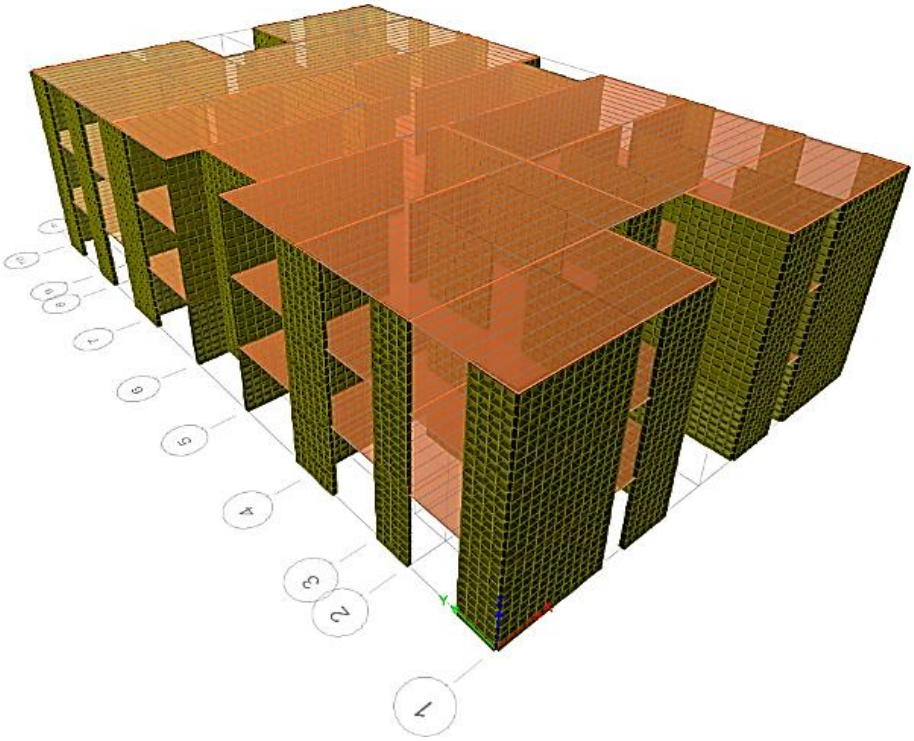
Manual N° 59

MANUAL DE DISEÑO
EDIFICACIONES EN MADERA DE 1 A 3 PISOS



Ministerio de Vivienda y Urbanismo
Gobierno de Chile

Ministerio de Agricultura
Gobierno de Chile

INSTITUTO FORESTAL
2021

INFOR Instituto Forestal

Las fotografías e imágenes incorporadas en tapas o texto de la presente publicación provienen de archivo institucional o fueron obtenidas o elaboradas durante el desarrollo de las actividades del trabajo que origina esta publicación.

Manual N° 59

MANUAL DE DISEÑO
EDIFICACIONES EN MADERA DE 1 A 3 PISOS

Jorge Catalán1
Cristian Reyes[1]
Ignacio Gonzalez[2]

Colaboradores
Pablo Mardones[1]
Gonzalo Hernández[1]
Luis Vásquez[1]

INSTITUTO FORESTAL
Tecnología y Productos de Madera
2021

Investigadores Instituto Forestal, Sede Biobío. jorge.catalan@infor.cl; cristian.reyes@infor.cl
[2] DITEC Ministerio de Vivienda y Urbanismo. iagonzalez@minvu.cl

INSTITUTO FORESTAL
Sucre 3397, Ñuñoa
Santiago - Chile
F. 56 2 223667115
www.infor.cl

ISBN N° 978 956 318 211 - 8
Registro de Propiedad Intelectual N° 2021 A 12256

Se autoriza la reproducción parcial de esta publicación siempre y cuando se efectúe la cita correspondiente:

Catalán, Jorge; Reyes, Cristian y Gonzalez, Ignacio, 2021. Manual de Diseño. Edificaciones en Madera de 1 a 3 Pisos. Instituto Forestal, Chile. Manual N° 59. P. 154
https://doi.org/10.52904/20.500.12220/31334

PRÓLOGO

El Instituto Forestal (INFOR) y el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) están llevando adelante un Convenio de Colaboración que considera como principales objetivos apoyar la labor normativa del MINVU en el área maderas, desarrollar estudios y propiciar actualizaciones técnicas de sus profesionales.

Los efectos del cambio climático son cada vez más evidentes y la lucha contra las emisiones de gases de efecto invernadero se debe intensificar con el objetivo de dar sustentabilidad al planeta.

Está ampliamente documentado que la construcción con madera es la más sustentable y la única que utiliza materia prima renovable y reciclable. Además, la etapa de construcción de viviendas u otras obras en madera es la de menor huella de Carbono y agua en comparación con el uso de otros materiales como acero, concreto y otros.

Los bosques durante su crecimiento absorben CO_2 y liberan O_2 al ambiente, capturando y almacenando Carbono en su estructura, elemento que continúa retenido en la madera en uso por un largo plazo en tanto esta no se queme o descomponga.

Se agrega a esto que en el país la madera que se consume se repone, ya sea por la reforestación en el caso de especies de las plantaciones forestales, como pino radiata, pino oregon, eucalipto, álamo y otras, o por el crecimiento de los bosques en el caso de las especies nativas.

En esta oportunidad se entrega un Manual de Diseño de Estructuras de Vivienda de 1 a 3 pisos, conformadas por envigados, cerchas, columnas y muros de corte, sometidos a solicitaciones generadas por cargas gravitacionales y laterales.

Se espera que este manual constituya una valiosa herramienta de consulta para profesionales del área de la construcción con madera, interesados en conocer las metodologías de cálculo y de diseño estructural, sobre la base de un software de elementos finitos y la normativa chilena vigente (NCh 1198).

Fernando Raga Castellanos
Director Ejecutivo
Instituto Forestal

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN 1
CAPÍTULO 1 2
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MARCO PLATAFORMA 2
CAPÍTULO 2 4
ANÁLISIS ESTRUCTURAL 4
Método simplificado para modelación de edificios y estructuras en madera 4
CAPÍTULO 3 5
DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS EN MADERA 5
3.1 Factores de modificación de uso general 6
3.1.1 Factor de modificación por duración de carga (KD) 6
3.1.2 Factor de modificación por contenido de humedad (KH) 6
3.1.3 Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión (Kc) 7
3.2 Diseño de vigas estructurales 7
3.2.1 Diseño al esfuerzo en flexión 7
3.2.2 Diseño a esfuerzos al cizalle paralelo 9
3.2.3 Diseño a esfuerzos a la compresión normal 10
3.2.4 Verificaciones de las deformaciones 11
3.3 Diseño de columnas estructurales 13
3.3.1 Carga crítica de pandeo de Euler 14
3.3.1 Tensión de trabajo a la compresión paralela 15
3.3.4 Tensión de diseño a la compresión paralela 16
3.3.5 Diseño a la flexo-compresión 17
3.4 Diseño de elementos sometidos a tracción paralela 17
3.5 Diseño de muros de corte 18
3.5.1 Método de diseño de muro segmentado 18
3.5.2 Requisitos constructivos generales de muros de corte sistema marco-plataforma. . 19
3.5.3 Resistencia nominal al corte de tipologías de muros 19
(Fuente: SDPWS 2015) 20
3.5.4 Cálculo del corte admisible 20
3.4.5 Cálculo del corte de diseño 21
3.5.6 Control de deformaciones de muros de corte 21
3.6 Diseño de uniones estructurales 22

