Manager a cargo del proyecto realizó un control del diagrama estructural planteado y, con mayor criterio y experiencia, realizó modificaciones al mismo para lograr un mejor funcionamiento y garantizar un buen diseño.

A medida que se fueron llevando a cabo los cálculos de la estructura, ésta fue sufriendo modificaciones y ajustes en cuanto los materiales y secciones utilizadas para las vigas y columnas. Esto debido a los requerimientos tanto de resistencia, como de comportamiento en servicio y aspecto visual a los que se someten los elementos estructurales.

Para la transmisión de cargas, tanto verticales como horizontales, del techo se tomaron tres planos de muros resistentes A, B' y C orientadas en la dirección X y cuatro planos de muros resistentes 1, 2, 4 y 5 orientadas en la dirección Y. En este nivel se adoptó además un plano llamado 6, orientada en la dirección Y, para transmitir las cargas provenientes del trellis. Esta línea posee un comportamiento de pórtico de madera de nudos rígidos ante las cargas laterales gracias a la colocación de "knee brace" (rigidizadores). Los planos mencionados anteriormente pueden observarse en la figura 2.3.1.

En cuanto a la transmisión de cargas del primer piso se adoptaron cinco planos de muros A', A, B, C y D orientadas en la dirección X y ocho planos de muros 0, 1, 1', 2, 3, 4, 5 y 6 orientadas en la dirección Y. En este nivel existe un patio cubierto colindante a la habitación de huéspedes cuyas cargas tanto verticales como horizontales son tomadas por dos columnas de acero de sección "HSS", las cuales están ubicadas sobre la línea A'. Ante una acción sísmica, este par de columnas se comportan cada una como un voladizo,

transmitiendo los esfuerzos axiales, de corte y momento a una fundación tipo aislada semi profunda. Los planos mencionados anteriormente pueden observarse en la figura 2.3.2.

Finalmente, para realizar la transmisión de cargas provenientes desde la planta baja se adoptaron cinco planos de muros, los planos A' y C poseen muros resistentes de madera y los A, B y D son muros de retención de hormigón armado, todas estas orientadas en la dirección X. Además, se tienen seis planos de muros orientadas en la dirección Y, los planos 3 y 4 poseen muros resistentes de madera y los planos 0, 1", 2 y 6 son muros de retención de hormigón armado. Las líneas mencionadas anteriormente pueden observarse en la figura 2.3.3.

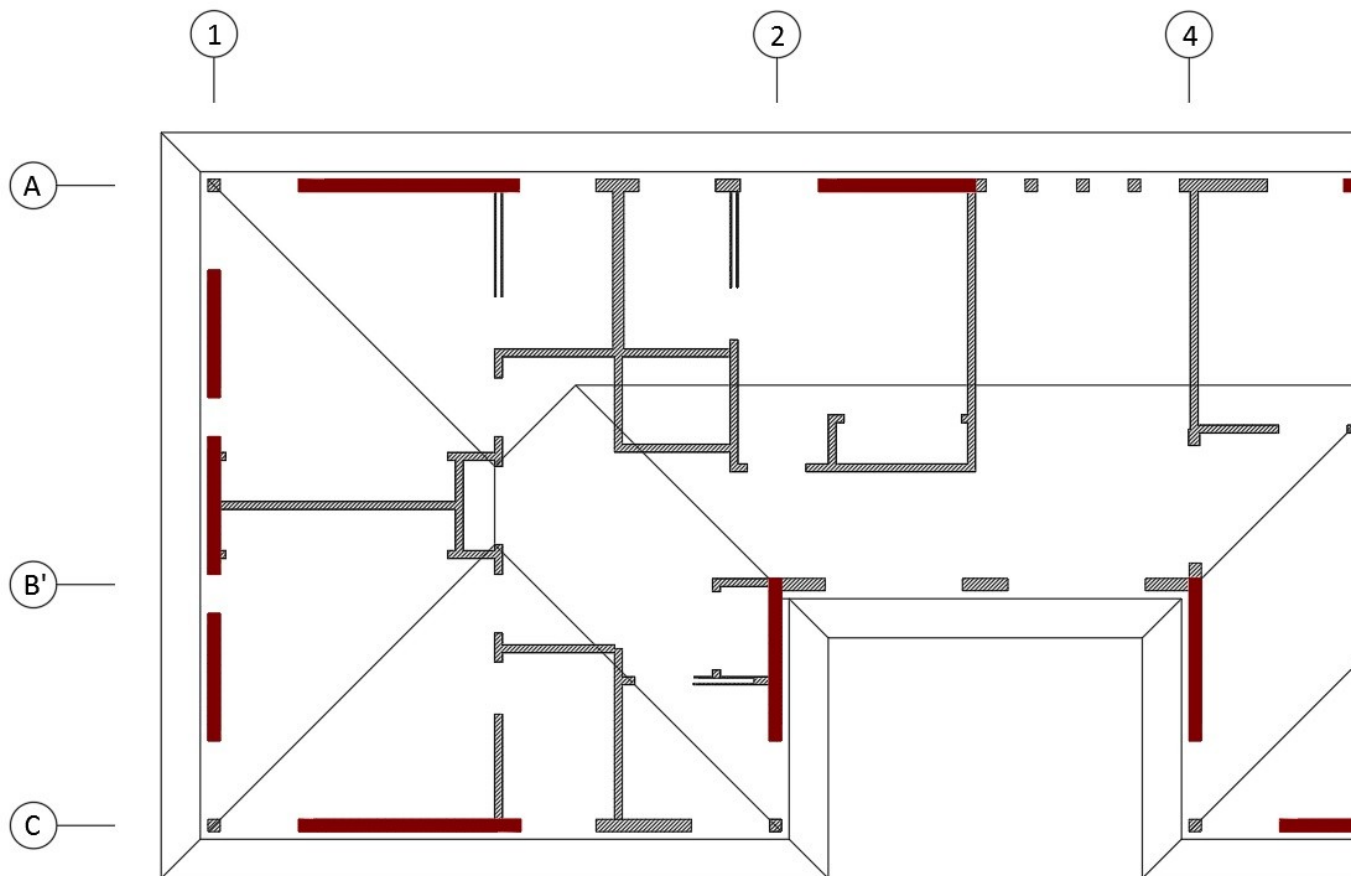


Figura 2.3.1 - Planteo Estructural

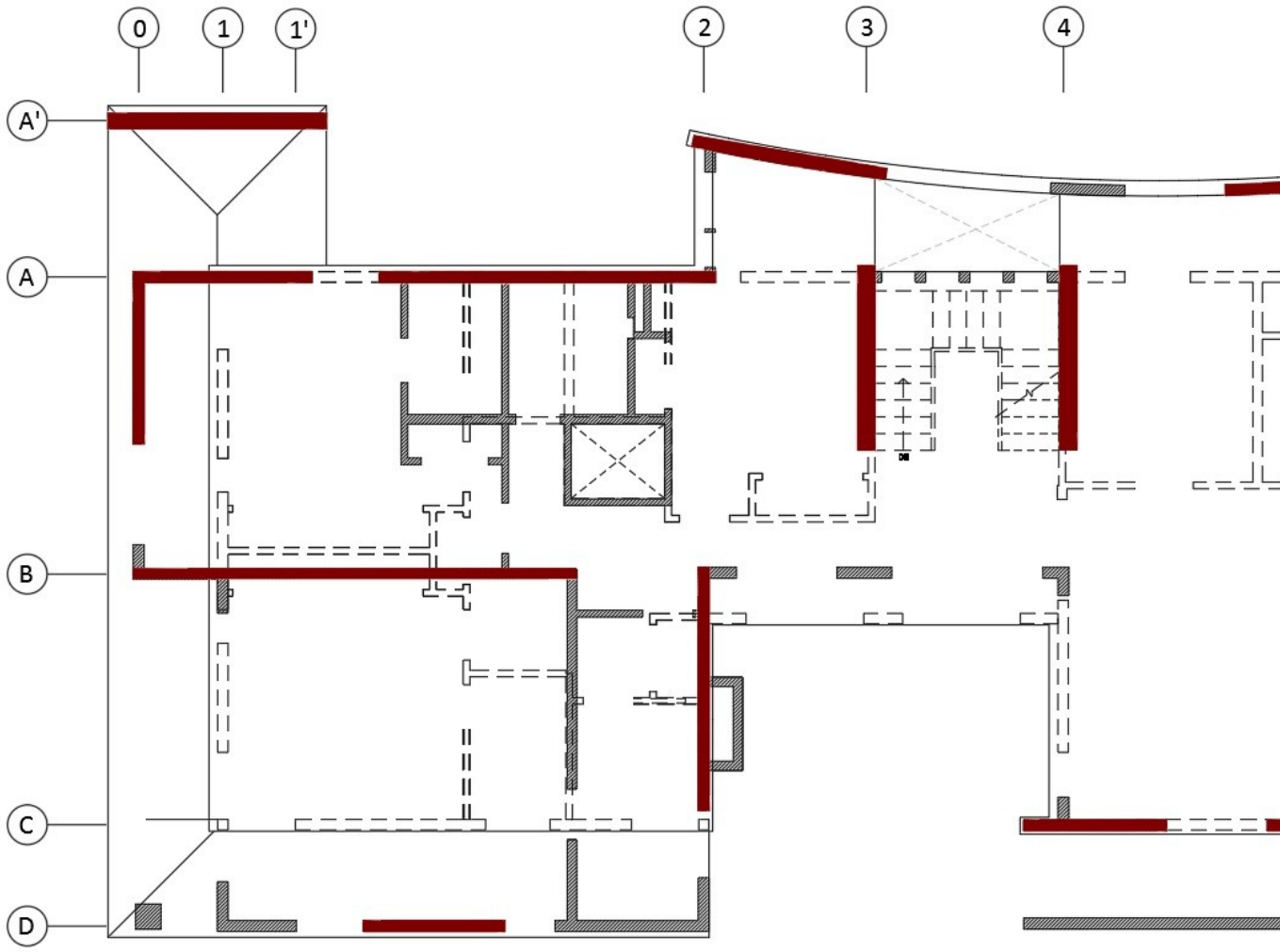


Figura 2.3.2 - Planteo Estructural

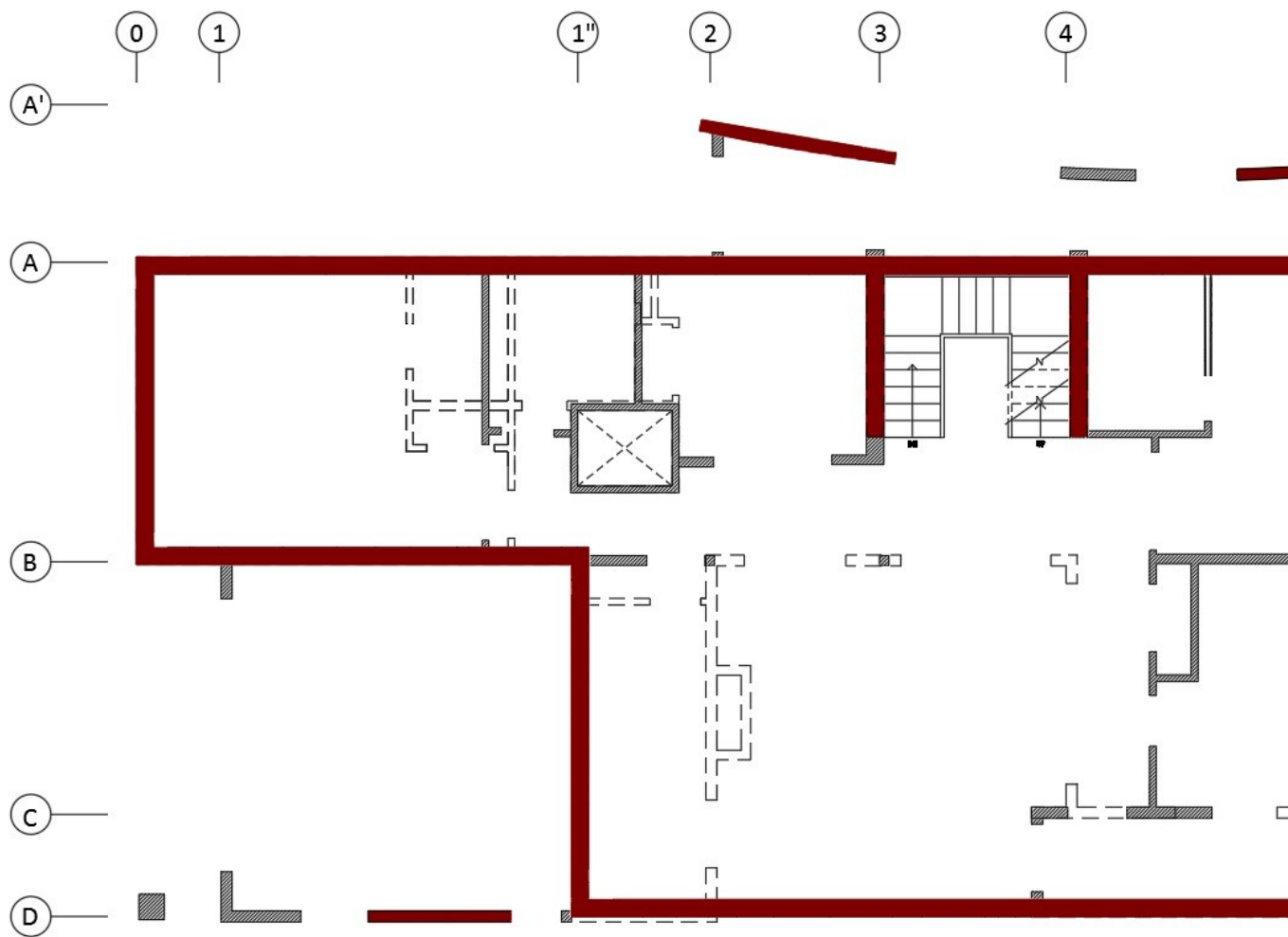


Figura 2.3.3 - Planteo Estructural

3- ANÁLISIS DE CARGAS Y MÉTODO DE CÁLCULO

3.1- Cargas Permanentes

El código define a las cargas permanentes como el peso de todos los materiales de construcción incorporados en la edificación, incluidos entre ellos: paredes, pisos, techos, cielorrasos, tabiques, revestimientos, etc.

Para la estimación de estas cargas, se llevó a cabo el análisis de los materiales especificados y detallados en los planos de arquitectura que fueron proporcionados por el comitente.

Los pesos de los paquetes estructurales se analizaron en base a las densidades de los materiales utilizados, los espesores y separación entre los mismos (caso de los studs) a los fines de obtener la carga por unidad de superficie de cada uno de ellos. Por ejemplo, los muros externos con terminación en stucco están conformados por:

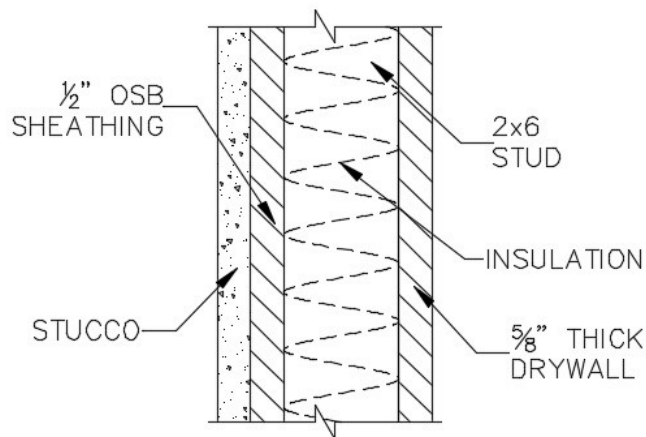


Figura 3.1.1 - Paquete Estructural Muro Exterior

Stucco Exterior Wall			
Material	Densidad [lb/ft³]	Espesor [in]	Peso [lb/ft²]
Stucco	114.2	1	10
1/2" OSB Sheathing	32	0.5	1.5
2x6 Stud @ 16"	32	12	2
Insulation	-	-	1

2- 5/8” Thick Drywall	32	5/8	3.2
Miscellaneous	-	-	0.8
TOTAL			18.5

Cabe aclarar que el ítem “Miscellaneous” está conformado por los clavos, tornillos y/o diferentes elementos que sirven para fijar o sujetar las diversas partes que conforman el sistema estructural en cuestión.