CAPÍTULO 4 27
EJEMPLO DE ESTRUCTURA DE 1 PISO 27
4.1 Descripción del proyecto 27
4.2 Criterios de diseño 27
4.2.1 Madera y tableros 27
4.2.2 Peso propio 28
4.2.3 Sobrecargas 28
4.2.4 Viento 28
4.2.5 Sismo 28
4.3 Modelo en software de elementos finitos 29
4.4 Resultados del análisis del modelo con el software de elementos finitos 33
4.5 Diseño de elementos estructurales 35
4.5.1 Materialidad y consideraciones para el diseño de cerchas 35
Diseño de uniones en cerchas estructurales 35
4.5.2 Pies derechos 41
4.5.2.1 Pies derechos del muro interior más solicitado 41
4.5.2.2 Columna de muro perimetral más solicitada, Piso 1 43
4.5.3 Muros de corte 44
CAPÍTULO 5 50
EJEMPLO DE ESTRUCTURA DE 2 PISOS 50
5.1 Descripción del proyecto 50
5.2 Criterios de diseño 51
5.2.1 Madera y tableros 51
5.2.2 Peso propio 51
5.2.3 Sobrecargas 51
5.2.4 Viento 52
5.2.5 Sismo 52
5.3 Modelo en Software de elementos finitos 53
5.4 Resultados del análisis del modelo en software de elementos finitos 62
5.5 Diseño de elementos estructurales 66
5.5.1 Vigas 66
5.5.1.1 Capacidad en flexión 67
5.5.1.2 Capacidad al cizalle paralelo 68
5.5.1.3 Capacidad a compresión normal 69
5.5.1.4 Cálculo de la deformación total y por sobrecarga 69

5.5.1.5 Resumen de resultados del diseño a la flexión 70
5.5.2 Columnas 71
5.5.2.1 Columna muro interior más solicitada Piso 1 71
5.5.2.2 Columna muro perimetral más solicitada Piso 1 73
5.5.2.3 Columna muro interior más solicitada Piso 2 75
5.5.2.4 Columna muro interior más solicitada Piso 2 76
5.5.3 Muros de corte 78
CAPÍTULO 6 87
EJEMPLO DE ESTRUCTURA DE 3 PISOS 87
6.1 Descripción del proyecto 87
6.2 Criterios de diseño 88
6.2.1 Madera y tableros 88
6.2.2 Peso propio 88
6.2.3 Sobrecargas 88
6.2.4 Viento 88
6.2.5 Sismo 89
6.3 Modelo en software de elementos finitos 90
6.4 Resultados del análisis del modelo en Software de elementos finitos 101
6.5 Diseño de elementos estructurales 107
6.5.1 Vigas 107
6.5.1.1 Capacidad en flexión 108
6.5.1.2 Capacidad al cizalle paralelo 109
6.5.1.3 Capacidad a compresión normal 109
6.5.1.4 Cálculo de la deformación total y por sobrecarga 110
6.5.1.5 Resumen de resultados 111
6.5.2 Columnas 112
6.5.2.1 Columna muro interior más solicitada Piso 1 112
6.5.2.2 Columna muro perimetral más solicitada Piso 1 114
6.5.2.3 Columna muro interior más solicitada Piso 2 115
6.5.2.4 Columna muro exterior más solicitada Piso 2 117
6.5.2.5 Columna muro interior más solicitada Piso 3 118
6.5.2.6 Columna muro exterior más solicitada Piso 3 119
6.5.3 Muros de corte 121
REFERENCIAS 133
APÉNDICES 134

Detalle de uniones cercha 134
Elevaciones de muros vivienda 1 piso. 140
Elevaciones de muros vivienda 2 pisos..... 143
Elevaciones de muros vivienda 3 pisos..... 148

INTRODUCCIÓN

El manual de diseño de edificaciones en madera entrega los lineamientos básicos para el diseño de estructuras de vivienda de 1 a 3 pisos, conformadas por envigados, cerchas, columnas y muros de corte; sometidos a solicitaciones generadas por cargas gravitacionales y laterales.

El Manual de diseño tiene por objetivo ser una herramienta de consulta para profesionales del área de la construcción con madera interesados en conocer las metodologías de cálculo y de diseño estructural, sobre la base de un software de elementos finitos y la normativa chilena vigente (NCh 1198).

Se considera el diseño y cálculo de 3 viviendas con estructura de madera, de 1 a 3 pisos, que utilizan el sistema constructivo plataforma, considerando indicaciones de cálculo usuales para la realidad nacional (calidad del suelo, ubicación geográfica), además de características de diseño que consideran requisitos acústicos y térmicos.

El Manual de diseño está estructurado en 7 capítulos, cuyos contenidos son los que se indican:

En el capítulo 1 se presenta una breve descripción del sistema marco plataforma y los distintos elementos que lo conforman.

En el capítulo 2 se presenta el método de análisis estructural utilizado, que considera el uso de un software de elementos finitos, utilizando elementos tipo frame para vigas, membrana para diafragmas de entrepiso, y de tipo Shell con coeficientes de modificación de rigidez para muros de corte.

En el capítulo 3 se presenta la metodología de diseño de vigas, columnas y cerchas, (uniones) a través de la norma NCh1198, y la de muros de corte, de acuerdo a la SDPWS 2015 (*Special Design Provisions for Wind and Seismic*).

Finalmente, en los capítulos 4, 5 y 6 se desarrollan los proyectos de 1, 2 y 3 pisos, respectivamente. Se aborda la descripción del proyecto, los criterios de diseño, su modelamiento con el software de elementos finitos, los resultados del análisis estructural y el diseño de los elementos más solicitados, como son los casos de vigas y columnas, además de la verificación de todos los muros de corte que componen la estructura de cada proyecto en cuanto a su resistencia y deformaciones admisibles.

En el caso de la estructura de 1 piso, se verifican todas las uniones que componen una cercha estructural.

Para cada elemento estructural se desarrolla un ejemplo paso a paso, con el fin de que el lector comprenda las consideraciones y uso de las normas de diseño.

Este manual fue desarrollado por profesionales del área de Tecnología y Productos de la Madera del Instituto Forestal, con apoyo del Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

CAPÍTULO 1
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MARCO PLATAFORMA

El sistema constructivo marco-plataforma está conformado por muros de corte (marcos) y losas de entrepiso (plataformas). Las losas de entrepiso corresponden a entramados horizontales compuestos por vigas y tableros arriostrantes, tales como OSB y contrachapados, y tienen como función resistir y transmitir las cargas gravitacionales de peso propio y sobrecarga de uso de la estructura a los muros estructurales.

Los muros de corte están conformados por pies derechos y tableros arriostrantes unidos al marco de madera mediante clavos. Los pies derechos consideran espaciamientos apropiados para dar un correcto soporte a la placa estructural y para resistir las cargas gravitacionales. Los pies derechos de borde, pueden estar conformados de varias piezas de madera vinculadas entre sí, que permitan resistir los esfuerzos axiales de tracción y compresión que se generan debido a las cargas laterales y también para la correcta instalación de los herrajes metálicos que unen el muro de corte con la fundación. El espaciamiento de clavado del tablero debe definirse en función de las solicitaciones de corte a las que esté sometido el muro estructural.

Las Figuras N° 1 a N° 3, identifican los elementos principales que participan en el sistema constructivo marco plataforma.

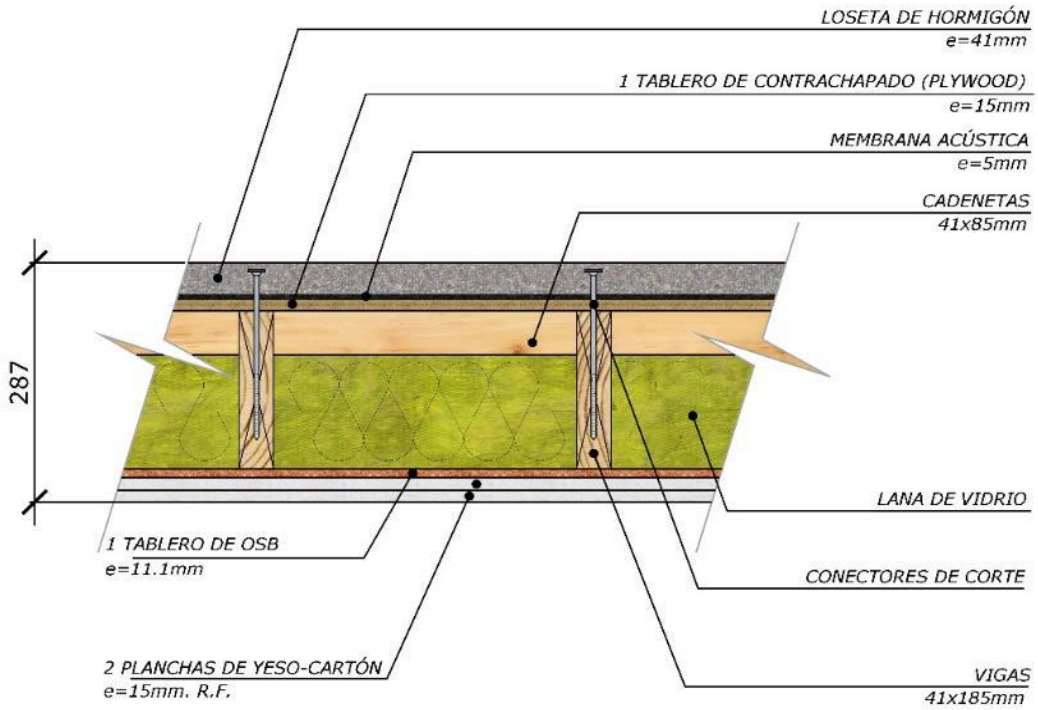


Figura Nº 1
Losa de entrepiso en un sistema marco plataforma

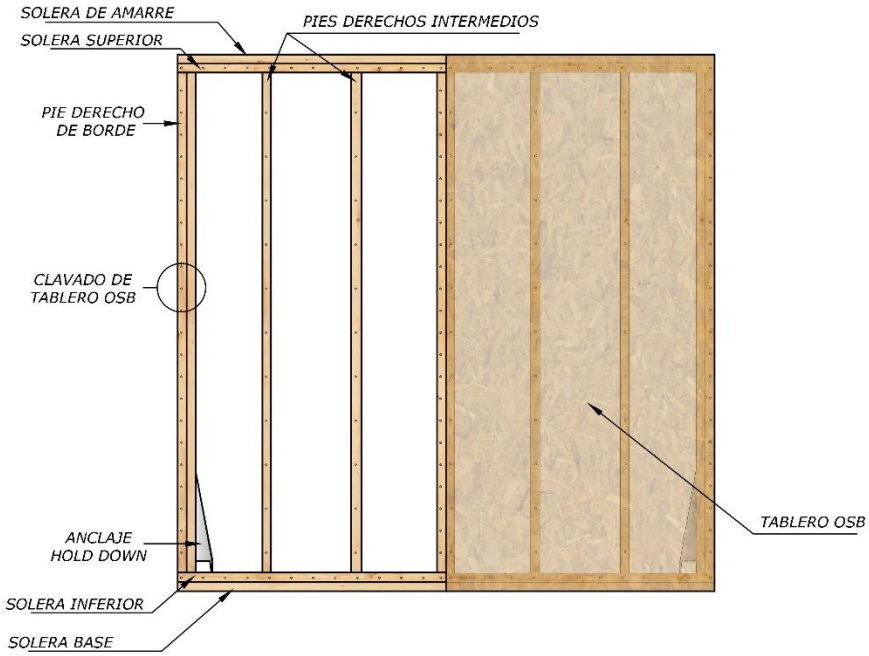


Figura Nº 2
Muros de corte en un sistema marco plataforma

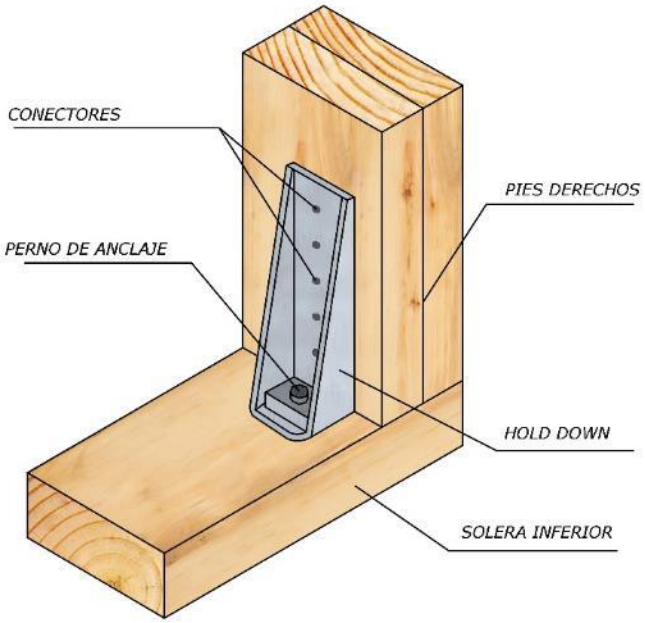


Figura Nº 3
Detalle de anclaje tipo *hold-down*

CAPÍTULO 2
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Método simplificado para modelación de edificios y estructuras en madera

El método de análisis estructural que permite cuantificar los esfuerzos de corte que actúan en los muros, corresponde al *"método simplificado para la modelación de edificios en mediana altura, tipo marco-plataforma de madera, utilizando un programa computacional de elementos finitos"*, desarrollado por González y Vargas (2019).