Para el cálculo del resto de los diferentes paquetes que constituyen las diversas partes de la estructura se procedió de manera análoga a la anteriormente mostrada en la tabla. Se pueden observar los pesos por unidad de superficie de cada uno de ellos en el Anexo I del reporte del reporte de cálculo ubicado en el Anexo C del presente informe.

3.2- Sobrecargas

El análisis de las sobrecargas se realizó en función de la ocupación o uso del sector analizado, en concordancia con lo expresado en el capítulo N°4 del código ASCE 7-10.

3.2.1- Sobrecarga en Techo

El código define a las cargas de este tipo a las que ocurren durante la construcción, mantenimiento de este y de equipos que puedan llegar a estar instalados en él y (durante la vida de la estructura) por objetos móviles que no estén relacionados con la ocupación de este.

En el caso de la estructura analizada se encasilla dentro del tipo de “techo ordinario plano, inclinado y/o curvo”, cuyo valor asignado por el código para este tipo es de 20lb/ft².

3.2.2- Sobrecarga en Cielorraso

El código define a las cargas de este tipo como aquellas que ocurren durante la construcción y mantenimiento de estos.

En el caso de la estructura analizada se encasilla dentro del tipo de “áreas no habitables y sin almacenamiento”, cuyo valor asignado por el código para este tipo es de 10lb/ft².

3.2.3- Sobrecarga en Pisos

El código define a las cargas de este tipo como aquellas producidas por el uso y la ocupación de la construcción, las cuales no incluyen las cargas estructurales o exteriores ambientales como cargas sísmicas, de nieve o viento, etc.

En el caso de la estructura analizada se encasilla dentro del tipo de “habitaciones y corredores”, cuyo valor asignado por el código para este tipo es de 40lb/ft².

3.2.4- Sobrecarga en Trellis

El código define a las cargas de este tipo como aquellas que ocurren durante la construcción y mantenimiento de estos.

En el caso de la estructura analizada se encasilla dentro del tipo de “pequeñas construcciones soportadas por estructuras tipo esqueleto”, cuyo valor asignado por el código para este tipo es de 10lb/ft².

3.2.5- Sobrecarga en Deck

El código define a las sobrecargas de este tipo como aquellas producidas por el uso y la ocupación de la construcción, las cuales no incluyen las cargas estructurales o exteriores ambientales como cargas sísmicas, de nieve o viento, etc.

En el caso de la estructura analizada se encasilla dentro del tipo de “otras áreas de la residencia, excepto escaleras”, cuyo valor asignado por el código para este tipo es de 40lb/ft².

3.3- Cargas Sísmicas

En cuanto a sismicidad respecta, de acuerdo con lo proporcionado por el estudio de suelo, es muy probable la ocurrencia de movimientos del suelo ocasionada por terremotos durante la vida de la estructura, ya que la misma se encuentra muy próxima a varias fallas activas y potencialmente activas como lo es la falla de Santa Mónica. Ésta última es una falla del tipo activa que, de acuerdo con estudios realizados basados en datos Paleosísmicos y Geomorfológicos, es capaz de producir terremotos dañinos para las estructuras. Cabe agregar que, de acuerdo con lo proporcionado en el estudio de suelo realizado, el sitio no se encuentra dentro de una zona de peligro de licuefacción de suelos y que el nivel de agua subterránea históricamente más alto es del orden de 40 pies (12 metros) por debajo del nivel del suelo.

De acuerdo con lo anteriormente mencionado, la densidad y consistencia del suelo de interés, y la no presencia de agua en el suelo impiden el potencial asentamiento inducido sísmicamente sea muy bajo o nulo.

Para el análisis y obtención de las cargas sísmicas que actúan sobre la estructura se siguieron los lineamientos especificados en los capítulos 11 y 12 del código ASCE 7-10, adoptando para la distribución de fuerzas sísmicas en altura el método estático equivalente.

Primeramente, se obtuvieron los pesos de cada uno de los pisos que conforman a la estructura, basándonos en los pesos por unidad de superficie obtenidos del análisis para cada carga muertas (mencionado anteriormente) y en las áreas en planta que cada una de ellas ocupan. Este análisis puede observarse de manera detallada en el Anexo I del reporte de cálculo del Anexo C del presente informe.

Luego, en función las coordenadas de la obra en el mapa, la clasificación del suelo del sitio (obtenida del reporte de suelo) y el factor de importancia o categoría de riesgo (en este caso categoría II), se ingresa al sitio web del USGS (United States Geological Survey) y se obtienen los parámetros de aceleración S_s y S_1 , y los parámetros de aceleración de diseño S_{DS} y S_{D1} .

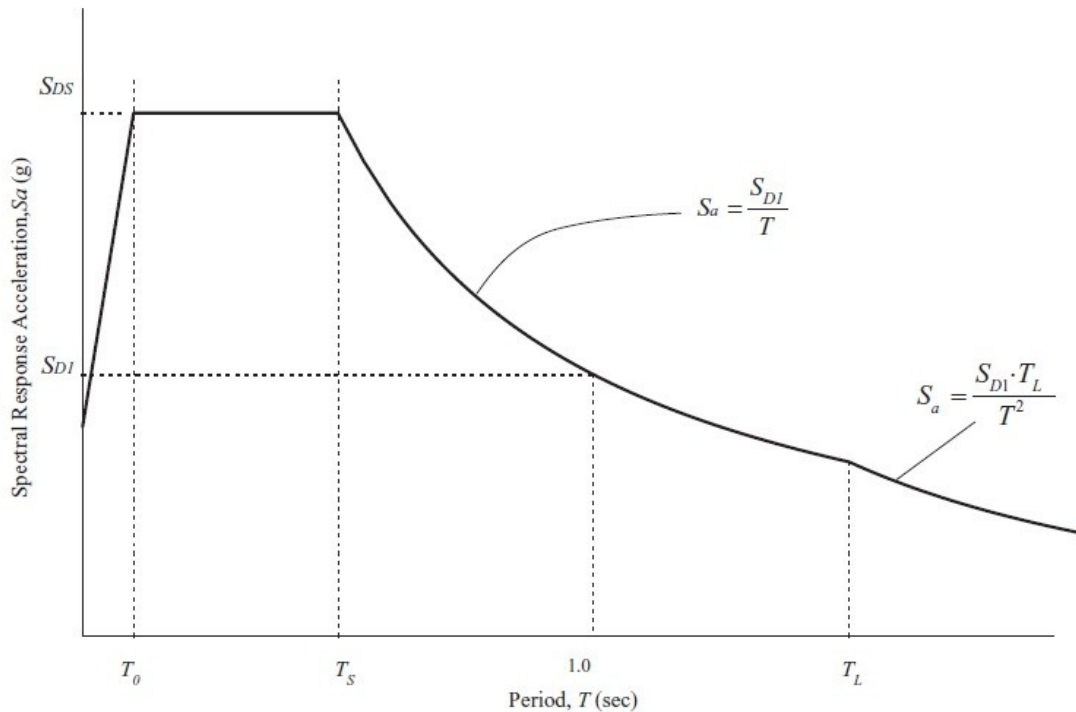


Figura 3.3.1 - Espectro de respuesta de diseño

Por otro lado, se calcula el valor aproximado del período fundamental de la estructura con la expresión:

$$T_a = C_t (h_n)^x$$

donde h_n es la altura total de la estructura, C_t y x son coeficientes que dependen del tipo de estructura. Estos se obtienen de la tabla 12.8.2 del código ASCE 7-10, en nuestro caso se encuentra dentro de la clasificación de “el resto de las estructuras” y los valores son 0.02 para C_t y 0.75 para x .

Una vez obtenido el período de la estructura, se calcula el coeficiente de respuesta sísmico:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Donde I es el factor de importancia, el cual depende de la categoría de riesgo y cuyo valor es $I=1$; y donde R es el factor de modificación de respuesta. Este último depende del tipo de sistema estructural elegido para resistir las cargas laterales sísmicas, en nuestro caso se encuentra dentro de la clasificación “Paredes con marcos ligeros (madera) revestidas con paneles estructurales de madera clasificados para resistencia al corte” y su valor es $R=6.5$.

El valor del coeficiente de respuesta sísmico no debe exceder los valores:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)} \text{ para } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I} \right)} \text{ para } T > T_L$$

Obtenidos estos valores, se procede a calcular el valor del corte sísmico basal con la expresión:

$$V = C_s W$$

donde W es el peso efectivo total de la estructura.

Es de hacer notar en este punto que, en el cálculo del peso efectivo W , no se tiene en cuenta la participación del peso de las cargas vivas por el factor de simultaneidad, ya que el destino de la estructura es de viviendas y para este caso el factor es nulo ($\eta=0$).

$$W = D + \eta L$$

De acuerdo con el código, el valor del corte basal obtenido debe ser mayorado por un factor de redundancia, el cual tiene en cuenta el incremento de la fuerza sísmica por irregularidades en la construcción. En este caso, debido a que la categoría sísmica es E, el valor del factor de redundancia es $\rho = 1.3$. Luego el valor del corte basal mayorado se obtiene como:

$$E = \rho V$$

Una vez obtenido el corte basal, se debe hacer la distribución del corte en la altura de la estructura. Así, la fuerza sísmica en el nivel x se puede calcular como:

$$F_x = C_{vx} V$$

donde C_{vx} es el factor de distribución vertical, el cual se calcula como:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V_i = F_i + \sum_{i=1}^n F_{i+1}$$

donde w_i y w_x son la porción del total del peso efectivo de la estructura en nivel x e i respectivamente, y donde h_i y h_x son las alturas (medidas desde la base) al nivel x e i respectivamente.

En la siguiente imagen (figura 3.3.2) se puede apreciar la distribución de las fuerzas sísmicas en altura:

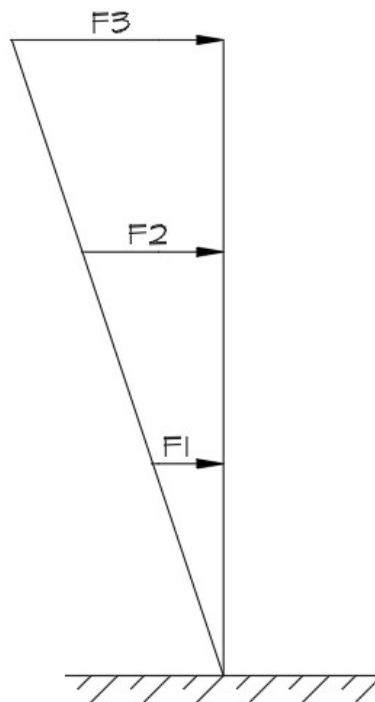


Figura 3.3.2 - Distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura

El esfuerzo cortante en cada nivel puede obtenerse de la suma de la fuerza sísmica en el nivel analizado más las fuerzas sísmicas en los niveles superiores. En la siguiente imagen se puede ver el esfuerzo cortante en cada nivel de la estructura:

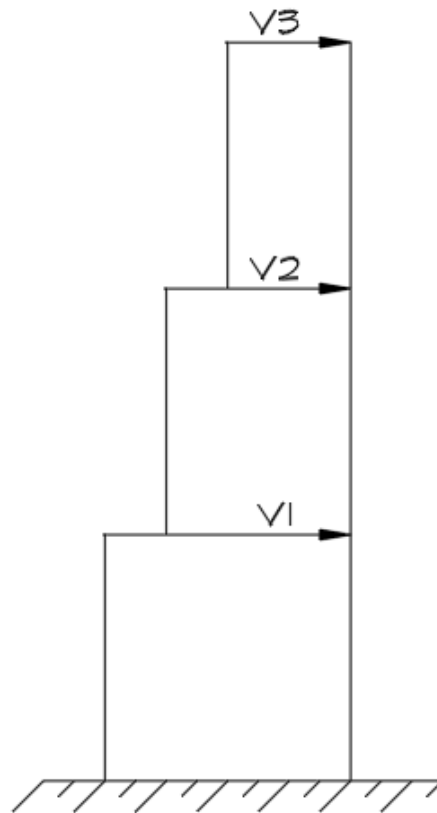


Figura 3.3.3 - Distribución del Esfuerzo Cortante en Altura

3.4- Cargas de Viento

El análisis y obtención de las cargas debidas al viento sobre la estructura se llevó a cabo mediante el “procedimiento de envolvente para edificios de poca altura” en concordancia con lo especificado en el capítulo N°26 y N°28 del código ASCE 7-10.

Primeramente, debe determinarse la categoría de exposición a la cual pertenece la estructura en análisis, la cual depende del entorno en el cual se encuentra la misma. Cabe aclarar que, pese a que la estructura analizada se encasillaba dentro de la categoría de exposición B (para áreas urbanas y suburbanas con baja exposición), se decidió llevar a cabo el análisis utilizando una categoría de exposición C debido a que la Ciudad de Santa Mónica es una Ciudad Costera y la exposición a los vientos es mayor.

En la siguiente figura puede apreciarse el entorno en el cual se encontrará la futura construcción:



Figura 3.4.1 - Entorno de la Futura Construcción

Luego, se debe determinar la velocidad básica del viento de diseño, la cual se encuentra en función de la zona en la que se encuentra la construcción (con respecto al mapa de los Estados Unidos) y la categoría de riesgo a la cual pertenece la estructura (para viviendas categoría II).

En este caso, la vivienda se encuentra en la Ciudad de Santa Mónica, perteneciente al condado de Los Ángeles del Estado California. Ingresando al mapa correspondiente (ver figura 3.4.2) se obtiene que la velocidad básica del viento de diseño es 110 mph.



Figura 3.4.2 - Velocidad Básica del Viento Para Categoría de Ocupación II

Seguidamente, debe de determinarse el factor topográfico, el cual depende, valga la redundancia, de la topografía del entorno de la estructura analizada. Para este caso, en el cual el terreno del entorno es esencialmente plano (de acuerdo con lo especificado en el reporte del estudio de suelo) el valor del factor topográfico es $K_{zt} = 1$.

El reglamento pide clasificar a la estructura de acuerdo con los cerramientos que esta posee a los fines de determinar el factor de presión interna a utilizar en los cálculos. Teniendo en cuenta que el tipo de construcción analizada es cerrada, el factor de presión interna utilizado es ± 0.18 .

Por otro lado, debe tenerse en cuenta el factor de direccionalidad del viento que, el cual depende del tipo de estructura resistente analizada. Ingresando a la tabla correspondiente (ver figura 3.4.3), se obtiene que el valor de este es $K_d=0.85$.

Structure Type	Directionality Factor K_d^*
Buildings Main Wind Force Resisting System Components and Cladding	0.85 0.85

Figura 3.4.3 - Factor de Direccionalidad del Viento

Teniendo en cuenta la altura media de la estructura y la categoría de exposición, se procede a la determinación del coeficiente de exposición debido a la presión ocasionada por la velocidad del viento (K_h) de la siguiente tabla:

Height above ground level, z		Exposure		
		B	C	D
ft	(m)			
0-15	(0-4.6)	0.70	0.85	1.03
20	(6.1)	0.70	0.90	1.08
25	(7.6)	0.70	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	1.13	1.31

Figura 3.4.4 - Coeficiente de Exposición Debido a la Presión Ocasionada por la Velocidad del Viento

Una vez determinados los parámetros y coeficientes mencionados anteriormente se procede a la determinación de la presión del viento mediante la expresión:

$$q_h = 0.00256 K_h K_{zt} K_d V^2$$

Luego de obtenida la presión del viento, teniendo en cuenta la geometría de la estructura en cada una de las direcciones principales de análisis, se sigue el procedimiento especificado en el capítulo N°28 del código ASCE, el cual puede verse en el Anexo I del reporte de cálculo del Anexo C perteneciente al

presente informe, y de esta manera se obtienen las fuerzas en cada una de las direcciones principales de análisis de la estructura. Cabe aclarar que, para la realización y simplificación del procedimiento de análisis y cálculo de las fuerzas sobre la estructura debido a la acción del viento anteriormente mencionado, se redujo la geometría del volumen de la estructura analizada a una figura de geometría prismática con un techo a dos aguas” (ver figura 3.4.5).

Obtenidas cada una de las fuerzas debido a la acción del viento anteriormente mencionadas, se procede a la distribución en altura de estas. Para realizar la distribución vertical de fuerzas, se deben tener en cuenta las áreas de influencia de cada uno de los diafragmas horizontales (techo y pisos), los cuales son los encargados de la transmisión de los esfuerzos hacia los elementos resistentes verticales.

En la siguiente imagen se pueden observar las áreas de influencia de cada uno de los diafragmas horizontales de la estructura:

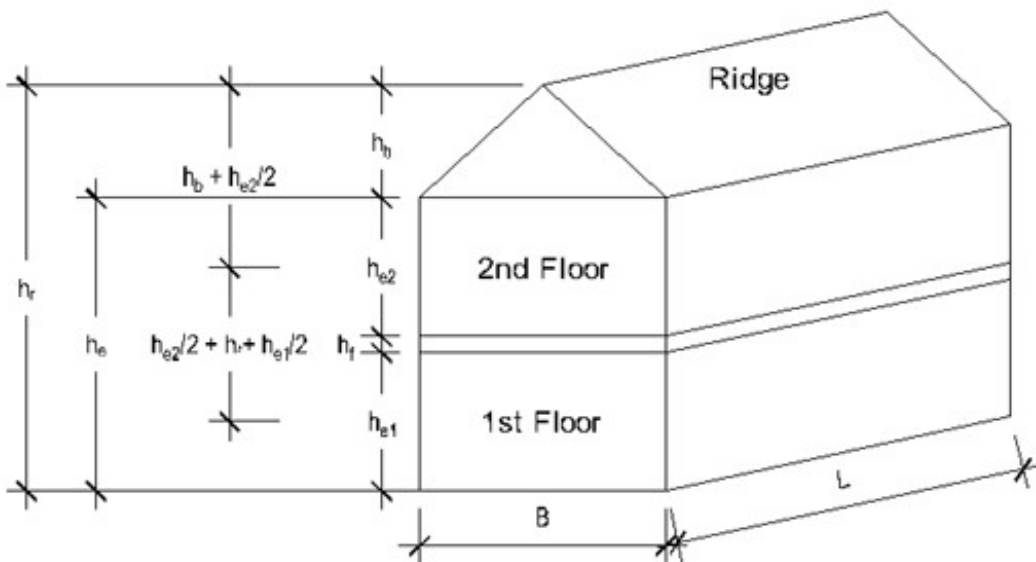


Figura 3.4.5 - Área de Influencia de cada Diafragma Horizontal

Conocidas las fuerzas totales en cada dirección principal de análisis y conocidas cada una de las áreas de influencia de los diafragmas horizontales y las áreas totales en cada una de las direcciones principales de análisis se puede proceder al cálculo de la fuerza debido al viento que transmite cada uno de los diafragmas mediante la siguiente expresión:

$$F_{wi} = \frac{A_i}{A_T} F_w$$

donde A_i es el área de influencia del diafragma ubicado al nivel i en la dirección de análisis considerada, A_T es el área total en la que actúa la presión del viento (en la misma dirección de análisis) y F_w es la fuerza total del viento calculada en dicha dirección de interés.

De esta manera, se obtiene una distribución por diafragma de fuerzas debido a la acción del viento como la que se puede apreciar en la siguiente imagen:

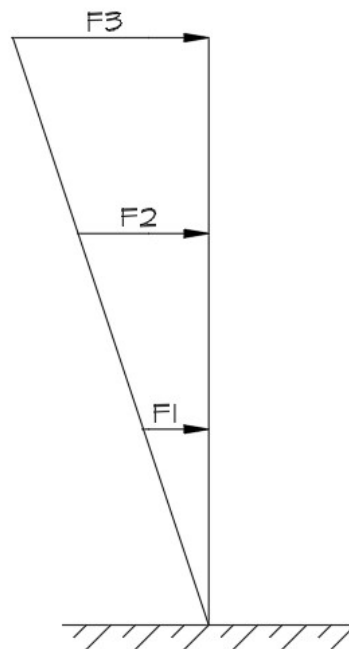


Figura 3.4.6 - Distribución de Fuerzas de Viento en Altura

El esfuerzo total debido a estas fuerzas de viento en cada nivel puede obtenerse de la suma de la fuerza de viento en el nivel analizado más las fuerzas de viento en los niveles superiores. En la siguiente imagen se puede ver lo anteriormente mencionado:

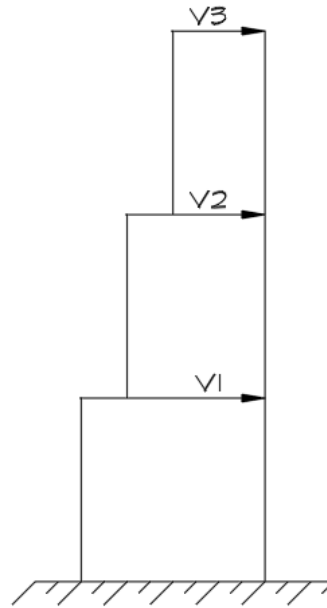


Figura 3.4.7 - Distribución del Esfuerzo Debido a Cargas de Viento en Altura

3.5- Comparación de las Cargas Sísmicas con las Cargas de Viento

Una vez obtenidos esfuerzos debido a la acción sísmica y a la acción del viento en cada uno de los niveles, se realiza la comparación entre las cargas netas de cada una de ellas en cada nivel y para cada una de las direcciones principales de análisis a los fines de visualizar cuál de ellas es más importante.

Es necesario aclarar en este punto que la comparación directa entre las cargas netas debidas al viento (W) y al sismo (E) es posible de realizar debido a que, si observamos las combinaciones de cargas seis y siete tomadas del capítulo N°2 (Combination Loads) del código ASCE 7-10 desarrolladas en el punto 3.8 del presente informe, se puede observar que tanto las cargas de viento como las cargas sísmicas poseen un factor de combinación igual a 1 al ser comparadas con las cargas permanentes (D), lo que implica que estas pueden ser comparadas entre sí sin ser afectadas por los mencionados factores, como se desarrolla a continuación.

Una vez obtenida la fuerza predominante para el diseño, la otra será excluírá en las combinaciones de estados de carga para los cálculos del nivel que se esté analizando, ya que se supone que ambos tipos de carga no actuarán nunca en forma simultánea.

Una vez obtenida la fuerza dominante en cada nivel, se divide ésta por el área total a los fines de obtener la fuerza por unidad de área de cada nivel.

A continuación, se adjunta la tabla resumen tomada del reporte de cálculo que forma parte del anexo C del presente informe:

AREA A							
Y-Y SEISMIC-WIND DESIGN FORCES COMPARISON							
Level	Area (Ft ²)	Seismic Loads (Lbs)	Cumulative Load (Lbs)	Wind Load (Lbs)	Cumulative Load (Lbs)	Govern	Load per sq. ft (lb/ft2)
Roof	2750	18755	18755	14328	14328	Seismic	7
2nd Floor	3496	41950	60705	13899	28227	Seismic	12
1st Floor	2324	15846	76551	6513	34740	Seismic	7
X-X SEISMIC-WIND DESIGN FORCES COMPARISON							
Level	Area	Seismic Loads (Lbs)	Cumulative Load (Lbs)	Wind Load (Lbs)	Cumulative Load (Lbs)	Govern	Load per sq. ft (lb/ft2)
Roof	2750	18755	18755	6744	6744	Seismic	7
2nd Floor	3496	41950	60705	6541	13285	Seismic	12
1st Floor	2324	15846	76551	3065	16350	Seismic	7

Como se puede observar en la tabla anterior, claramente las fuerzas sísmicas son superiores a las fuerzas debido a la acción del viento en cada uno de los niveles y en ambas direcciones. Por lo que, en adelante, no se tendrán en cuentas estas últimas para el cálculo de los elementos resistentes a cargas laterales propios de la estructura analizada.

3.6- Distribución en Planta de las Acciones Sísmicas

3.6.1- Diafragma

Para la distribución en planta de las fuerzas sísmicas cabe aclarar y hacer notar que el análisis estructural seguido considera que los diafragmas pueden idealizarse de manera que su comportamiento sea considerado flexible ya que cumple con las condiciones especificadas en el capítulo 12 del código ASCE 7-10.

Estas condiciones anteriormente mencionadas son:

- Que la estructura analizada sea una vivienda familiar de dos pisos.
- Que los diafragmas horizontales sean de madera.
- Si sobre los diafragmas de paneles estructurales de madera se coloca una capa de concreto del tipo no estructural, esta no deberá exceder un espesor igual a 1.5 in.

Suponer que el diafragma posee un comportamiento flexible tiene como implicancia en que la distribución de las fuerzas sísmicas desde los estos hacia los muros resistentes puede hacerse mediante áreas de influencia de cada uno de los muros en la dirección analizada En la figura 3.6.1 se puede apreciar un ejemplo de la distribución por áreas de influencia del esfuerzo cortante sísmico, en este caso en dirección X en el nivel del techo de la estructura. Las fuerzas sísmicas producidas por el área de color azul son tomadas por los muros resistentes de color azul pertenecientes a la línea A, mientras que las fuerzas sísmicas del área roja son tomadas por los muros resistentes de color rojo perteneciente a la línea C.

Para garantizar el comportamiento uniforme de los paneles de madera que conforman el diafragma estos deben fijarse, mediante el uso de clavos, a los roof rafters o floor joists. Para ello, el código IBC especifica la cantidad de clavos, espaciamiento máximo, espesor mínimo de los paneles, etc. que deben usarse para estos en función del destino de estos. A continuación de la figura 3.6.1 se adjunta la tabla del código 2306.2(1) que detalla lo mencionado.

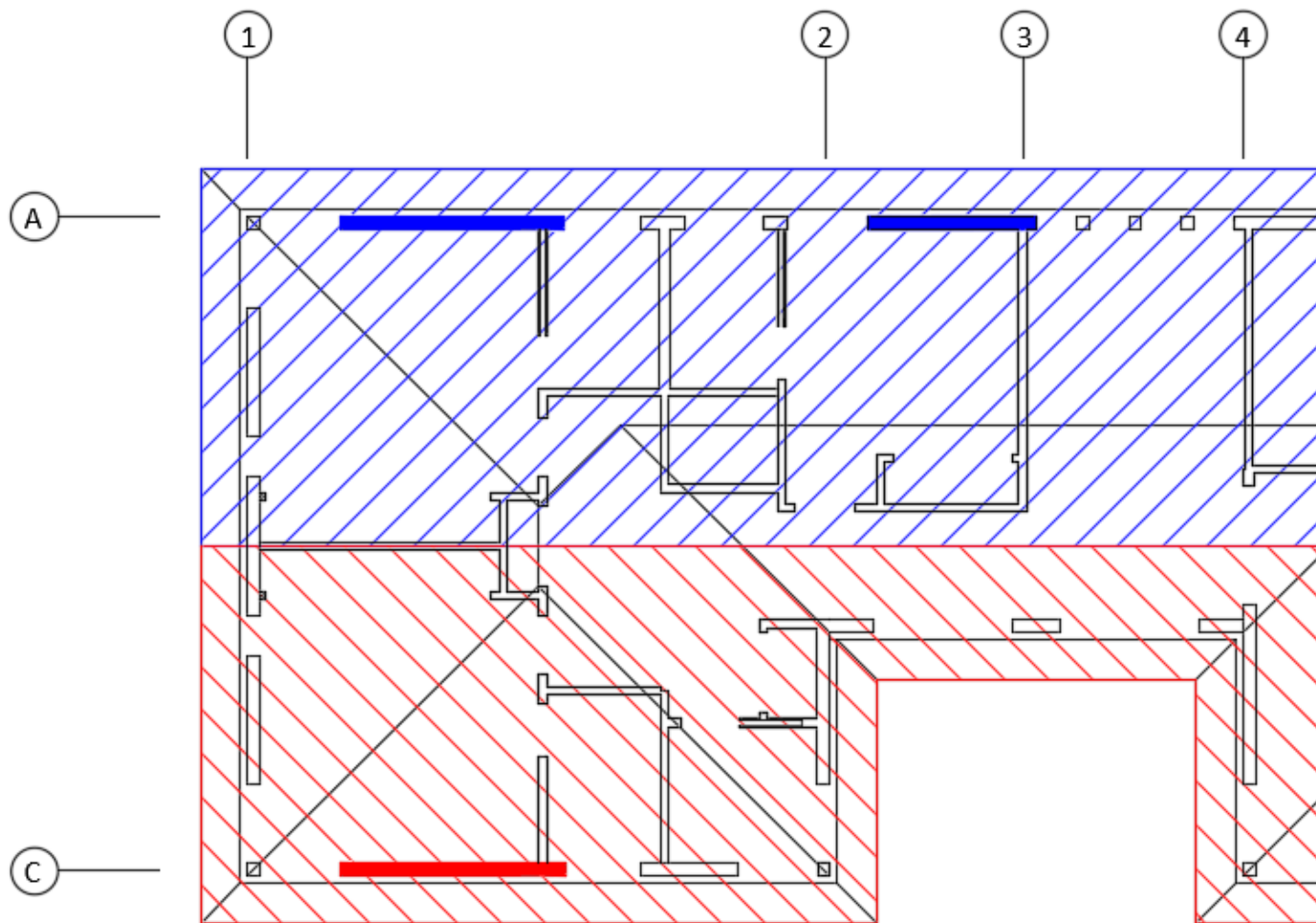


Figura 3.6.1 - Distribución del Esfuerzo Cortante en Planta en Dirección X (Nivel de Techo)

**TABLE 2306.3.1
ALLOWABLE SHEAR (POUNDS PER FOOT) FOR WOOD STRUCTURAL PANEL DIAPHRAGMS WITH
FRAMING OF DOUGLAS FIR-LARCH, OR SOUTHERN PINE^a FOR WIND OR SEISMIC LOADING^b**

PANEL GRADE	COMMON NAIL SIZE OR STAPLE ^c LENGTH AND GAGE	MINIMUM FASTENER PENETRATION IN FRAMING (inches)	MINIMUM NOMINAL PANEL THICKNESS (inch)	MINIMUM NOMINAL WIDTH OF FRAMING MEMBERS AT ADJOINING PANEL EDGES AND BOUNDARIES ^d (inches)	BLOCKED DIAPHRAGMS				UNBLOCKED DIAPHRAGMS		
					Fastener spacing (inches) at diaphragm boundaries (all cases) at continuous panel edges parallel to load (Cases 3, 4), and at all panel edges (Cases 5, 6) ^d				Fasteners spaced 6" max		
					6	4	2 1/2 ^e	2 ^e			
					Fastener spacing (inches) at other panel edges (Cases 1, 2, 3 and 4) ^d				Case 1 (No unblocked edges or continuous joints parallel to load)		
6	6	4	3								
Structural I Grades	6d ^e (2" x 0.113")	1 1/4	5/16	2	185	250	375	420	165		
				3	210	280	420	475	185		
	1 1/2 16 Gage	1		2	155	205	310	350	135		
				3	175	230	345	390	155		
	8d (2 1/2" x 0.131)	1 3/8	3/8	2	270	360	530	600	240		
				3	300	400	600	675	265		
				1 1/2 16 Gage	1	2	175	235	350	400	155
						3	200	265	395	450	175
	10d ^d (3" x 0.148")	1 1/2	15/32	2	320	425	640	730	285		
				3	360	480	720	820	320		
				1 1/2 16 Gage	1	2	175	235	350	400	155
						3	200	265	395	450	175
Sheathing, single floor and other grades covered in DOC PS 1 and PS 2	6d ^e (2" x 0.113)	1 1/4	5/16	2	170	225	335	380	150		
				3	190	250	380	430	170		
				1 1/2 16 Gage	1	2	140	185	275	315	125
						3	155	205	310	350	140
	6d ^e (2" x 0.113)	1 1/4	3/8	2	185	250	375	420	165		
				3	210	280	420	475	185		
				8d (2 1/2" x 0.131)	1 3/8	2	240	320	480	545	215
						3	270	360	540	610	240

Los detalles típicos de clavado de diafragmas de techos, pisos y muros resistentes pueden observarse en los detalles de la hoja 3.1 del Anexo D perteneciente al presente informe.

Además, cabe agregar, que de acuerdo con lo especificado en el código ASCE, para diafragmas flexibles no es necesario considerar las fuerzas horizontales en los diafragmas y muros debido a los efectos torsionales tanto inherentes (resultante de la ubicación de las masas de la estructura) como los efectos torsionales accidentales (causados por el desplazamiento asumido del centro de masa en cada sentido desde su ubicación real). Es por ello que este tipo de análisis no se lleva a cabo en los cálculos del presente reporte.