El método utilizado considera la identificación de los coeficientes de modificación de los elementos de "tipo área" para muros (Shell), que modifican su rigidez en función de la tipología que se escoja para realizar el análisis. Estos coeficientes de modificación pueden ser incorporados en los softwares de elementos finitos más utilizados, tales como Sap2000 y Etabs. El espesor de los elementos tipo Shell que se consideran en el modelo es de 15 cm, en tanto que las dimensiones de los elementos finitos que lo componen son de aproximadamente 30 cm. En el caso de vigas estructurales se consideran elementos tipo frame. El diafragma se definió como tipo membrana, cuya función es transmitir las cargas gravitacionales a las vigas estructurales y posteriormente a los muros. Las propiedades de la madera consideradas para los elementos tipo shell, membrana y frame se indican en la Tabla Nº1.

Los coeficientes de modificación de rigidez aplicados a los modelos, según la tipología de muro definida, se observan en la Tabla N° 2 y fueron obtenidos utilizando el software C+T (*Change+Timber*) que incorpora la metodología desarrollada por González y Vargas (2019). Los coeficientes se ingresan en el software de elementos finitos mediante el panel que se observa en la Figura N° 4.

Tabla Nº 1
Propiedades consideradas en los modelos para el material madera

Ítem	Magnitud
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	100.000
Módulo de Poisson	0,2
Densidad (kg/m^3)	450

Tabla Nº 2
Coeficientes de modificación de rigidez para elementos tipo área

Coeficiente de modificación	Rigidez que modifica
f_{11} y f_{22}	Se aplica a la rigidez en dirección x e y del elemento tipo área.
f_{12}	Se aplica a la rigidez por cortante del elemento tipo área.
f_{peso} y f_{masa}	Se aplica a la masa y peso del elemento tipo área

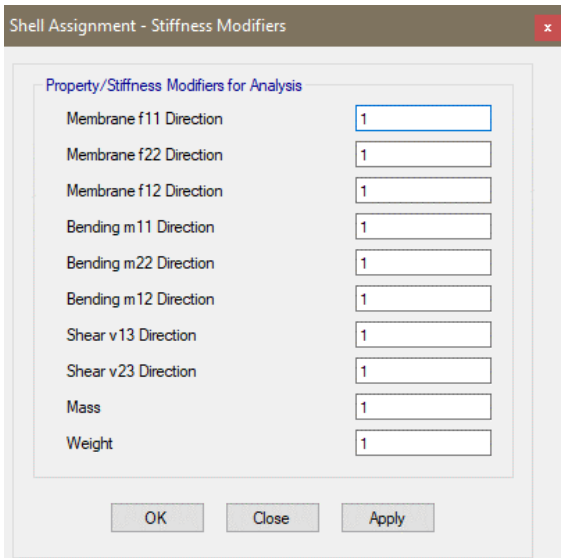


Figura Nº 4
Ventana de asignación de modificadores de rigidez en software de elementos finitos

CAPÍTULO 3
DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS EN MADERA

La filosofía de diseño para los elementos de madera corresponde a la de tensiones admisibles, donde la resistencia del material frente a los distintos tipos de esfuerzos se incrementa o disminuye en función de factores de modificación asociados a distintos efectos constructivos o de servicio de la estructura.

Las tensiones admisibles de la madera aserrada de pino radiata se presentan la Tabla N°3.

Tabla Nº 3
Tensiones admisibles de la madera aserrada de pino radiata

Grado Estructural	TENSIONES ADMISIBLES					Módulo de Elasticidad en Flexión
	Flexión	Compresión Paralela	Tracción Paralela	Cizalle Paralelo	Compresión Normal	
	Ff (MPa)	Fc (MPa)	Ftp (MPa)	Fcz (MPa)	Fcn (Mpa)	Ef (MPa)
GS	11,0	8,5	6,0	1,1	2,5	10.500
G1	7,5	7,5	5,0	1,1	2,5	10.000
G2	5,4	6,5	4,0	1,1	2,5	8.900
C16	5,2	7,5	3,5	1,1	2,5	7.900
C24	9,3	8,0	4,7	1,1	2,5	10.200
MGP10	8,4	10	4,0	2,5	1,3	10.000
MGP12	13,5	15,5	6,0	2,5	1,3	12.700

3.1 Factores de modificación de uso general

Los factores de modificación (FM) permiten aumentar o disminuir la resistencia de un elemento estructural de madera en función de las condiciones constructivas en las que este se encuentre, al tipo de esfuerzo considerado y a la geometría de la sección transversal.

3.1.1 Factor de modificación por duración de carga (K_D)

La madera tiene la propiedad de resistir cargas mayores si ellas son aplicadas durante cortos periodos, en comparación con aquellas que se aplican durante períodos de larga duración. Los factores de modificación por duración de carga se presentan en la Tabla N°4.

Tabla Nº 4
Factores de modificación por duración de carga

Tipo de carga	Duración	K_D
Permanente (D)	mayor a 10 años	0,9
Sobrecarga de piso (Lf)	10 años	1
Nieve (S)	2 meses	1,15
Sobrecarga de servicio techo (Lr)	7 días	1,25
Viento (W) o sismo (E)	10 minutos	1,6
Impacto (I)	2 segundos	2

3.1.2 Factor de modificación por contenido de humedad (K_H)

Para tensiones admisibles y módulo elástico de piezas de madera aserrada con espesor menor o igual a 100 mm, y cuyo contenido de humedad se encuentra entre el 12% y 20%, se debe aplicar el siguiente factor de modificación:

$$K_H = 1 - \Delta H \; x \; \Delta R$$

Donde:

ΔH: diferencia entre el valor del contenido de humedad de servicio H_s y 12%
ΔR: Variación de la resistencia por cada 1% de variación del contenido de humedad, tabla 5.

Tabla Nº 5
Valores de ΔR asociadas a las tensiones admisibles o módulo elástico, pino radiata

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta H - 1\% \Delta R$
Flexión	0,025
Compresión paralela	0,048
Tracción paralela	0,025
Cizalle	0,015
Módulo de elasticidad en flexión	0,017

3.1.3 Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión (K_c)

Para elementos sometidos a flexión como el envigado que se observa en la Figura Nº 5, donde se tiene un sistema que comparte la carga, que cuenta con tres o más elementos paralelos separados a una distancia menor o igual a 610 mm, y cuya disposición les permite soportar en conjunto la carga aplicada, la tensión admisible en flexión puede ser multiplicada por el factor de modificación por trabajo conjunto.

$$K_c = 1{,}15$$

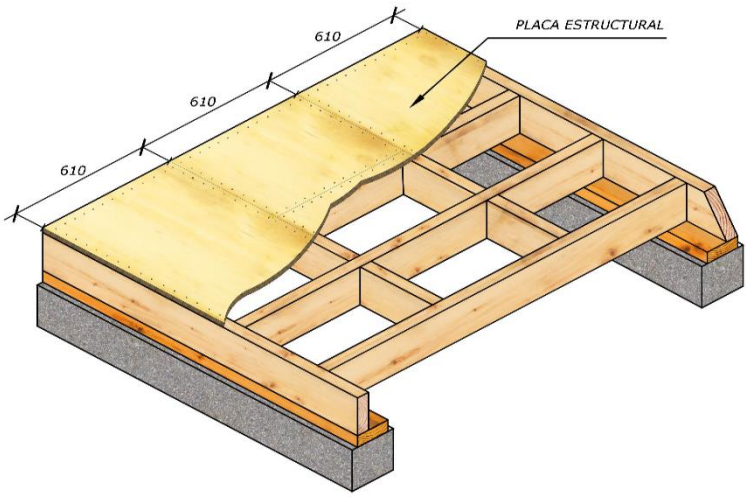


Figura Nº 5
Envigado de piso arriostrado con placa estructural

3.2 Diseño de vigas estructurales

El diseño de vigas estructurales considera verificar el elemento a la resistencia a la flexión, cizalle paralelo, compresión normal en zona de apoyo y el control de deformaciones.