3.6.2- Muros

No todos los muros que se observan en los planos transmiten cargas horizontales y/o verticales. Dentro del proyecto de la estructura existen diferentes tipos de muros, entre ellos:

- Muros que tienen capacidad portante, denominados Bearing Walls.
- Muros que resisten a los esfuerzos de corte horizontales denominados Shear Walls.
- Muros sin capacidad portante, cuya función es dividir ambientes, los cuales son llamados Partition Walls.

En este punto interesan los muros capaces de transferir el esfuerzo cortante proveniente de la acción sísmica (shear walls).

En la siguiente imagen (figura 3.6.2.) se puede observar como el diafragma y los muros de corte trabajan conjuntamente para resistir las fuerzas laterales.

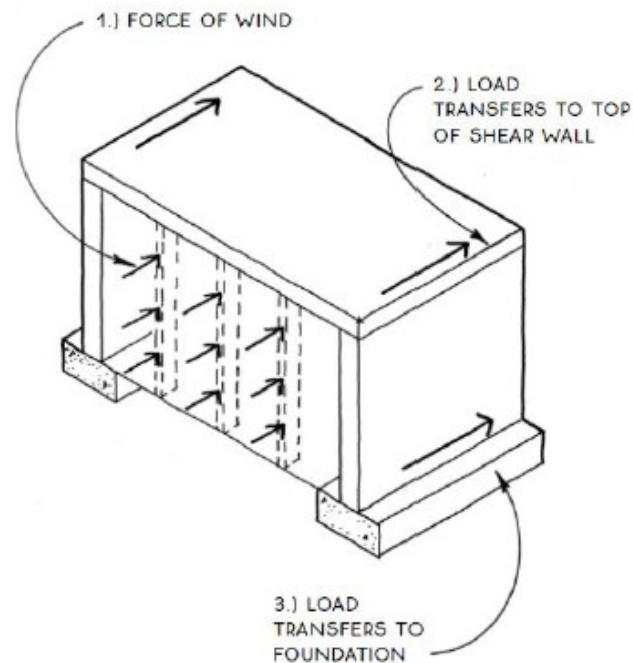


Figura 3.6.2 - Transmisión de Cargas Horizontales

En ella se puede ver como la fuerza lateral, proveniente de la presión ocasionada por la acción del viento, sigue un camino continuo a través de la estructura: (1) la fuerza del viento en la pared de barlovento se transfiere a través de los montantes de madera (studs) y de ellos a los tirantes superiores (top plate), (2) en diafragma recoge las cargas desde la parte superior de los muros de corte ortogonales a la acción considerada, y (3) los muros de corte (paralelos a la fuerza) en los extremos opuestos del diafragma transfieren las cargas hacia los muros inferiores o hacia la fundación.

Por simplicidad, el diagrama muestra la acción del viento que actúa en la dirección perpendicular al muro, pero en realidad la dirección de las fuerzas laterales no puede determinarse, por lo que los sistemas que resisten estas deben ser diseñados para la eventualidad de fuerzas que puedan ocurrir.

La transmisión de cargas sísmicas desde el diafragma a los muros resistentes es análoga a la mostrada en la figura anterior.

Una vez que se tienen definidos los espesores de los muros y la separación entre los studs que conforman los mismos, se debe de elegir de manera conveniente cuáles serán los muros que van a transferir los mencionados esfuerzos. En esta elección es importante elegir (en caso de ser posible) muros que no sean demasiado cortos, es decir:

$$\frac{L}{H} \geq 0.5$$

ya que, si se eligen muros con una relación de aspectos menor, su resistencia se verá minorada en función de dicha relación y, como consecuencia, el clavado que necesitará el muro será mucho mayor, traduciéndose en mayores costos y trabajo. Es decir que el código penaliza los muros que posee una esbeltez muy grande, reduciendo su resistencia.

A manera de ejemplo, en la figura 3.6.1 puede verse que en la línea A se adoptaron como shear walls los tres muros de color azul y en la línea C se adoptaron como shear walls los dos muros de color rojo.

Como se mencionó en el punto 3.6.1 la distribución de los esfuerzos cortantes se realiza en función de las áreas de influencia. Entonces, dicho esfuerzo por cada línea puede obtenerse como:

$$F_{Ti}^x = q_i A_i^x$$

donde F_{Ti}^x es la fuerza total en la línea "x" perteneciente al nivel "i", q_i es la fuerza por unidad de superficie del nivel "i" e A_i^x es el área de influencia de la línea "x" perteneciente al nivel "i". **El análisis completo puede observarse en el "simplified design" ubicado en el Anexo I del reporte de cálculo del Anexo C del presente informe.**


Una vez obtenido el valor de la fuerza total en cada una de las líneas de cada nivel, se procede a dividirlos por la longitud total de muros resistentes que contiene esa línea:

$$F_i^x = \frac{F_{Ti}^x}{\sum L_i}$$

donde F_i^x es la fuerza por unidad de longitud en la línea x perteneciente al nivel i y $\sum L_i$ es la sumatoria de las longitudes de los muros de la línea y nivel analizados.

En función del esfuerzo cortante por unidad de longitud calculado anteriormente, se define el número de shear Wall. Este número o identidad de la la misma va del 1 al 8 y define la capacidad, de manera creciente. Así, mientras mayor es el número, mayor es la resistencia del muro a los esfuerzos cortantes. A continuación, se adjunta la tabla con la identificación de cada uno de ellos y, como se puede ver, la mayor resistencia se encuentra en función de la densidad de clavado del panel en bordes y centro de mismo, cantidad de paneles, densidad de clavos y bulones en sill plate, blockings, etc.

Shear Wall Table Schedule

Wall ID 	Sheathing Material	Panel Nailing		Blk'g to Sill & top plate DBL plate connection	Anchor Bolt Spacing	Bolt Embedment	Bolt Edge Distance New Footing	Bolt Edge Distance Existing Footing	Shear (lbs/ft)	S C
		Edges	Fields							
1	15/32" Struct I	8d @ 6" o.c.	8d @ 12" o.c.	A35 @ 24" o.c. to Blkg.	5/8" @ 48" o.c.	7"	1.75"	2"	392	20d comm
2	15/32" Struct I	10d @ 6" o.c.	10d @ 12" o.c.	A35 @ 16" o.c. to Blkg.	5/8" @ 48" o.c.	7"	1.75"	2"	476	20d comm
3	15/32" Struct I	10d @ 4" o.c.	10d @ 12" o.c.	A35 @ 8" o.c. to Blkg.	5/8" @ 32" o.c.	7"	1.75"	2"	714	3/8" Dia. x
4	15/32" Struct I	8d @ 3" o.c.	8d @ 12" o.c.	A35 @ 8" o.c. to Blkg.	5/8" @ 24" o.c.	7"	1.75"	2"	770	3/8" Dia. x
5	15/32" Struct I	8d @ 2" o.c.	8d @ 12" o.c.	A35 @ 8" o.c. to Blkg.	5/8" @ 24" o.c.	7"	1.75"	2"	1022	3/8" Dia. x
6	15/32" Struct I*	10d @ 2" o.c.	10d @ 12" o.c.	A35 @ 8" o.c. to Blkg.	5/8" @ 24" o.c.	7"	1.75"	2"	1218	1/2" D Lag s
7	15/32" Struct I* Both Sides	8d @ 2" o.c.	8d @ 12" o.c.	A35 @ 8" o.c. to Blkg.	5/8" @ 16" o.c.	7"	1.75"	2"	2044	1/2" D Lag s
8	15/32" Struct I* Both Sides	10d @ 2" o.c.	10d @ 12" o.c.	A35 @ 8" o.c. to Blkg.	5/8" @ 12" o.c.	7"	1.75"	2"	2436	1/2" D Lag s
S	Stucco	11ga. @ 6" o.c.	11ga. @ 6" o.c.	A35 @ 24" o.c. to Blkg.	5/8" @ 48 o.c.	7"	2"	2"	126	20d comm

El comportamiento de cada uno de las shear walls, ante la acción de fuerzas sísmicas, puede observarse en la figura 3.6.3.

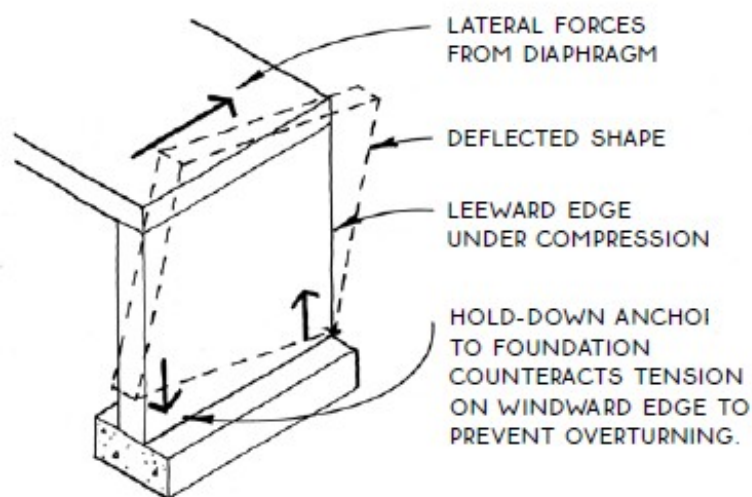


Figura 3.6.3 – Esquema de Funcionamiento de Muro Resistente

Supondremos que este puede tratarse de manera simplificada como una placa rígida, de dimensiones B (longitud) y H (altura), como la que se muestra en la figura 3.6.4, donde a esta se le aplica una fuerza de dirección horizontal (fuerza sísmica) en su parte superior, la cual produce un momento de vuelco con respecto al punto “a”.

Para resistir este momento, a la placa se le proporciona un elemento resistente (holddown) en el punto “b” el cual es capaz de proporcionar una fuerza en dirección vertical para resistir el momento de vuelco. A su vez, para resistir dicho momento, colaboran el peso propio del muro y de los muros, pisos y techos sobre él, en caso de existir.

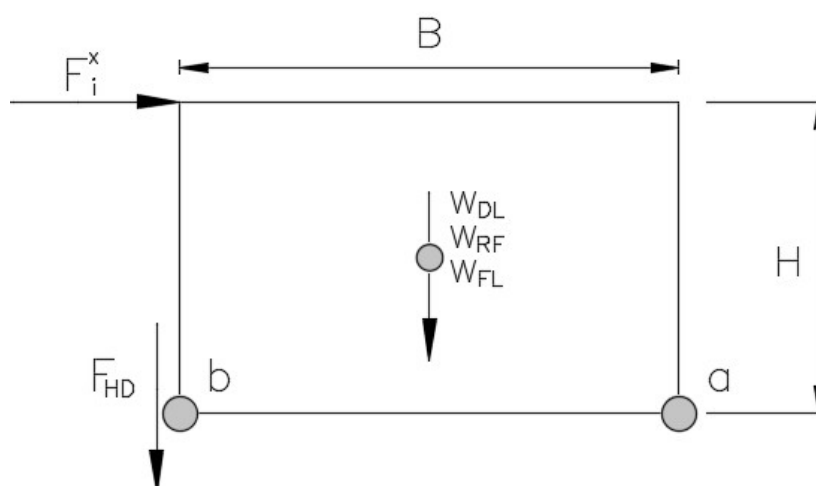


Figura 3.6.4 - Esquema de Funcionamiento de Muro Resistente

En base a lo anteriormente mencionado, centraremos nuestra atención en los muros de menor longitud de cada línea, ya que los mismos resultan ser los más desfavorables para este tipo de acciones, y se calculará la fuerza resistente vertical (F_{HD}) que debe proporcionar el elemento resistente a cada uno de ellos. Debido a la naturaleza cíclica del sismo, los holdowns deben colocarse en ambos extremos de la placa. Es necesario aclarar que estos trabajan esencialmente a tracción, evitando que el poste traccionado del muro se levante de su lugar. En el extremo opuesto, la compresión es resistida por el poste y no por el holdown.

La fuerza F_{HD} puede calcularse tomando equilibrio de momentos con respecto al punto “a”, como se muestra a continuación:

$$F_{HD} = \frac{\left[(F_i^x H) + \left(C_s W_{DL} \frac{H}{2} \right) \right] - \left[(0.9 - 0.2 S_{DS}) \left(W_{RF} \frac{B}{2} + W_{DL} \frac{B}{2} + W_{FL} \frac{B}{2} \right) \right]}{B}$$

donde, W_{DL} son las cargas muertas propias del muro y (en caso de que existieran) los valores de W_{RF} y W_{FL} son las cargas muertas del techo y del piso respectivamente por encima del muro. Estas pueden calcularse como:

$$W_{DL} = B H w$$

$$W_{RF} = B L t$$

$$W_{FL} = B L f$$

Donde L es el ancho tributario del techo y del piso y los valores w, t y f son los pesos por unidad de superficie del muro, techo y piso respectivamente obtenidos del análisis de carga.

Una vez calculada esta fuerza, se ingresa a la tabla del comerciante que fabrica los elementos de anclaje de los muros llamados “holdowns” y se compara y selecciona el elemento más adecuado.

El proceso anteriormente mencionado se repite para cada uno de los muros de menor longitud, en comparación con los de su misma línea, para todas las líneas y niveles de la estructura. El análisis completo de puede observarse en el “holdown design” ubicado en el Anexo I del reporte de cálculo perteneciente al Anexo C del presente informe.

3.7- Método LRFD

El método de cálculo elegido para vigas, columnas y fundación es el LRFD (Load And Resistance Factor Design), el cual es un método que se utiliza comúnmente para el diseño de estructuras de madera y de acero.

Se escoge el mismo ya que utiliza factores separados para cada carga y para cada tipo de resistencia, mediante lo cual es posible lograr una confiabilidad más uniforme.

La metodología se basa en conceptos probabilísticos, denominando estado límite a aquella condición en la que la estructura cesa de cumplir su función.

Los estados límites se dividen en dos categorías:

- Estado límite de resistencia: Define el alcance de la resistencia máxima de un elemento estructural bajo cargas extremas.
- Estado límite de servicio: define el alcance del límite de habilidad de un elemento estructural a desarrollar la función para la cual fue diseñado.

Lo que se pretende mediante este método es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados con una confiabilidad adecuada.

Se puede expresar este método de manera simplificada mediante la expresión:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

La parte izquierda de la inecuación representa la resistencia del elemento o sistema y la parte derecha representa la carga máxima esperada.

La resistencia nominal R_n es reducida por un factor menor que la unidad ϕ (factor de resistencia) para obtener la resistencia de diseño.

Por el otro lado, las cargas son amplificadas por sus respectivos factores γ_i de mayoración para obtener las cargas factorizadas.

3.7.1- Factores de Carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes.

El valor del factor de las cargas muertas, por ejemplo, es menor que el de las vivas ya que se pueden estimar con mayor precisión.

El valor numérico del factor de carga asignado a cada tipo de carga depende del grado de precisión con el cual habitualmente se puede evaluar dicha carga, la variación que se anticipa para la carga durante la vida útil de la estructura, y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de los diferentes tipos de carga, Por este motivo a las cargas permanentes, que en general se pueden determinar con mayor precisión y son menos variables, se les asigna un factor de carga menor que a las sobrecargas.

3.7.2- Factores de Resistencia

La factorización de las cargas es una forma de ajuste para el control de la seguridad en el diseño por resistencia. El ajuste básico está en modificar la resistencia cuantificada de la estructura o elemento. Esto conduce a determinar primero su resistencia (resistencia a la compresión, capacidad de momento, etc.) y luego reducirla en algún porcentaje.

La reducción (factor de resistencia) se basa en diferentes consideraciones, incluyendo el interés por la confiabilidad de las teorías, el control de calidad de producción, la capacidad de predecir el comportamiento con precisión, etc. Estos factores de resistencias, como se mencionó anteriormente son siempre menores que la unidad. La magnitud de ellos representa una reducción relativa requerida para lograr niveles de fiabilidad comparables.

3.8- Combinaciones de Carga

Las combinaciones de las cargas mencionadas anteriormente utilizadas para el cálculo y diseño de los componentes estructurales y las fundaciones fueron tomadas del capítulo N°2 (Combination Loads) del código ASCE 7-10.

Este especifica que las combinaciones básicas de cargas son:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $1.2D + W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2D + E + L + 0.2L$
6. $0.9D + W$
7. $0.9D + E$

donde:

- D = Cargas muertas.
- L_r = Carga viva de techo.
- L = Carga viva.
- E = Carga sísmica.
- W = Carga de Viento.
- R = Carga de lluvia.
- S = Carga de nieve

4- VIGAS

4.1- Criterios de Distribución

En el proyecto, se realizó una distribución de vigas de manera conveniente y criteriosa a los fines de optimizar al máximo el sistema estructural a los fines de garantizar una estructura con un excelente comportamiento. Algunos de los criterios de dimensionado y colocación de vigas se mencionan a continuación:

- Prestar mucha atención a los requerimientos arquitectónicos, respetando espesores, por ejemplo en el caso de los headers (dinteles) de las aberturas en muros, o respetando alturas máximas, por ejemplo para las flush beams (vigas contenidas en el paquete estructural) utilizadas en los pisos de la estructura.
- Vigas contenidas en los paquetes estructurales de pisos para recibir las cargas distribuidas de muros portantes y las cargas puntuales de columnas sobre ellas.
- Vigas en paquete de piso para materializar los cambios de altura en ellos, por ejemplo entre los pisos interiores y el deck.
- Ubicación de vigas para dar forma a los techos. Por ejemplo las hip beams utilizadas para acompañar los cambios de dirección de los techos a tres y cuatro aguas.
- Vigas intermedias en el paquete de piso a los fines de reducir las luces de los floor joists o permitir el cambio de dirección de estos.
- Vigas perimetrales para la construcción y transmisión de cargas del trellis ubicado en el primer piso.
- Vigas ubicadas por debajo del paquete estructural para poder materializar techos, por ejemplo drop beams que toman los roof rafters en el caso del techo perimetral en el garaje.

Los ejemplos anteriormente mencionados son algunos de los múltiples criterios y limitantes del proyecto que se tuvieron en cuenta al momento al momento de la ubicación y dimensionamiento de las vigas.

4.2- Nombramiento y Tipos de Vigas

Como se puede apreciar en los planos S2 del anexo D perteneciente al presente informe, se ha nombrado a las vigas con tres letras y tres números.

Las letras describen la posición que tiene cada una de las vigas con respecto al paquete estructural o donde está siendo usada la misma. A continuación se adjunta una tabla resumen con la nomenclatura y significado de cada uno de los tipos de vigas:

Nomenclatura	Tipo de viga
HBM	Hip Beam
VBM	Valley Beam
FBM	Flush Beam
DBM	Drop Beam
TBM	Trellis Beam
HDR	Header Beam
GBM	Grade Beam

Los tres números siguientes a las letras corresponden al piso (plano horizontal) en el cual éstas se encuentran, lo cual se muestra en el siguiente cuadro resumen:

Numeración	Piso
100	Techo
200	1er piso
300	2do piso

Esta forma de nombrar las vigas se adoptó a los fines de poder reconocer y distinguir fácilmente la posición de la viga con respecto al paquete estructural y, a su vez, ubicar de manera rápida el piso en el cual se encuentra, a los fines de facilitar la lectura e interpretación de los planos.

Como se mencionó anteriormente, las vigas reciben su nombre en función de su posición con respecto al paquete estructural de piso o uso. En las siguientes figuras se pueden apreciar algunos ejemplos de estas:

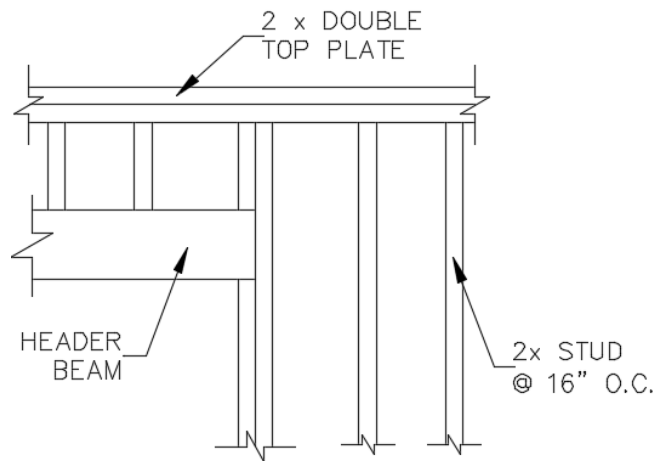


Figura 4.2.1 - Header Beam

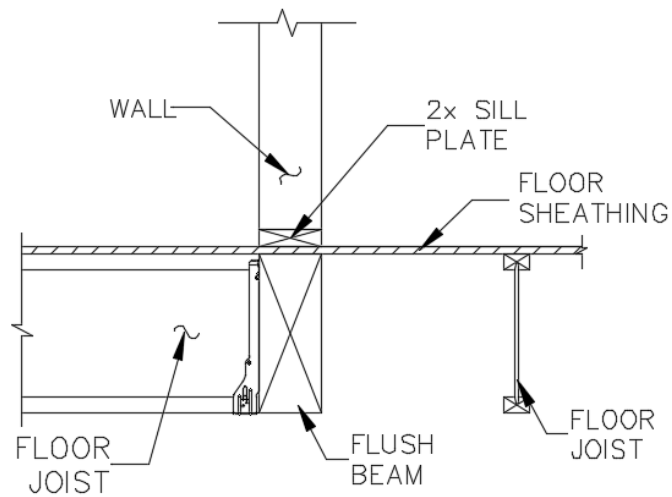


Figura 4.2.2 - Flush Beam

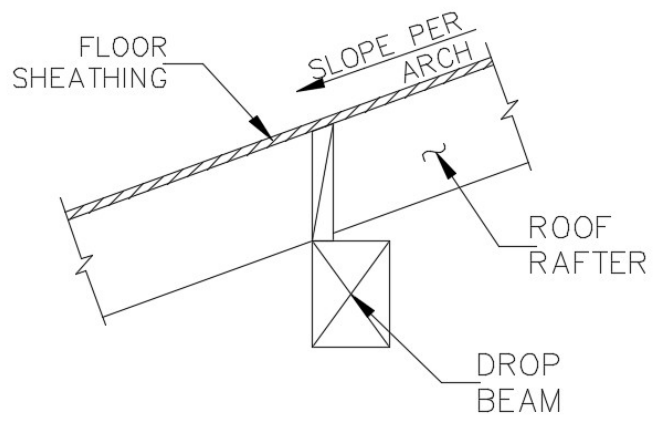


Figura 4.2.3 - Drop Beam

4.3- Vigas de Madera

En el proyecto, se utilizaron dos clases de madera para las vigas: Douglas Fir y Parallam. La Douglas Fir se utilizaron para los elementos de longitudes cortas y en aquellos cuyas cargas son relativamente pequeñas. Por otro lado, la madera Parallam se utilizó para los elementos con longitudes mayores y con cargas elevadas, debido a las prestaciones y características de la madera. Se decidió utilizar madera Parallam y no GluLam (la cual, generalmente, resulta ser más económica que la anterior) debido a que tanto los pisos TJI como las vigas PSL son de la misma marca (Weyerhaeuser) y al comprarle todos los miembros al proveedor resultaba ser relativamente más ventajoso económicamente.

El modelado y cálculo de todas las vigas de madera de la estructura se llevó a cabo mediante el uso del programa “EnerCalc”.

En el mismo, primeramente, se introduce la luz entre apoyos, las cargas distribuidas y/o puntuales que actúan sobre la misma, el tipo de madera, una primera sección tentativa de viga a utilizar y las deflexiones máximas admitidas para cargas totales y cargas vivas. Las deflexiones límites se adoptaron en base a lo especificado en el capítulo 16 del IBC. Se adjunta a continuación la tabla 1604.3 del código de donde se tomaron dichos valores:

TABLE 1604.3
DEFLECTION LIMITS^{a, b, c, h, i}

CONSTRUCTION	<i>L</i>	<i>S</i> or <i>W</i> ^f	<i>D</i> + <i>L</i> ^{d,g}
Roof members: ^e			
Supporting plaster ceiling	<i>l</i> /360	<i>l</i> /360	<i>l</i> /240
Supporting nonplaster ceiling	<i>l</i> /240	<i>l</i> /240	<i>l</i> /180
Not supporting ceiling	<i>l</i> /180	<i>l</i> /180	<i>l</i> /120
Floor members	<i>l</i> /360	—	<i>l</i> /240
Exterior walls and interior partitions:			
With brittle finishes	—	<i>l</i> /240	—
With flexible finishes	—	<i>l</i> /120	—
Farm buildings	—	—	<i>l</i> /180
Greenhouses	—	—	<i>l</i> /120

Por otro lado, se selecciona el tipo de método de cálculo a utilizar (en nuestro caso LRFD) y el código del cual se tomarán las combinaciones de carga (en nuestro caso ASCE 7-10).

El programa se encarga de cargar automáticamente las propiedades de la madera utilizada y las propiedades de la sección seleccionada para realizar posteriormente las verificaciones pertinentes a corte, flexión y deflexiones máximas admitidas.

En caso de no verificar, se modifican las dimensiones de la sección de la viga de manera iterativa hasta cumplir con todas las verificaciones especificadas anteriormente.

El cálculo detallado de cada una de las vigas se puede apreciar en el Anexo II del reporte de cálculo perteneciente al Anexo C del presente informe.

4.2- Vigas de Metal

En el proyecto, se utilizaron vigas de sección W excepcionalmente y en casos donde realmente se justificaba su uso debido por las grandes cargas que les llegaban y grandes luces entre apoyos que debían cubrir estas.

Es necesario recalcar que el uso de estas fue en casos realmente justificados, ya que los costos de este tipo de vigas son considerablemente mayores a los costos de las vigas de madera. Por ello, los clientes se rehúsan de manera constante a su utilización a menos que sea inevitable.

El modelado y cálculo de todas las vigas de madera de la estructura se llevó a cabo mediante el uso del programa “EnerCalc”.

En el mismo, primeramente, se introduce la luz entre apoyos, las cargas distribuidas y/o puntuales que actúan sobre la misma, el tipo de viga de acero a utilizar, una primera sección tentativa de viga a utilizar y las deflexiones máximas admitidas para cargas totales y cargas vivas en función de lo especificado en el IBC mencionado en el punto anterior.

Por otro lado, se selecciona el tipo de método de cálculo a utilizar (en nuestro caso LRFD) y el código del cual se tomarán las combinaciones de carga (en nuestro caso ASCE 7-10).

El programa se encarga de cargar automáticamente las propiedades de la madera utilizada y las propiedades de la sección seleccionada para realizar posteriormente las verificaciones pertinentes a corte, flexión y deflexiones máximas admitidas.

En caso de no verificar, se modifican las dimensiones de la sección de la viga de manera iterativa hasta cumplir con todas las verificaciones especificadas anteriormente.

El cálculo detallado de cada una de las vigas se puede apreciar en el Anexo II del reporte de cálculo perteneciente al Anexo C del presente informe.

5- COLUMNAS

5.1- Postes de Madera

Para el cálculo de las columnas de madera se tuvieron en cuenta las reacciones netas de las cargas que llegan a los mismos obtenidas del cálculo de vigas mencionados en el punto 4 del presente informe. El esquema de carga de un poste se muestra en la siguiente figura:

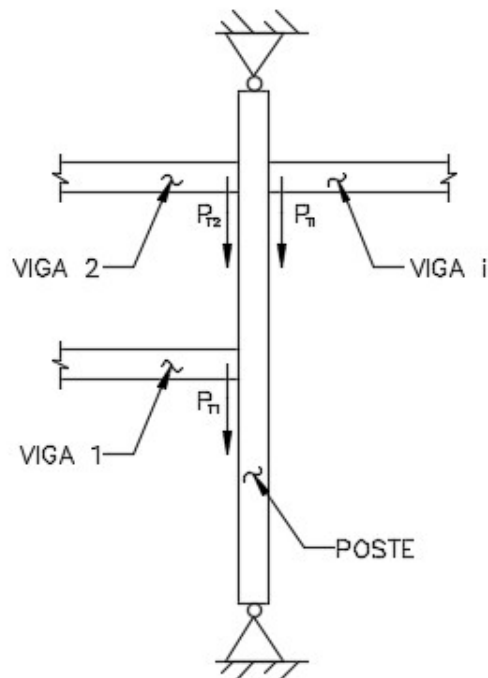


Figura 5.1.1 - Ejemplo de Esquema de Carga de Poste de Madera

Entonces, para cada poste se calculó el valor:

$$P_T = \sum P_{DLi} + P_{Lri} + P_{LLi} + P_{Ei}$$

donde P_T es la suma de las cargas que llegan al poste que se está considerando, P_{DLi} , P_{Lri} , P_{LLi} y P_{Ei} son las componentes de reacción de carga muerta, carga viva de techo, carga viva y carga sísmica de cada viga "i" que llega a la columna.

Una vez obtenida la carga total del poste, esta es comparada con los valores de resistencia de postes del catálogo de Simpson Strong Tie. En este, las resistencias de los postes se encuentran en función del tipo de madera, la altura entre la base y el doble top plate, del espesor del muro donde se

encontrará el poste y del tipo de esfuerzo al que está sometido el mismo (tracción, compresión, etc).

En el caso del proyecto, la madera utilizada es Douglas Fir #2, los postes del primer piso tienen una altura de 9ft, los postes de planta baja 10ft y los postes del subsuelo 9ft; los muros tienen un espesor de 6 in y el esfuerzo al cual se encuentran sometidos es a compresión.

Teniendo en cuenta lo mencionado, la tabla utilizada para la determinación de las capacidades de los postes es que se muestra a continuación:

Simpson Strong-Tie® Wood Construction Connectors

Post Allowable Loads

Post Allowable Compression Loads for Douglas Fir–Larch

Framing	Lumber		Perp. to Grain, $P_{c\perp}$	Compression Parallel to Grain, P_c (100)				
	Size	Grade		Nominal Top-Plate Height (ft.)				
				8	9	10	11	12
4-Inch Wall	2x4	#2	3,280	3,170	2,565	2,105	1,755	1,485
	3x4	#2	5,470	5,285	4,275	3,510	2,930	2,475
	(2) 2x4	#2	6,565	6,340	5,130	4,215	3,515	2,970
	4x4	#2	7,655	7,395	5,985	4,915	4,100	3,465
	(3) 2x4	#2	9,845	9,510	7,695	6,320	5,270	4,455
	4x6	#2	12,030	11,540	9,360	7,700	6,425	5,430
	4x8	#2	15,860	15,090	12,270	10,105	8,440	7,140
4x10	#2	20,235	19,080	15,555	12,835	10,730	9,085	
6-Inch Wall	2x6	#2	5,155	8,970	7,940	6,935	6,025	5,235
	3x6	#2	8,595	14,945	13,235	11,560	10,040	8,725
	(2) 2x6	#2	10,315	17,935	15,885	13,875	12,050	10,470
	4x6	#2	12,030	20,925	18,530	16,185	14,060	12,215
	(3) 2x6	#2	15,470	26,905	23,825	20,810	18,075	15,705
	6x6	#1	18,905	25,260	23,500	21,505	19,415	17,375
	6x8	#1	25,780	34,450	32,045	29,320	26,475	23,690

Cabe aclarar que las capacidades permitidas de los postes están calculadas en base al código NDS 2015, teniendo en cuenta las condiciones en la que se encuentran los postes contenidos en los muros. Es por esta razón por la cual no se realizaron los cálculos detallados de los postes de madera y solo se

llevaron a cabo el control de cargas y capacidades de los postes utilizados. Este puede encontrarse en el reporte de cálculo del Anexo C del presente informe.

5.2- Columnas de Acero

5.2.1- Columnas Interiores

Para el cálculo de las columnas de acero interiores de la estructura, se supusieron que las vigas (debido a las conexiones utilizadas) que llegaban a las mismas se encuentran en condición de simplemente apoyadas. Como consecuencia de esta suposición, las columnas solo transmiten esfuerzos axiales de compresión.

Se decidió la utilización de columnas de sección hueca de geometría rectangular o cuadrada (HSS) para las columnas, ya que presentan una serie de ventajas con respecto a las columnas W como:

- Secciones con paredes más delgadas, lo que se traduce en columnas con un menor peso.
- Menores costos.
- Secciones de ancho y alto similares a los espesores de muros utilizados en construcciones de madera.
- Uniones más sencillas, lo que implica una construcción más rápida.
- Rendimiento sísmico similar en ambas direcciones, ya que no poseen un eje débil.