3.2.1 Diseño al esfuerzo en flexión

Para el diseño a la flexión, bajo la filosofía de diseño por tensiones admisibles, se debe verificar:

$$f_f \leq F_{f,dis}$$

Donde:

f_f : Tensión de trabajo en flexión (MPa)
$F_{f,dis}$: Tensión de diseño en flexión (MPa)
Nota: $1\,\frac{N}{mm^2} = 1\ MPa$

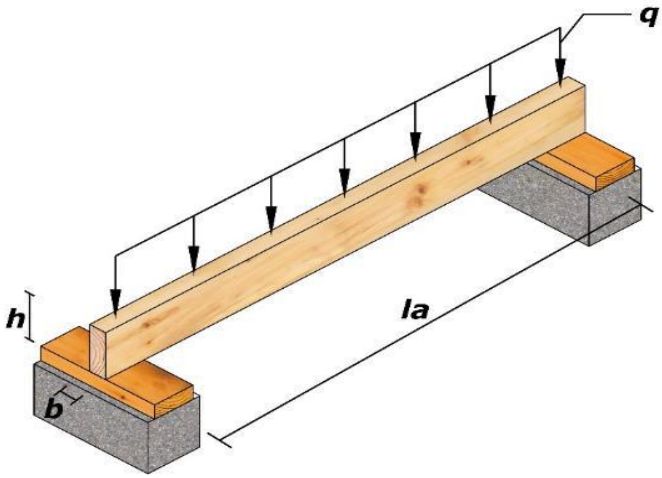


Figura Nº 6
Viga en flexión

3.2.1.1 Tensión de trabajo en flexión

La tensión de trabajo en flexión se calcula como sigue:

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n}$$

$$W_n = \frac{I}{C} = \frac{b\ x\ h^3/12}{h/2} = \frac{b\ x\ h^2}{6}$$

Donde:

$M_{máx}$: Momento máximo de la sección (N x mm), que depende de la configuración de carga
W_n : Módulo de flexión de la sección transversal respecto al eje neutro mm^3
h : Ancho de la sección transversal (mm)
b : Espesor de la sección transversal (mm)

3.2.1.2 Tensión de diseño en flexión

La tensión de diseño está dada por la siguiente ecuación:

$$F_{f,dis} = \min(F_{ft,dis};\ F_{fv,dis})$$

Donde:

$F_{ft,dis}$: Tensión de diseño a la flexión en el borde traccionado (MPa)
$F_{fv,dis}$: Tensión de diseño a la flexión, considerando la inestabilidad al volcamiento (MPa)

$$F_{fv,dis} = F_f \; x \; K_H \; x \; K_D \; x \; K_C \; x \; K_{\lambda V}$$

$$F_{fv,dis} = F_f \; x \; K_H \; x \; K_D \; x \; K_C \; x \; K_{hf}$$

Donde:

F_f : Tensión admisible en flexión (Tabla N°3)
K_H : FM por humedad (FM de uso general)
K_D : FM por duración de carga (FM de uso general)
K_C : FM por trabajo conjunto en flexión (FM de uso general)
$K_{\lambda V}$: FM por volcamiento
K_{hf} : FM por altura

Para madera aserrada de pino radiata estructural (G2, G1, GS, C16 y C24), con altura $h > 90\ mm$, se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{h}\right)^{\frac{1}{5}}$$

Para el caso de madera aserrada de pino radiata estructural en los grados MGP10 o MGP12, con altura $h > 160\ mm$, se debe aplicar las siguientes ecuaciones:

$K_{hf} = \left(\frac{160}{h}\right)^{\frac{1}{5}}$ Para piezas asignadas al grado MGP10

$K_{hf} = \left(\frac{160}{h}\right)^{\frac{1}{2}}$ Para piezas asignadas al grado MGP12

Para los ejemplos de cálculo en este Manual, se considera $K_{\lambda V} = 1$, ya que se utilizan vigas con riesgo de volcamiento. Si fuese el caso, la NCh 1198, en el punto 7.2.2.4, indica como calcular este factor de modificación.

3.2.2 Diseño a esfuerzos al cizalle paralelo

Para el diseño al cizalle paralelo, bajo la filosofía de diseño por tensiones admisibles, se debe verificar:

$$f_{cz} \leq F_{cz,dis}$$

Donde:

f_{cz} : Tensión de trabajo en cizalle (MPa)
$F_{cz,dis}$: Tensión de diseño en cizalle (MPa)

3.2.2.1 Tensión de trabajo al cizalle paralelo

La tensión de trabajo al cizalle paralelo está dada por la siguiente ecuación:

$$f_{cz} = \frac{3}{2} \; x \; \frac{V_{máx}}{b \; x \; h}$$

Donde:

$V_{máx}$: Esfuerzo de corte máximo (N), que depende de la configuración de la carga
b : Espesor de la pieza (mm)
h : Ancho de la pieza (mm)

3.2.2.2 Tensión de diseño al cizalle paralelo

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \ x \ K_H \ x \ K_D \ x \ K_r$$

Donde:

F_{cz} : Tensión admisible al cizalle
K_H : FM por contenido de humedad (FM de uso general)
K_D : FM por duración de carga (FM de uso general)
K_r : FM por rebaje

Para efectos de cálculo en este Manual, se considera $\boldsymbol{K_r = 1}$, que equivale al uso de piezas de madera sin rebaje.

3.2.3 Diseño a esfuerzos a la compresión normal

Para el diseño a la compresión normal, bajo la filosofía de diseño por tensiones admisibles, se debe verificar:

$$f_{cn} \leq F_{cn,\,dis}$$

Donde:

f_{cn} : Tensión de trabajo a la compresión normal a la fibra (MPa)
$F_{cn,\,dis}$: Tensión de diseño a la compresión normal a la fibra (MPa)

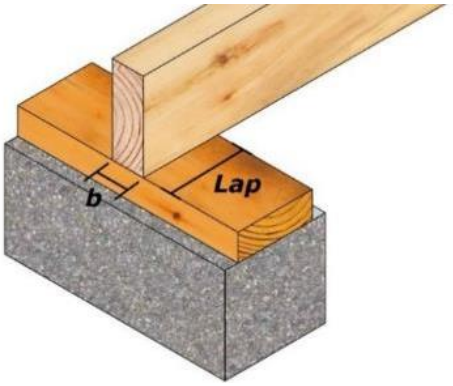


Figura Nº 7
Esfuerzo de aplastamiento

3.2.3.1 Tensión de trabajo a la compresión normal

La tensión de trabajo a la compresión normal está dada por la siguiente ecuación:

$$f_{cn} = \frac{R}{A_n}$$

Donde:

R : Carga aplicada (reacción en el apoyo) (N)
A_n : Área neta aplastada (mm^2)

$$A_n = b \; x \; l_{ap}$$

3.2.3.2 Tensión de diseño a la compresión normal

La tensión de diseño en compresión normal está dada por la siguiente ecuación:

$$F_{cn,dis} = F_{cn} \; x \; K_H \; x \; K_{cn}$$

Donde:

F_{cn} : Tensión admisible en compresión normal (MPa)
K_H : FM por contenido de humedad
K_{cn} : FM por aplastamiento

Para el caso "típico" de apoyo en vigas, $K_{cn} = 0{,}8$

3.2.4 Verificaciones de las deformaciones

En una parte importante de los casos, el diseño de vigas estructurales está condicionado por las deformaciones que se producen al aplicar cargas sobre el elemento.

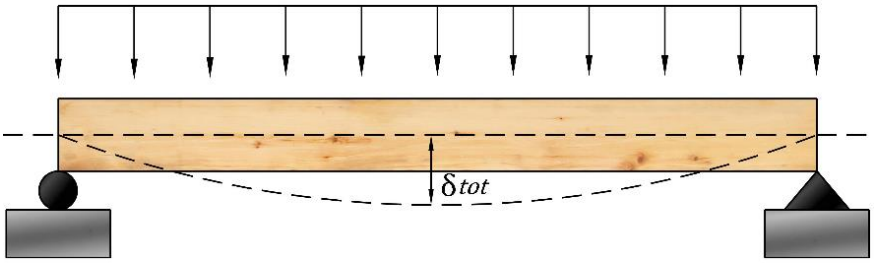


Figura Nº 8
Deformación inducida por cargas solicitantes sobre el elemento de madera en flexión

El control de deformaciones establece:

$$\delta_{tot} \leq \Delta_{adm}$$

Donde:

δ_{tot} : Deformación total (mm)
Δ_{adm} : Deformación admisible (mm)

3.2.4.1 Cálculo de la deformación total

La determinación δ_{tot} depende de la configuración de la carga. Por ejemplo, para una carga uniformemente distribuida en una viga simplemente apoyada se calcula con la siguiente ecuación.

$$\delta_{tot} = \left(\frac{5}{384}\right) x \frac{q\ x\ l^4}{E_{dis}\ x\ I}$$

Donde:

q : Carga uniformemente distribuida (N/mm)
l : luz entre apoyos
E_{dis} : Módulo de elasticidad de diseño
I : Momento de inercia de la sección transversal

La deformación de la verificación debe considerar el módulo de elasticidad inherente al percentil del 5%, E_k

$$E_{dis} = E_k\ x\ K_H\ x\ K_{hE}$$

Donde:

E_k : Módulo de elasticidad característico (MPa)
K_H : FM de modificación por humedad
K_{hE} : FM por altura para módulo de elasticidad en Pino radiata

$$K_{hE} = \left(\frac{h}{180}\right)^{1/4}$$

La ecuación aplica para piezas de pino radiata cuya altura es $h \leq 180$ mm.

3.2.4.2 Deformaciones admisibles

Las deformaciones admisibles señaladas en la NCh1198 se indican en la Tabla N° 6.

Tabla Nº 6
Deformaciones admisibles

Tipo de viga	Deformaciones máximas admisibles considerando	
	Exclusivamente sobrecarga	**Peso propio más sobrecarga**
1. Vigas de techo 1. Construcciones industriales y agrícolas 2. Oficinas y construcciones habitacionales 1. Con cielos enyesados o similares 2. Sin cielos enyesados o similares	L/360	L/200 o L/400 L/300 L/300
1. Vigas de piso 1. Construcciones en general. 2. Pasarelas peatonales	L/360	L/300 L/400 o L/1.200

(Fuente: NCh1198)
Nota: En piezas sometidas a la flexión, donde las cargas permanentes excedan el 50% de la carga total, la verificación de la deformación debe incorporar la componente de deformación por creep, según apartado 7.2.4.11 de la NCh 1198.

3.3 Diseño de columnas estructurales

Cuando la carga a la compresión P se comienza a incrementar, la columna está en un equilibrio estable. A medida que la carga se incrementa, se alcanza un valor crítico, donde la columna está a punto de experimentar deformación lateral (equilibrio neutro). Si la carga se incrementa por sobre el valor crítico, la columna no volverá a su posición original y comenzará a pandearse.

Figura Nº 9
Pieza de madera sometida a esfuerzo de compresión

3.3.1 Carga crítica de pandeo de Euler

Leonhard Euler (1707 - 1783) realizó un estudio cuyo objetivo fue determinar la carga axial mínima que le permite a una columna experimentar una deflexión lateral (pandeo).

La expresión de carga crítica de pandeo es la siguiente:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 x\, E\, x\, A}{\lambda^2}$$

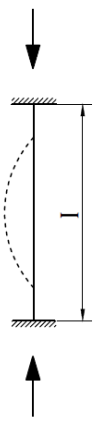
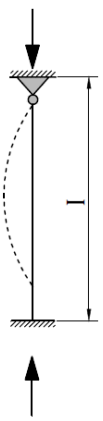
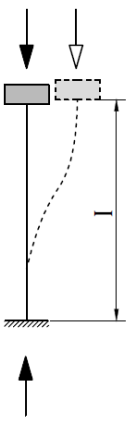
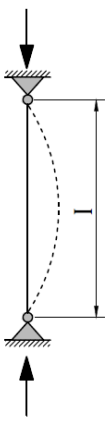
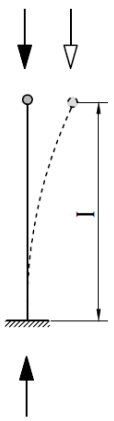
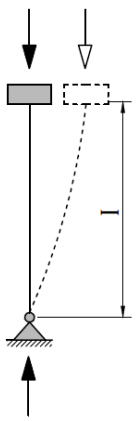
Donde:

E : Módulo de elasticidad (MPa)
A : Área de la sección transversal (mm^2)
λ : Esbeltez de la columna

$$\lambda = \frac{l_p}{i}$$

l_p : Largo efectivo de pandeo (mm) (Tabla N°7)
i : Radio de giro que condiciona el pandeo relativo a l_p

Tabla Nº 7
Longitudes efectivas de pandeo, l_p, de piezas comprimidas

Configuración de pandeo						
Valores para lp/I	0,70	0,85	1,50	1,0	2,50	2,50

(Fuente: NCh 1198)

El largo efectivo de pandeo (l_p), se debe considerar como la distancia entre 2 puntos de inflexión adyacentes, entre los que el elemento comprimido se deforma adoptando una curvatura simple.

$$l_p = k\ x\ l$$

El radio de giro (i) se calcula con la siguiente ecuación:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I : Momento de inercia de la sección transversal de la columna
A : Área de la sección transversal de la columna

Para una sección rectangular se tiene:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b\ x\ h^3}{12}}{b\ x\ h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

3.3.2 Restricciones de esbeltez

Las restricciones de esbeltez para columnas de madera son las que se indican:

Para elementos principales (columnas):

$$\lambda \leq 170$$

Para elementos constituyentes de sistemas arriostrantes que quedan comprimidos únicamente bajo los efectos de estado de carga eventuales (viento, sismo):

$$\lambda \leq 200$$

3.3.1 Tensión de trabajo a la compresión paralela

La tensión de trabajo de una columna simple sometida a compresión paralela, se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_{cp} = \frac{N}{A}$$

Donde:

N : Carga axial aplicada (MPa)
A : Área de la sección transversal (mm^2)

3.3.4 Tensión de diseño a la compresión paralela

Para columnas sin problemas de inestabilidad lateral ($\lambda < 10$):

$$F_{cp,dis} = F_{cp}\ x\ K_H\ x\ K_D$$

Donde:

F_{cp} : Tensión admisible en compresión paralela (MPa)
K_H : Factor de modificación por contenido de humedad
K_D : Factor de modificación por duración de carga

Para columnas con problemas de inestabilidad lateral ($\lambda \geq 10$):

$$F_{cp,dis} = F_{cp}\ x\ K_H\ x\ K_D$$

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_\lambda$$

Donde:

$F_{cp,dis}$: Tensión de diseño en compresión sin problemas de inestabilidad lateral
K_λ : Factor de modificación por esbeltez

El factor de modificación por esbeltez se calcula con la siguiente ecuación:

$$K_\lambda = A - \sqrt{A^2 - B}$$

Considerando

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} * \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2c}$$

$$B = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}}}{c}$$

Donde:

F_{cE} : Tensión crítica de pandeo
$F_{cp,dis}$: Tensión de diseño en compresión paralela (Sin problemas de inestabilidad)
λ : Esbeltez reguladora del diseño
c : Coeficiente de proporcionalidad (Tabla Nº 8)

$$F_{cE} = \frac{3{,}6 * E_{dis}}{\lambda^2}$$

Donde:

E_{dis} : Módulo de elasticidad de diseño
λ : Esbeltez reguladora del diseño

Tabla Nº 8
Valores del coeficiente de proporcionalidad "c"

Clasificación visual y mecánica	Coeficiente de proporcionalidad
Grado estructural	
Nro. 1, Nro. 2, GS, G1, C24, MGP10 y MGP12	0,85
Nro. 3, Nro. 4, G2, C16	0,80

(Fuente: NCh 1198)

3.3.5 Diseño a la flexo-compresión

Para elementos sometidos a esfuerzos de flexo-compresión se debe verificar la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{f_{Cp}}{F_{Cp,\lambda,\text{dis}}}\right) + \frac{f_f}{\left(1 - \frac{f_{Cp}}{F_{CE}}\right) x\, F_{f,dis}} \leq 1.0$$

Donde:

f_{Cp} : Tensión de trabajo por compresión paralela
f_f : Tensión de trabajo por flexión
$F_{Cp,\lambda,\text{dis}}$: Tensión de diseño para compresión paralela
$F_{f,dis}$: Tensión de diseño crítica en flexión
F_{CE} : Tensión crítica de pandeo

3.4 Diseño de elementos sometidos a tracción paralela

3.4.4 Tensión de trabajo en tracción paralela

La tensión de trabajo de un elemento sometido a tracción paralela, se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_{cp} = \frac{N}{A}$$

Donde:

N : Carga axial aplicada (MPa)
A : Área de la sección transversal (mm^2)

Tensión de diseño de tracción paralela:

$$\boldsymbol{F_{tp,dis} = F_{tp} * K_H * K_D * K_{hf} * K_{ct}}$$

Donde:

F_{tp}: Tensión admisible en tracción paralela (Tabla 4, NCh1198)
K_H: Factor de modificación por contenido de humedad
K_D: Factor de modificación por duración de carga.
K_{hf}: Factor de modificación por altura.
K_{ct}: Factor de modificación por concentración de tensiones

Para el caso de pernos instalados en madera aserrada el factor $\boldsymbol{K_{ct} = 0,7}$

Para el caso de clavos instalados en madera aserrada el factor $\boldsymbol{K_{ct} = 0,8}$

3.5 Diseño de muros de corte

3.5.1 Método de diseño de muro segmentado

El método de diseño utilizado corresponde al de muros segmentados, presentado en la norma SDPWS 2015 norteamericana. Como su nombre lo indica, el método solo considera el aporte a la resistencia al corte de los segmentos de muro sin aberturas en toda su altura. Estos muros deben cumplir con requisitos constructivos que permiten validar las ecuaciones de cálculo que describe la norma SDPWS 2015.

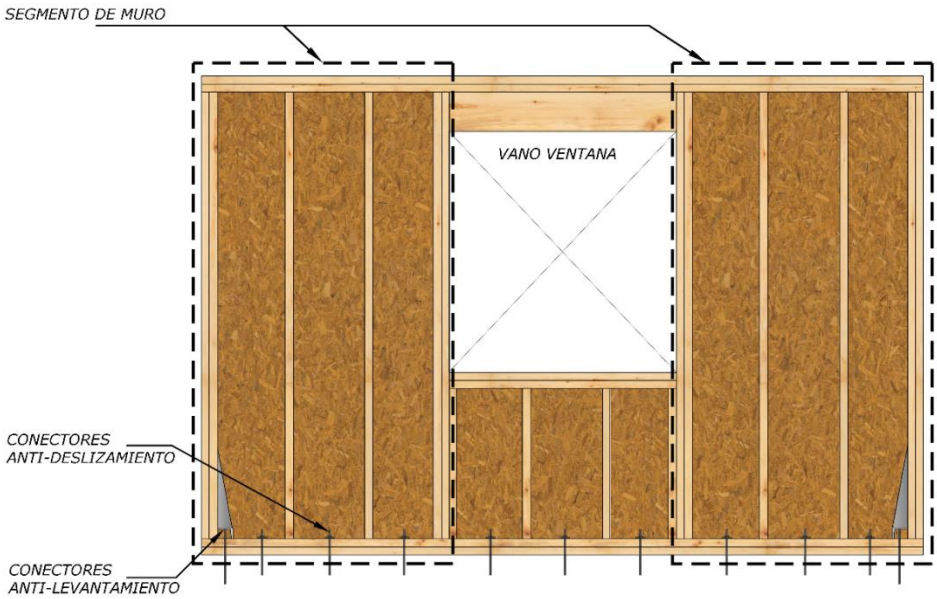


Figura Nº 10
Esquema de muro segmentado

3.5.2 Requisitos constructivos generales de muros de corte sistema marco-plataforma.

Los requisitos que permiten adoptar las capacidades admisibles que se presentan en el punto 4.3.3 de este documento, son los que se indican:

a. Las piezas de madera utilizadas deben ser de madera aserrada estructural y deben estar clavadas en el canto de esta, cuya dimensión no puede ser menor a 35 mm.

b. Todo el perímetro del tablero OSB debe estar clavado, generando el bloqueo a la desangulación, con un espaciamiento adecuado para el diseño de la estructura,

c. Los clavos utilizados en la zona perimetral del muro deben ser los mismos que los utilizados para la zona interior.

d. El máximo espaciamiento de clavado permitido para muros materializados con tableros OSB de 11,1 mm es de 150 mm, tanto interior como exterior.