Al igual que para los postes de madera, para el cálculo de las columnas de acero se tuvieron en cuenta las reacciones netas de las cargas que llegan a los mismos obtenidas del cálculo de vigas mencionados en el punto 4 del presente informe. Se puede observar el esquema de carga típico de una columna en la figura 5.1.1. Entonces, para cada columna se calculó el valor:

$$P_{DL} = \sum P_{DLi}$$

$$P_{Lr} = \sum P_{Lri}$$

$$P_i = \sum P_{LLi}$$

$$P_E = \sum P_{Ei}$$

donde P_T es la suma de las cargas que llegan al poste que se está considerando, P_{DLi} , P_{Lri} , P_{LLi} y P_{Ei} son las componentes de reacción de carga muerta, carga viva de techo, carga viva y carga sísmica de cada viga “i” que llega a la columna.

Una vez obtenida la carga total que llega a cada columna, se efectuaron los cálculos y verificaciones de estas mediante el empleo del programa EnerCalc, utilizando el método LRFD.

Para ello, se definieron en primer lugar las condiciones de contorno de las columnas. Se consideró que el desplazamiento en la parte superior de las mismas está permitido, y que el desplazamiento en la parte inferior de la columna está impedido.

Posteriormente se seleccionó la altura de la columna, el tipo de acero a utilizar (en este caso acero al carbono A36, $F_y=46\text{ksi}$, $E=19000\text{Ksi}$), el tipo de sección (HSS) y la sección tentativa de la columna (de la cual el programa calcula las propiedades).

Una vez cargados los datos mencionados anteriormente, el programa verifica la relación de esbeltez de la columna:

$$\frac{KL}{r} < 50$$

donde K es el factor de longitud efectiva, L es la longitud de la columna (KL es la longitud efectiva) y r es el radio de giro de la sección transversal de la columna respecto al eje de flexión analizado.

Por otro lado, el programa calcula la resistencia de diseño de la columna a la compresión para compararla con el valor de las cargas mayoradas, mediante la expresión:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

Donde R_n resistencia nominal a compresión, ϕ es el factor de resistencia, Q_i son cargas axiales netas (muerta, viva, sismo, etc.) y γ_i son factores de mayoración.

En caso de no verificar, se procede a la adopción de otro tamaño de sección y a recalcular los puntos anteriormente mencionados.

5.2.2- Columnas Exteriores

Para el cálculo de las columnas de acero exteriores de la estructura (columnas de cover patio), se supusieron que las vigas (debido a las conexiones utilizadas) que llegaban a las mismas les transmiten tanto esfuerzos axiales de compresión como esfuerzos cortantes.

Se decidió la utilización de columnas de sección hueca de geometría rectangular o cuadrada (HSS) para las columnas, ya que presentan las ventajas mencionadas en el punto anterior.

Al igual que para las columnas de acero explicadas anteriormente, para la verificación de estas a la compresión, se tuvieron en cuenta las reacciones netas de las cargas que llegan a los mismos obtenidas del cálculo de vigas (Punto 4 del presente informe). Se puede observar el esquema de carga típico de una columna en la figura 5.1.1. Entonces, para cada columna se determinó el valor:

$$P_T = \sum P_{DLi} + P_{Lri} + P_{LLi} + P_{Ei}$$

donde P_T es la suma de las cargas que llegan al poste que se está considerando, P_{DLi} , P_{Lri} , P_{LLi} y P_{Ei} son las componentes de reacción de carga muerta, carga viva de techo, carga viva y carga sísmica de cada viga “i” que llega a la columna.

Una vez obtenida la carga total que llega a cada columna, se efectuaron los cálculos y verificaciones de estas mediante el empleo del programa EnerCalc, utilizando el método LRFD, de manera análoga a la explicada en el punto 5.2.1.

Para el cálculo de las cargas laterales que se transmiten a la columna, primeramente, se estimaron las cargas muertas y vivas del cover patio, de manera idéntica a lo explicado en el punto 3.1 y 3.2.

Luego, de manera análoga a lo explicado en el punto 3.3, en función las coordenadas de la obra en el mapa, la clasificación del suelo del sitio y el factor de importancia o categoría de riesgo se ingresa al sitio web del USGS (United States Geological Survey) y se obtienen los parámetros sísmicos de aceleración S_s y S_1 , y los parámetros de aceleración de diseño S_{DS} y S_{D1} .

Por otro lado, se calcula el período de la estructura con la expresión:

$$T_a = C_t (h_n)^x$$

donde h_n es la altura donde se ubicaría el doblé top plate del cover patio, C_t es el valor aproximado del período de la estructura y x es un coeficiente. Estos dos últimos valores se obtienen de tabla en función del tipo de estructura analizada, en nuestro caso se encuentra dentro de la clasificación de “el resto de las estructuras” y los valores son 0.02 para C_t y 0.75 para x .

Una vez obtenido el período de la estructura, se calcula el coeficiente de respuesta sísmico:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Donde I es el factor de importancia, el cual depende de la categoría de riesgo y cuyo valor es $I=1$; y donde R es el factor de modificación de respuesta. Este último depende del tipo de sistema estructural elegido para resistir las cargas laterales sísmicas, en este caso se encuentra dentro de la clasificación “Sistemas de Columnas de acero ordinarias en voladizo” y su valor es $R=1.25$.

El valor del coeficiente de respuesta sísmico no debe exceder los valores:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \text{ para } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I}\right)} \text{ para } T > T_L$$

Obtenidos estos valores, se procede a calcular el valor del corte sísmico basal con la expresión:

$$V = C_s W$$

donde W es el peso efectivo total de la estructura.

De acuerdo con el código, el valor del corte basal obtenido debe ser mayorado por un factor de redundancia, el cual tiene en cuenta el incremento de la fuerza sísmica por irregularidades en la construcción. En este caso, debido a que la categoría sísmica es E, el valor del factor de redundancia es $\rho = 1.3$. Luego el valor del corte basal mayorado se obtiene como:

$$E = \rho V$$

Obtenido el corte basal, se procede a la distribución del corte en cada una de las líneas del cover patio como se muestra en la siguiente imagen:

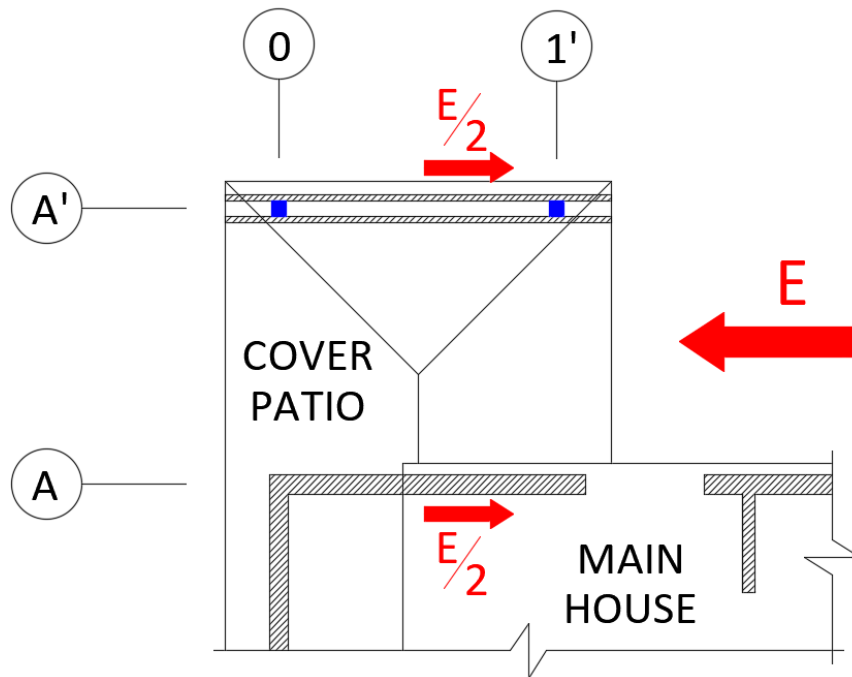


Figura 5.2.1 - Distribución de Esfuerzo Sísmico en Cover Patio

Así, en la línea donde se ubican las columnas de acero, el esfuerzo sísmico que actúa es $E' = E/2$. Este debe ser dividido en el número n de columnas que existen en la línea, para obtener el esfuerzo sísmico E_c en cada una de ellas:

$$E_c = \frac{E'}{n}$$

En función de este último y la altura de la columna (h), se calcula el momento que la fuerza produce sobre la misma:

$$M = E_c h$$

De acuerdo con la sección adoptada, se calcula la tensión debida a la compresión

$$f_a = \frac{P_t}{A}$$

donde A es el área de la sección.

Además, por otro lado, se calcula la máxima tensión producida en la sección por el momento flector:

$$f_b = \frac{M}{S}$$

donde S es el módulo de sección.

6- CONEXIONES

La conexión entre los elementos de madera y entre elementos de madera y metal utilizados en el proyecto se realizó mediante el uso de los productos diseñados por la Empresa Simpson Strong-Tie.

Previo a la elección del conector, se realiza un análisis de los tipos de conectores que existen en el mercado, juntamente con una evaluación de las condiciones y limitaciones de cada uno, las características particulares de cada elemento y principalmente las cargas admisibles. Esto se debe a que, sobre todo en este rubro, se está en permanente actualización y ello lleva a que muchos de los elementos se dejen de fabricar y entren en desuso o que ingresen nuevos conectores con mejores prestaciones.

Para la elección del elemento más adecuado para cada uno de los vínculos, se debe:

- Analizar la naturaleza de la conexión: hanger, post cap, base cap, holdown, strap, etc.
- Prestar atención a la carga que se debe transmitir mediante el conector ya que existen conectores similares que poseen diferentes capacidades debido a su diseño. Para ello se debe tomar la combinación de cargas más crítica, tanto con reacciones positivas como negativas.
- Tener en cuenta la facilidad de colocación, ya que para un mismo tipo de elemento pueden utilizarse clavos, tornillos o bulones. Por lo general se prefiere la utilización de elementos clavados debido a su rapidez y simplicidad de colocación.
- Controlar la disponibilidad de este, por lo mencionado anteriormente.
- Verificar el lugar donde se colocará el mismo, ya que deben tenerse en cuenta las cuestiones estéticas y arquitectónicas. En estos casos, existen elementos con diseños especiales, los cuales resultan más agradables a la vista.

En los siguientes puntos se comentarán y detallarán algunos de los conectores utilizados en la construcción de la estructura.

6.1- Hangers

Los hangers son elementos metálicos estandarizados los cuales sirven para realizar conexiones entre:

- Viga de madera a viga de madera o metal.
- Floor Joist a vigas de madera o metal.
- Roof Rafter a viga de madera o metal.
- Floor Joists o vigas a muros de mampostería
- Floor Joists o Ceiling Joists a Ledgers
- Roof Rafters o Joists a Muros.

Estos pueden clasificarse en función de la manera de vincularse a la viga soporte en

- Face Mount: el elemento se monta en la cara de la viga.
- Top Flange: el elemento se instala en la parte superior de la viga.



Figura 6.1.1 - Esquema de Funcionamiento de Muro Resistente

Los Face Mount Hangers son casi siempre usados cuando el miembro se apoya en la viga soporte de madera. Estos necesitan que la viga soporte sea de mayor altura que la que se conecta para que se pueda llevar a cabo el clavado del mismo. Estos poseen mejor capacidad al levantamiento (uplift) que un top flange hanger debido a su mayor densidad de clavos en la cara del soporte que son los encargados de resistirlo

Los Top Flange Hangers son utilizados a menudo cuando el soporte es una viga, especialmente cuando el miembro tiene mayor altura que la viga soporte o cuando la viga soporte es de acero. En este último caso, a la viga de acero se le agrega un “nailer” para poder efectuar el clavado. Diferentes tipos de conexiones típicas con Top Flange Hangers pueden apreciarse en la siguiente imagen:

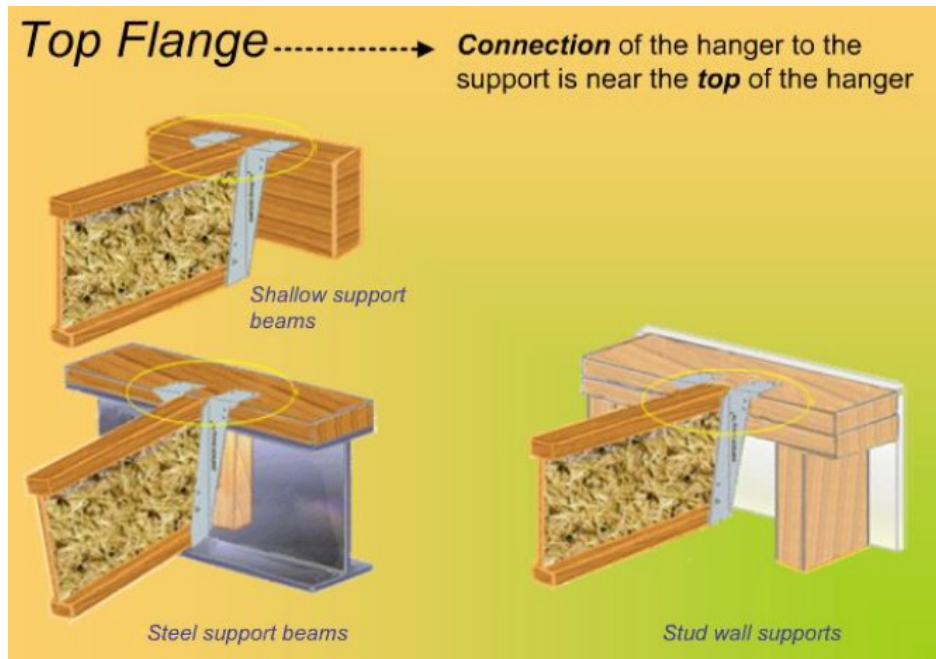


Figura 6.1.2 - Conexiones Típicas de Top Flange Hangers

Es muy importante a la hora de la elección de los hanges prestar atención a si el miembro que se conecta posee pendiente o no, ya que esto implica una modificación en el conector la cual no es aplicable para todos. Además, en función del grado de pendiente el hanger pierde capacidad.

6.2- Column Cap

Los Column Cap son elementos metálicos estandarizados los cuales sirven para realizar conexiones entre una o más vigas de madera y una columna, sea esta última de madera o metal.

En la elección del elemento conector a utilizar, para efectuar la unión, se debe prestar atención a si la misma se efectuará en un extremo o tramo de la viga, y si a la misma concurren más de una viga; ya que, no todos los elementos permiten cualquier tipo de unión y, a su vez, limita la cantidad de vigas que a el pueden concurrir.

A continuación, se muestran dos de los column cap utilizados a lo largo del proyecto:



Figura 6.2.1 - ECCQ y CCQ Column Cap

Los column Cap mostrados proporcionan conexiones de alta capacidad. El diseño mostrado utiliza tornillos de alta resistencia para proporcionar una instalación más rápida y proporcionar una mayor área de sección neta de la columna en comparación con los que utilizan pernos.

6.3- Holdowns

Los Hold-downs son elementos metálicos estandarizados los cuales se colocan en la parte inferior de los postes ubicados en extremos de las shear walls para transmitir las acciones sísmicas hacia los postes, vigas o fundación que se encuentran inmediatamente por debajo de ellas. Estos se encargan de transmitir las solicitaciones sísmicas de tracción desde el poste al elemento de fijación inferior, sea este último un poste, una viga o la fundación de la estructura.

La carga puede viajar desde el poste a los holdowns mediante el uso de tornillos para cargas relativamente bajas o mediante pernos para cargas considerablemente elevadas, dependiendo del tipo de holddown elegido para efectuar la transmisión.

En la siguiente imagen se puede apreciar una conexión típica de este elemento:

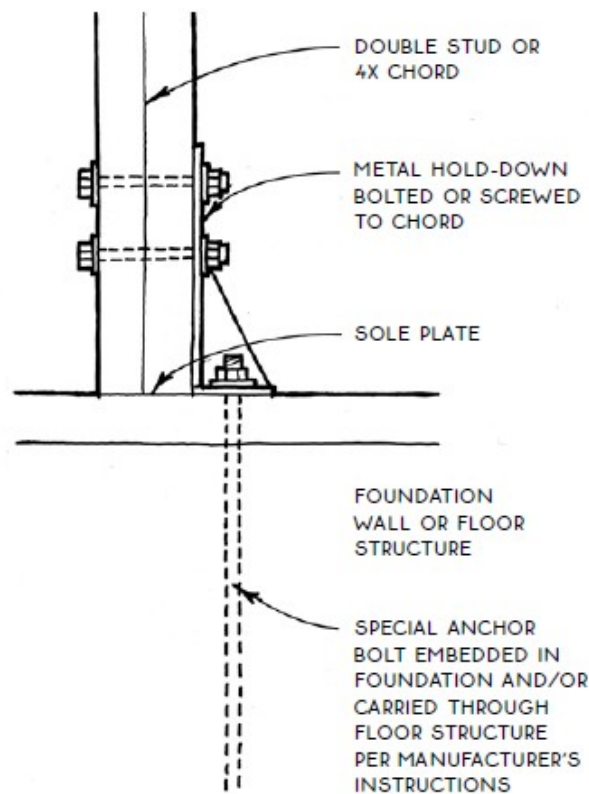


Figura 6.3.1 - Conexión Típica de Hold-down

En la estructura calculada se utilizaron los holdowns Simpson modelo “HDU” para los muros de Planta Baja y Primer piso, y se utilizaron los Holdowns tipo “HU” para los muros del subsuelo ya que la carga que deben transmitir es lógicamente mayor que la de los muros superiores.

La resistencia de estos y elección viene dada principalmente en función de los pernos de anclaje que vinculan el elemento en sí con los postes, vigas o fundaciones a la que los mismos se fijan y transmiten las cargas sísmicas.

En la siguiente tabla se pueden observar algunos de los modelos de holdown utilizados en la estructura analizada, sus dimensiones, tamaños mínimos de postes y su capacidad en función del tipo de madera utilizada.

Model No.	Ga.	Dimensions (in.)					Fasteners		Minimum Wood Member Thickness (in.)	Allowable Tension Loads (160) ¹			Code Ref.
		W	H	B	℄	S0	Anchor Bolt Dia. (in.)	Post Fasteners		DF/SP	SPF/HF	Deflection at Allowable Load (in.)	
DTT1Z	14	1½	7½	1¾	¾	¾	¾	(6) SD #9 x 1½"	1½	840	840	0.170	IP2, L19, FL
								(6) 10d x 1½"		910	640	0.167	
								(8) 10d x 1½"		910	850	0.167	
DTT2Z	14	3¼	6¼	1½	¾	¾	½	(8) ¼" x 1½" SDS	1½	1,825	1,800	0.105	I6, L8, FL
(8) ¼" x 1½" SDS								3	2,145	1,835	0.128		
DTT2Z-SDS2.5								(8) ¼" x 2½" SDS	3	2,145	2,105	0.128	
HDU2-SDS2.5	14	3	8¼	3¼	1¾	1¾	¾	(6) ¼" x 2½" SDS	3	3,075	2,215	0.088	
HDU4-SDS2.5	14	3	10¼	3¼	1¾	1¾	¾	(10) ¼" x 2½" SDS	3	4,565	3,285	0.114	
HDU5-SDS2.5	14	3	13¾	3¼	1¾	1¾	¾	(14) ¼" x 2½" SDS	3	5,645	4,065	0.115	
HDU8-SDS2.5	10	3	16¾	3½	1¾	1½	¾	(20) ¼" x 2½" SDS	3	6,765	4,870	0.110	I6, L8, FL
									3½	6,970	5,020	0.116	
									4½	7,870	5,665	0.113	
HDU11-SDS2.5	10	3	22¼	3½	1¾	1½	1	(30) ¼" x 2½" SDS	5½	9,335	6,865	0.137	
									7¼	11,175	8,045	0.137	
HDU14-SDS2.5	7	3	25¼	3½	1¾	1¾	1	(36) ¼" x 2½" SDS	4x6 ^{3,4}	10,770	7,755	0.122	170
									7¼ ³	14,390	10,435	0.177	I6, L8, FL
									5½ ^{2,3}	14,445	10,350	0.172	

7- FUNDACIÓN

7.1- Slab On Grade

El sistema de fundación elegido para el centro del subsuelo de la estructura es la llamada “slab on grade”, el cual es análogo a las “plateas de fundación” o “losas de cimentación” que se utilizan en Argentina. Estas se encuentran dentro de la clasificación de cimentaciones tipo superficiales.

La elección de este tipo de fundación se debe a que el terreno es esencialmente plano. Por otro lado, este tipo de fundación es utilizada generalmente en lugares donde el clima es cálido y el suelo por lo general no sufre de congelamientos, como es el caso del suelo donde se fundará la estructura analizada, tal cual lo especifica el reporte.

Las plateas actúan como planos rígidos los cuales distribuyen las tensiones en el suelo de manera uniforme, ayudando a evitar los asentamientos diferenciales.

Además, por otro lado, posee la ventaja de que, una vez terminada, nos proporcionan un plano perfecto sobre el cual poder colocar el piso y darle la terminación final.

En la siguiente imagen (figura 7.1.1) se puede apreciar dos paquetes estructurales de slab on grade de uso típico:

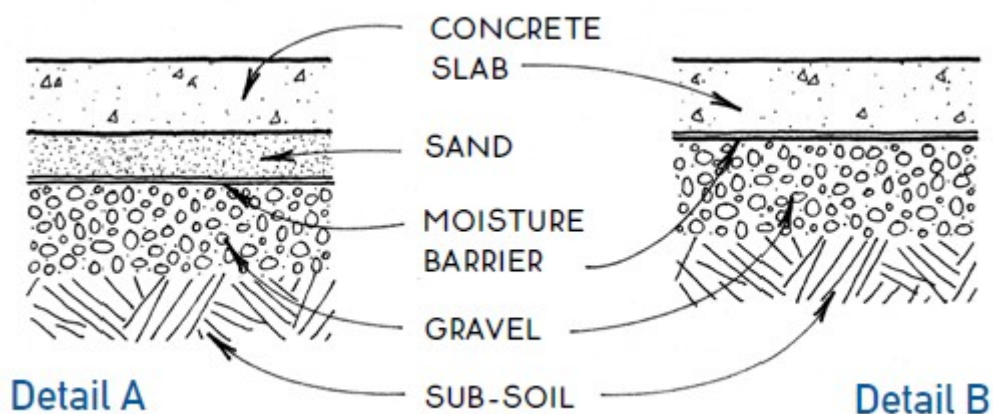


Figura 7.1.1 - Paquetes Estructurales Típicos de Slab On Grade

Para el proyecto se utilizó una fundación similar al caso “B” mostrado en la figura. Desde la superficie, hasta la parte inferior, esta consiste en:

- Capa de concreto superficial de espesor de 4 in con una armadura central realizada con hierros #4 espaciados 16 in en ambas direcciones.
- Membrana barrera de vapor de polietileno.
- Capa de 4 in de espesor de agregado limpio con un tamaño máximo del mismo de ½ in.
- Suelo natural, al cual se le quita la capa vegetal superficial.

Este tipo de fundación posee vigas ubicadas en el perímetro y por debajo de los muros portantes, las cuales llamamos “continuos footing”. Por ello, se llevó a cabo la verificación de las tensiones que los muros transmiten al suelo a través de estas vigas, para darle las dimensiones adecuadas a fin de que las tensiones inducidas por las cargas no superen las tensiones admisibles por el suelo.

Es por esto por lo que se calcularon las cargas en los muros por unidad de longitud, basándonos en los pesos por unidad de superficie obtenidos del análisis de cargas explicado anteriormente (ver Punto 3 del presente informe) y en el ancho tributario de los pisos y/o techos que llegan a los mismos.

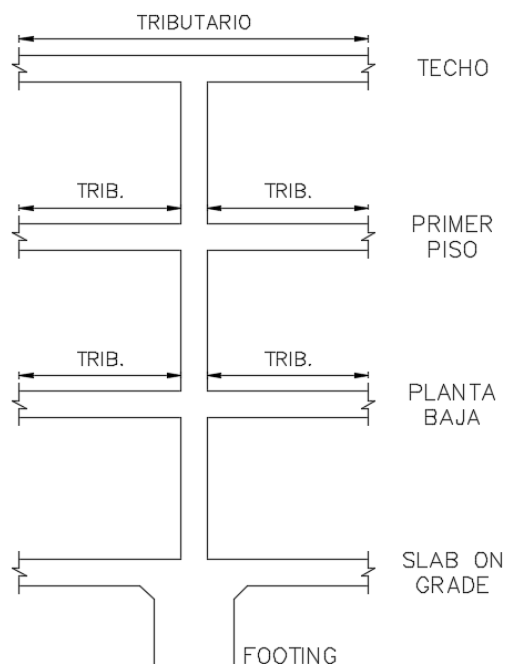


Figura 7.1.2 - Paquetes Estructurales Típicos de Slab On Grade

La carga total por unidad de longitud se obtuvo como:

$$P = \sum P_{DLi} L_i + \sum P_{LRi} L_i + \sum P_{LLi} L_i$$

donde P_{DLi} son las cargas muertas por unidad de superficie de cada elemento estructural que llega al muro, P_{LRi} son las cargas vivas por unidad de superficie del techo (en caso de existir) que llega al muro portante, P_{LLi} son las cargas vivas por unidad de superficie de cada piso (en caso de existir) que llega al muro y L_i son los respectivos anchos tributarios.

Posteriormente se calcula la tensión producida por las cargas como:

$$\sigma = \frac{P}{W}$$

donde W es el ancho del footing que se desea calcular.

Cabe aclarar, que para la el dimensionado de estos se tuvo en cuenta lo expresado en el reporte de suelo, el cual dice que la dimensión mínima para el ancho debe ser 12 in y la profundidad no puede ser menor a 24 in.

Esta tensión obtenida debe ser comparada con la tensión admisible del suelo σ_{adm} (2000psf de acuerdo con el reporte) de manera iterativa, modificando el ancho del footing, y verificando que sea menor que la que permite el suelo.

El análisis y cálculo de cada uno de los footings de la estructura se puede observar en el Anexo X del reporte de cálculo perteneciente al Anexo C del presente informe.

7.2 Retaining Walls

El proyecto analizado posee un subsuelo cuyas dimensiones son de 9 ft de profundidad con un área de aproximadamente 2450ft². Por lo tanto, fue necesaria la utilización de muros de retención (retaining walls) para contener el suelo adyacente al perímetro de este.

Debido a la gran longitud y la altura de los muros utilizados en el proyecto, se decidió construirlos de hormigón armado en lugar de utilizar CMU (Concrete Masonry Unit). Estos últimos son muros realizados en mampostería de concreto los cuales tienen la ventaja de ser más económicos y fáciles de construir, lo cual se ve traducido también en un ahorro del tiempo en comparación con los de hormigón armado. Pero, como contraparte, poseen una menor resistencia a las cargas laterales debidas a las acciones sísmicas y del suelo en, comparación con los de hormigón armado, para grandes alturas.

En la siguiente imagen se puede observar un perfil típico de muros de retención de hormigón armado:

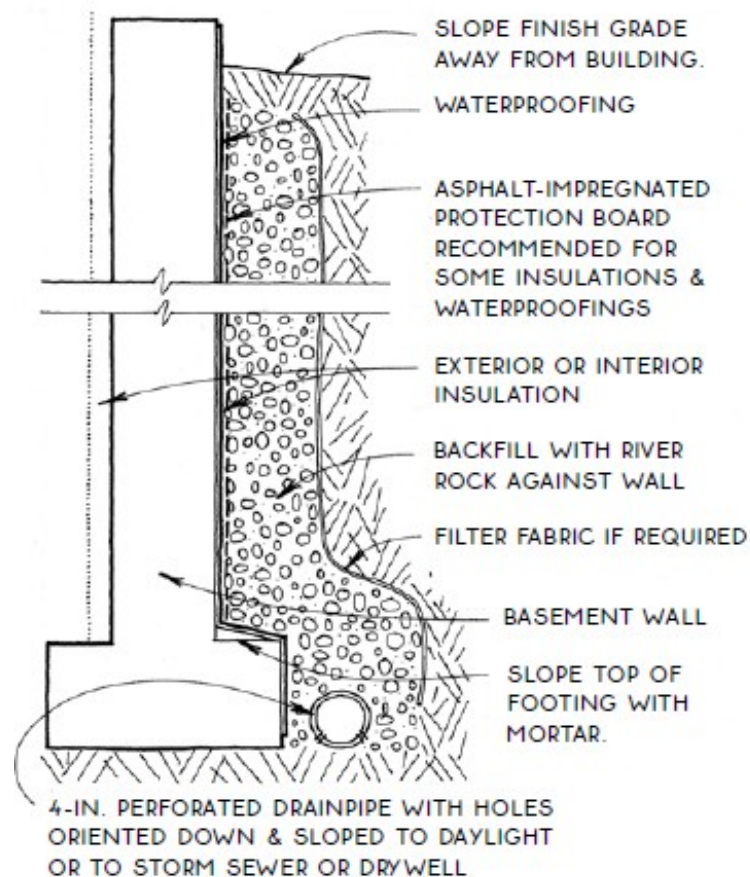


Figura 7.2.1 - Detalle Típico de Muro de Retención

Es necesario tener en cuenta y clasificar las fuerzas que actúan en las diferentes partes del muro de retención y la fundación de este:

- Presión lateral del suelo, produce momento de vuelco sobre el muro.
- Fuerza horizontal debido a la acción sísmica, produce momento de vuelco sobre el muro.
- Fuerzas verticales debido a las cargas muertas y vivas que caen sobre el muro.
- Presiones verticales en la parte inferior de la fundación, las cuales actúan como momento estabilizante.
- Fuerza horizontal debido a la presencia la fundación superficial, la cual impide el deslizamiento de la fundación del muro.

En la siguiente imagen (figura 7.2.2) se puede observar un esquema simplificado de las cargas actuantes:

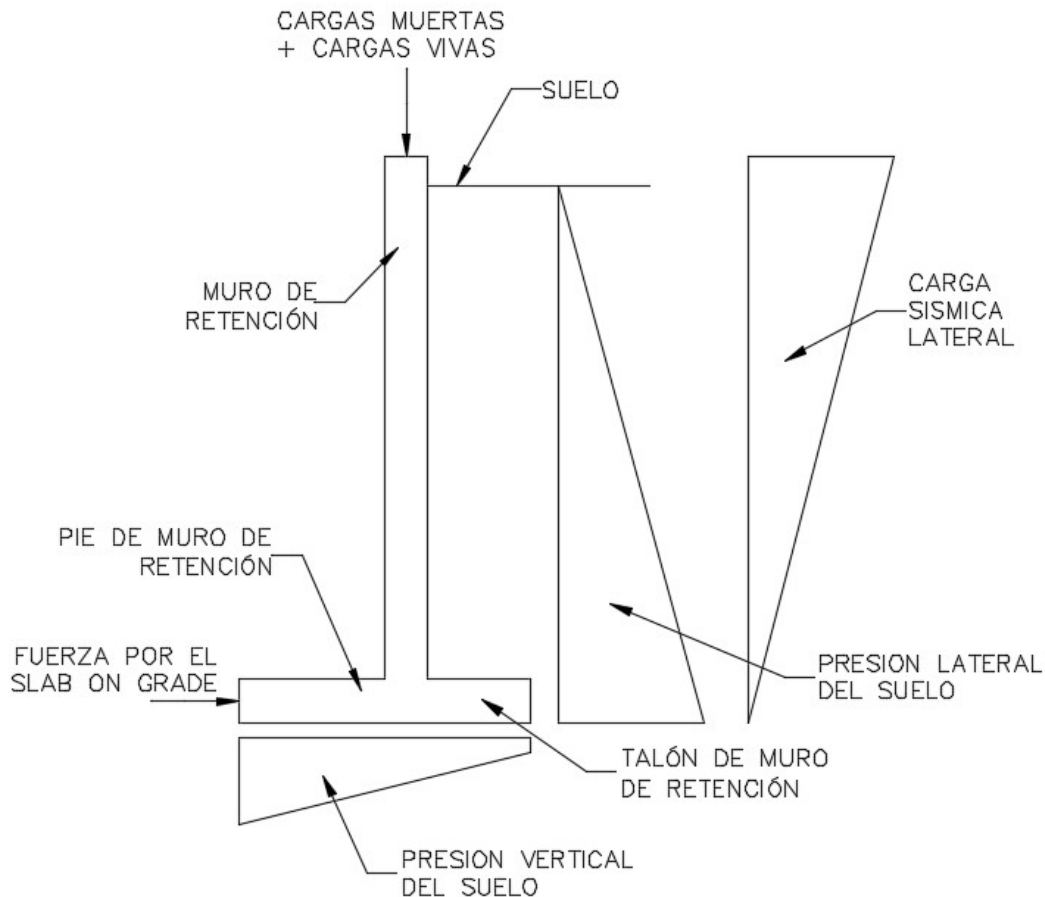


Figura 7.2.2 - Esquema de carga en Muros de Retención

Para el cálculo se tuvieron en cuenta las características y propiedades del suelo, como así también las recomendaciones constructivas y de consideraciones de carga, efectuadas por la entidad encargada del estudio de suelo. Algunas de estas se pueden ver resumidas en la siguiente tabla:

Característica	Comentario
Material Retenido y Tipo de Suelo	Suelos de Deposito de Terraza
Altura Máxima	10 ft
Presión Activa	60 psf/ft
Tensión Admisible	2000 psf
Coefficiente de Fricción	0.26
Carga Sísmica	Debe ser considerada para muros mayores a 6 ft de altura
Carga Lateral Inducida por Sismo (Triángulo Invertido)	28 psf/ft

Se pueden ver los comentarios y recomendaciones en las paginas 12, 13 y 14 del reporte de suelo perteneciente al Anexo B del presente informe.

En la siguiente imagen (figura 7.2.3) se puede observar las líneas de muros de retención que se adoptaron para la construcción del subsuelo:

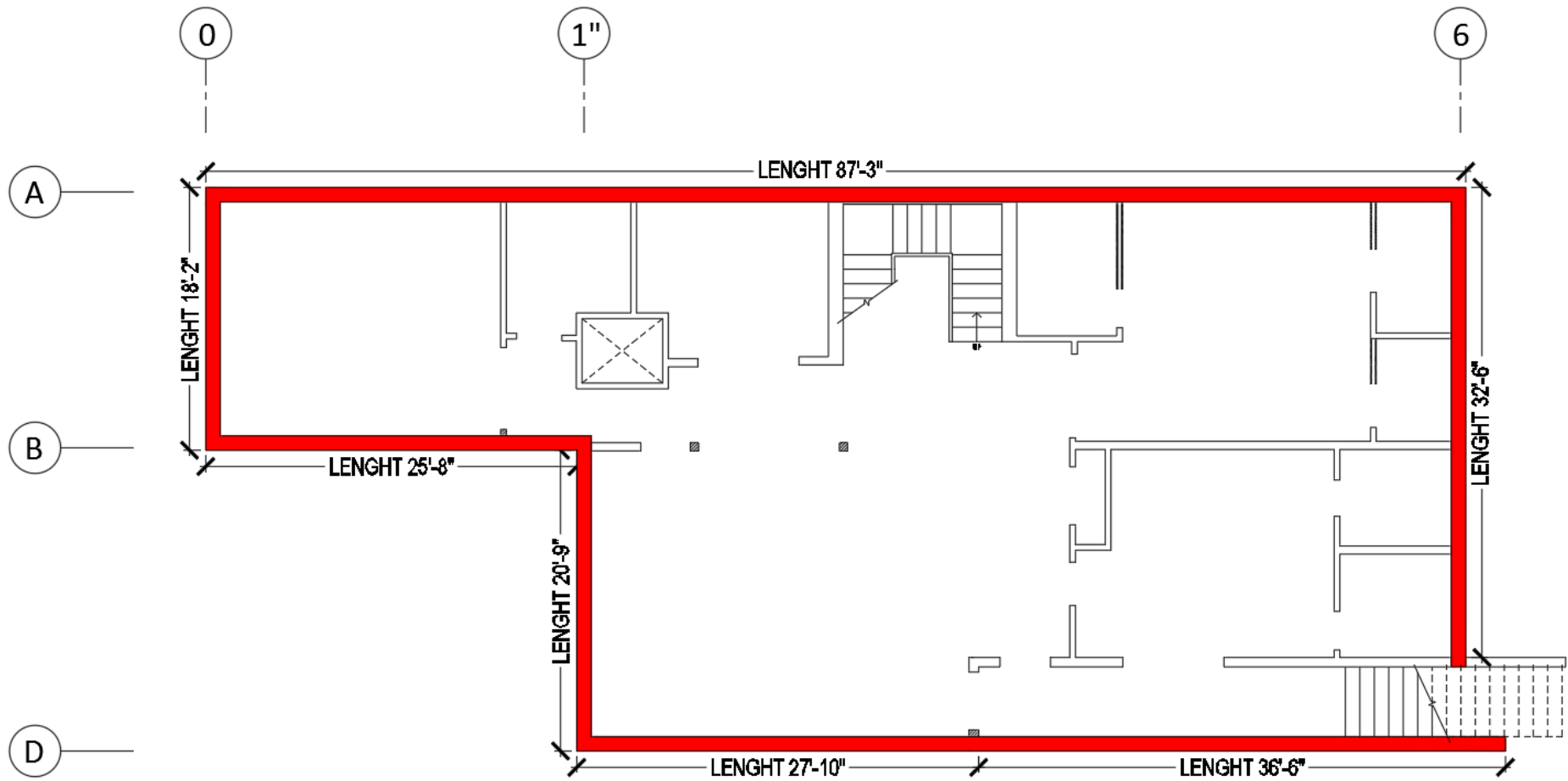


Figura 7.2.3 - Distribución en Planta de Muros de Retención

El análisis, modelado y cálculo de los muros de retención se llevó a cabo mediante la utilización del programa RetainPro.

En él se ingresa (de acuerdo con los datos proporcionados por el reporte de suelo) el valor de la presión de fluido equivalente (ya que el programa trabaja mediante el “método de fluido equivalente” o el “método de Coulomb”) para el cálculo y determinación de las fuerzas laterales. Esta presión es la llamada “presión activa” la cual actúa sobre el muro en forma de triángulo (como se observa en la figura 7.2.2) produciendo una fuerza que tiende a deslizar y desestabilizar el muro mediante un momento de vuelco con respecto a su punto inferior.

Por otro lado, debe ingresarse la densidad del suelo, de esta manera el programa considera el peso de este que se encuentra por sobre el talón de la fundación, para tener en cuenta la colaboración a la estabilidad.

Debido a que el subsuelo posee una fundación superficial de hormigón (slab on grade) se tomó en consideración la presencia de esta para resistir el deslizamiento, en conjunto con la fricción producida entre la base y el suelo, que produce el empuje activo del suelo.

Cabe aclarar que, para el análisis y dimensionamiento, tanto de muros como de fundaciones, se consideraron dos tipos de cálculo en cada uno de ellos: uno estático y uno dinámico. De esta manera, se compararon los espesores de muro, tamaño de fundaciones y armaduras obtenidas para cada análisis de cada línea de muros de retención y se adoptaron los mayores.

Por lo anteriormente mencionado, para el análisis dinámico se siguieron las recomendaciones dadas por el reporte de suelo y se tomó la acción sísmica equivalente a la presión de un fluido, pero con distribución de triángulo invertido como puede observarse en la figura (7.2.2). Para este, los valores de tensión admisible y presión pasiva del suelo pueden incrementarse en un 30%, ya que se está efectuando un análisis con cargas que actúan en un período muy corto de tiempo.

Luego de efectuados los análisis comentados anteriormente, se llegó a la conclusión de que las dimensiones tanto de la fundación y como del espesor de muros estaba gobernado por la acción del suelo retenido en conjunto con las fuerzas inducidas por el sismo.

Luego de efectuados los cálculos, como todos los muros poseen la misma altura y retienen la misma altura de suelo, se adoptaron idénticos espesores, dimensiones de fundación y distribución de armaduras para todos ellos. Esta decisión se tomó a fin de simplificar el proceso constructivo de los mismos, ya que para ello se deben realizar encofrados y colocar armaduras, lo cual resulta una labor bastante tediosa si se tienen tanto diversas dimensiones de fundaciones como así también diferentes tamaños y distribuciones de armaduras.

Las secciones y detalles de dimensiones y distribución de armaduras de los muros de retención pueden encontrarse en las hojas S-3 pertenecientes a los planos del Anexo D.

7.3 Pads

Los pads, conocidos como zapatas en Argentina, son fundaciones del tipo superficial, las cuales sirven para recibir las cargas provenientes de una columna o un conjunto de ellas.

Estas pueden ubicarse de manera aislada o como un ensanche de footings (ver punto 7.1) donde los muros contienen una o más columnas con cargas importantes y la fundación por si sola no puede transmitir las cargas al suelo sin sobrepasar las tensiones admisibles. En otros casos, las bases de las columnas deben estar correctamente ancladas a estas fundaciones para evitar el levantamiento que pueda producirse por las acciones sísmicas o de viento.

Las dimensiones de alturas típicas de estas fundaciones son: 24" para pads que forman parte del footing, 18" para pads aislados interiores o exteriores y 12" para pads del tipo underpinning. El ancho y largo depende de la carga de la columna que llega a la fundación, con dimensiones mínimas (según lo especificado en el reporte de suelo) de 12"x12".

En la siguiente imagen (figura 7.3.1) se muestran algunos ejemplos de pads típicos:

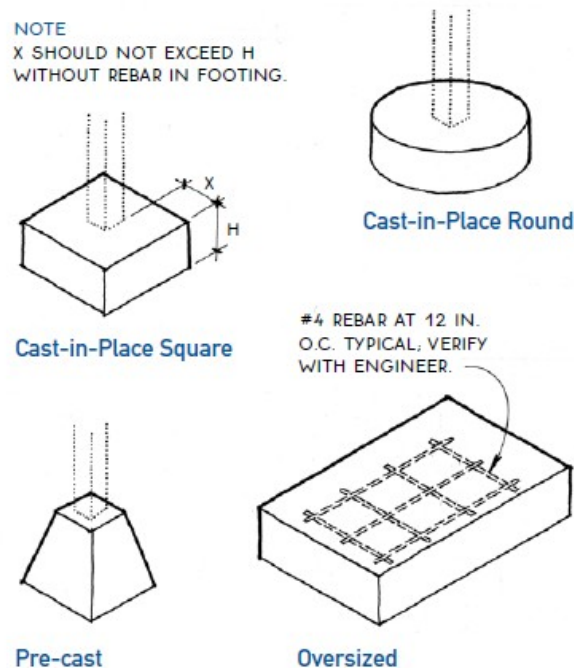


Figura 7.3.1 - Ejemplos de Pads Típicos

Para el desarrollo del proyecto se utilizaron pads rectangulares colados in situ como los mostrados en la parte superior izquierda de la figura anterior.

7.3.1- Pads Aislados

El programa que se usó para el modelado y análisis de los pads aislados fue el EnerCalc, el cual los verifica a flexión y corte, utilizando el método LRFD (Load and Resistance Factor Design). Por otro lado, el programa verifica que la presión transmitida al suelo por parte de la fundación sea menor que la tensión admisible del suelo.

Para el cálculo se utilizó un hormigón de resistencia a 28 días de 2500 psi, densidad de 145 pcf y hierros #5 cuya tensión de fluencia es 60 Ksi.

Para ello se tuvieron en cuenta las reacciones netas verticales de las columnas tanto de madera como de metal obtenidas del cálculo de columnas anteriormente explicado (ver punto 5), las cuales el programa luego se encarga de combinar de acuerdo con las combinaciones de cargas especificadas por el código ASCE 7-10.

7.3.2- Pads en Footings

En este caso primeramente se verificaron las tensiones netas transmitidas desde la fundación al suelo teniendo en cuenta las reacciones de las columnas calculadas previamente (ver punto 5) y las dimensiones de la fundación continua (footing) tomando una longitud unitaria del mismo. La verificación de cada columna puede encontrarse en el Anexo X del reporte de cálculo perteneciente al Anexo C del presente informe.

En los casos en los cuales no verifica, se realizó el proceso de cálculo idéntico al mencionado en el punto 7.3.1.

8- BIBLIOGRAFÍA

- IBC 2015 – International Building Code
- CBC 2016 – California Building Code
- ASCE 7-10 – American Society Of Civil Engineers
- NDS 2015 – National Design Specifications For Wood Constructions
- AISC – American Institute Of Steel Constructions
- Graphic Guide To Frame Construction – Rob Thallon
- Fundamentals Of Building Construction Materials And Methods -Edward Allen & Joseph Iano
- Apuntes de cátedra de Ingeniería Civil Diseño de Hormigón Armado Sismorresistente
- Apuntes de cátedra de Ingeniería Civil Estructuras Metálicas y de Madera

9- FUENTES

United States Geological Survey

<https://earthquake.usgs.gov/>

Peso Stucco

<http://ws680.nist.gov/bees/ProductListFiles/Generic%20Stucco.pdf>

Características de los TJI joists

<https://www.weyerhaeuser.com/woodproducts/engineered-lumber/tji-joists/>

Características de madera Douglas Fir:

www.wood-database.com/douglas-fir/

<http://www.bearcreeklumber.com/species/douglasfir.html>

Características y aplicaciones de madera Parallam

<https://www.weyerhaeuser.com/application/files/5914/9515/2593/148432801>

[5_TJ-7501.pdf](#)

Método LRFD

http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_152_179_103_1427

[.pdf](#)

Funcionamiento de RetainPro

https://retainpro.com/docs/ct_general_data_2.htm

Comparación de secciones W y HSS

<https://es.slideshare.net/CarlosHidalgoRuiz/diseo-ssmico-estructural-columna-hueca-de-seccin-estructural-formadas-al-frio>

Imágenes de conexiones típicas

<http://studio-tm.com/constructionblog/?cat=224>

10- CONCLUSIONES

El objetivo principal de la práctica supervisada fue la realización del diseño y cálculo estructural de una vivienda familiar de tres pisos construida en madera, situada en la Ciudad de Santa Mónica, Estados Unidos.

Conjuntamente, a nivel personal, busqué conseguir la consolidación y articulación de muchos de los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera en las diferentes materias competentes del tema tratado en el presente informe, con el fin de formar herramientas, obtener una visión más amplia y abarcativa de las estructuras, y crecer y afianzarse en el ejercicio de la profesión.

Considero que todos o la gran mayoría de los objetivos planteados desde el principio se pudieron cumplir con creces a lo largo del desarrollo de la práctica profesional supervisada, ya que no solo se reafirmaron muchos de los conocimientos que ya poseía debido al cursado de la carrera, sino que también se adquirieron otros nuevos al tener contacto e intercambiar ideas y puntos de vistas con otros colegas y profesionales de otras áreas (como por ejemplo arquitectos) día a día y, eventualmente, frente a diversas situaciones que surgieron en la realización del trabajo y debían resolverse en el momento.

Además, debo hacer mucho hincapié en la gran experiencia y crecimiento humano que tuve al trabajar en la empresa durante el desarrollo de la práctica supervisada, lo cual, en lo personal, es un detalle no menor. Es de destacar el gran grupo de trabajo en el cual me desempeñé, en el cual compartimos muchos valores, sobre todo el compromiso, compañerismo y solidaridad entre unos y otros.

Se puede decir, a manera de corolario, que el diseño y cálculo de estructuras requiere, por parte de los Ingenieros Civiles, un sentido de compromiso, responsabilidad e identidad en la ejecución de sus diseños, para así lograr estructuras que resulten óptimas, factibles y seguras y, de esta manera, garantizar la conservación de la vida humana ante la acción de eventos extraordinarios que puedan llegar a ocurrir.

11- AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco de corazón, profunda y especialmente a mis padres Camilo Hector Salim y Nanci Lía Baytala por su esfuerzo y constante, incansable e incondicional apoyo a lo largo de todos estos años, ya que sin ellos este logro no hubiera sido posible.

También agradecer a mis hermanos (Lautaro, Federico y Aldana), pareja, amigos y seres queridos por su apoyo y contención, en los buenos y malos momentos, brindados día a día a lo largo de estos años.

Agradezco al Ing. Diego Hunicken quien en calidad de Tutor Docente Interno supo brindarme sus conocimientos y ayuda cada vez que lo necesité

Un especial agradecimiento para el Ing. Germán Simoni, en calidad de Tutor Docente Externo, y a mis compañeros de trabajo, quienes supieron brindarme su incondicional apoyo, acompañamiento y conocimientos previos, durante y posterior a la realización de la práctica supervisada.