   Sin embargo, para tableros OSB mayores a 11,1 mm, o cuando el espaciamiento de pie derechos es menor a 610 mm, se puede utilizar un espaciamiento de clavado de hasta 300 mm.

e. Se debe respetar la distancia mínima señalada por el fabricante del tablero OSB, respecto del clavo y cualquier borde de este.

f. En las zonas de encuentros entre tableros OSB se debe dejar una separación libre o dilatación de al menos 3 mm.

g. La relación de aspecto máxima para adoptar los valores de corte nominal expuestos en 4.3.3 es 2:1. En chile se adopta esta restricción de 2:1.

   En caso de tener relaciones de aspecto mayores se debe consultar la norma SDPWS 2015.

3.5.3 Resistencia nominal al corte de tipologías de muros

La resistencia admisible al corte y el módulo de corte de muros estructurales está en función de su tipología. Pueden ser obtenidos de las Tablas Nº 9 y Nº 10.

Estas resistencias son válidas siempre que se cumplan los requisitos generales expuestos en 4.3.2.

Tabla Nº 9
Resistencia nominal al corte de muros estructurales

Sheathing Material	***Minimum nominal panel thickness* (cm)**	***Fastener Type & Size***	***Panel Edge Fastener Spacing*, OSB (cm)**			
			15	**10**	**7,5**	**5**
			Vs (t/m)	**Vs (t/m)**	**Vs (t/m)**	**Vs (t/m)**
Wood Structural Panels Sheathing	0,95	8d	0,655	0,952	1,22	1,577
	1,11	8d	0,714	1,042	1,339	1,741
	1,19	8d	0,714	1,131	1,458	1,905

(Fuente: SDPWS 2015)

Tabla Nº 10
Módulos de corte para tipologías de muro

Sheathing Material	***Minimum nominal panel thickness* (cm)**	***Fastener Type & Size***	***Panel Edge Fastener Spacing*, OSB (cm)**			
			15	**10**	**7,5**	**5**
			Ga (t/m)	**Ga (t/m)**	**Ga (t/m)**	**Ga (t/m)**
Wood Structural Panels Sheathing	0,95	8d	303,585	446,449	553,597	803,608
	1,11	8d	267,869	392,875	500,023	750,034
	1,19	8d	232,153	339,301	446,449	696,460

(Fuente: SDPWS 2015)

3.5.4 Cálculo del corte admisible

Si la relación de aspecto del muro a diseñar es menor a 2:1, el corte admisible se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$V_{adm} = \frac{V_s}{Factor\ ASD} = \frac{V_s}{2}$$

Si la relación de aspecto es mayor a 2:1, entonces se debe considerar el cálculo de los factores de relación de aspecto y un factor de ajuste con las siguientes ecuaciones:

Factor de relación de aspecto:

$$F_{RA} = 1{,}25 - 1.125\ x\ \frac{H}{L}$$

Factor de ajuste:

$$F_A = \frac{2H}{L}$$

Luego V_{adm} se puede definir, conservadoramente, como sigue:

$$V_{adm} = \frac{V_s \min(F_{RA}, F_A)}{Factor\ ASD} = \frac{V_s \min(F_{RA}, F_A)}{2}$$

3.4.5 Cálculo del corte de diseño

El corte de diseño se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_{dis} = V_{adm}\ x\ K_G\ x\ K_n$$

Donde:

V_{dis} : Capacidad al corte admisible de muro en su plano determinado, según 4.3.4
K_G : Factor de modificación por la gravedad específica
K_n : Factor de modificación por el número de caras arriostradas

$$K_G = [1 - (0{,}5 - \rho_0)]$$

Considerando

ρ_0: Densidad anhidra de la madera que conforma el marco (t/m^3)

Cuando el muro de corte se encuentra arriostrado en una de sus caras con un tablero estructural, a un determinado espaciamiento entre clavos en el perímetro del tablero, el factor de modificación toma el valor que se indica:

$$K_n = 1{,}0$$

Cuando el muro de corte se encuentra arriostrado por ambas caras con el mismo tablero estructural, a un determinado espaciamiento entre clavos en el perímetro del tablero, el factor de modificación toma el valor que se indica:

$$K_n = 2{,}0$$

3.5.6 Control de deformaciones de muros de corte

Como se observa en la Figura Nº 11, la deformación lateral asociada a la solicitación por corte está asociada a 3 componentes: a) Deformación por flexión, b) deformación por corte, y c) deformación por volcamiento.

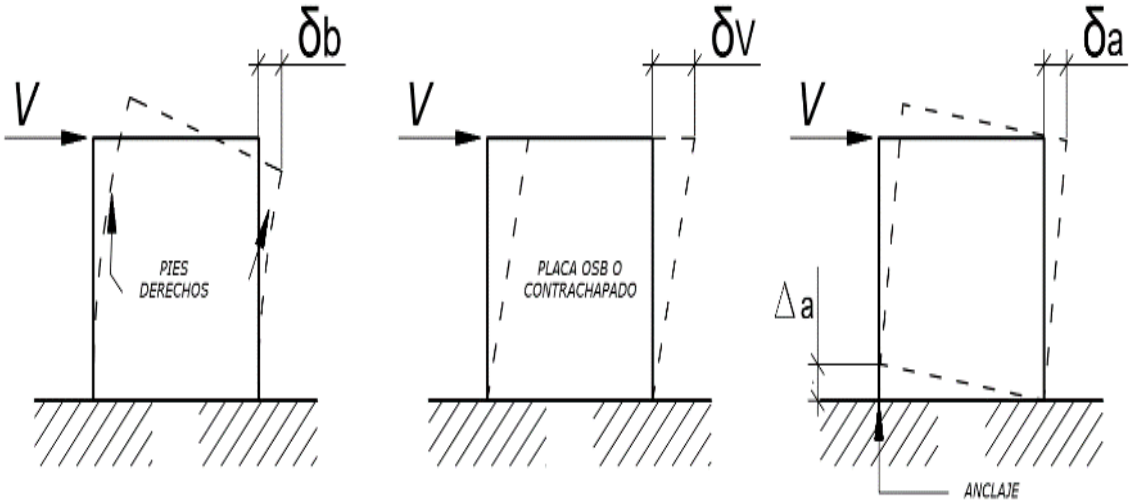


Figura Nº 11
Deformaciones inducidas en muros estructurales

La deformación total se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\delta = V\left(\frac{2}{3}\,\frac{H^3}{E\,A_{ext}\,L^2}\right)_{Flexión} + V\left(\frac{H}{L\,G_a}\right)_{Corte} + T\left(\frac{H}{L\,K_{Anclaje}}\right)_{Volcamiento}$$

Donde:

V : Solicitación de corte (kg)
H : Altura del muro (cm)
E : Módulo de elasticidad de los pies derechos de borde (kg/cm^2)
A_{ext} : Área de la sección transversal de los pies derechos de borde (Kg/cm^2)
L : Largo del muro (cm)
G_a : Módulo de corte (kg/cm)
$K_{Anclaje}$: Rigidez del anclaje (kg/cm)
T : Tracción en pies derecho de borde (kg)

3.6 Diseño de uniones estructurales

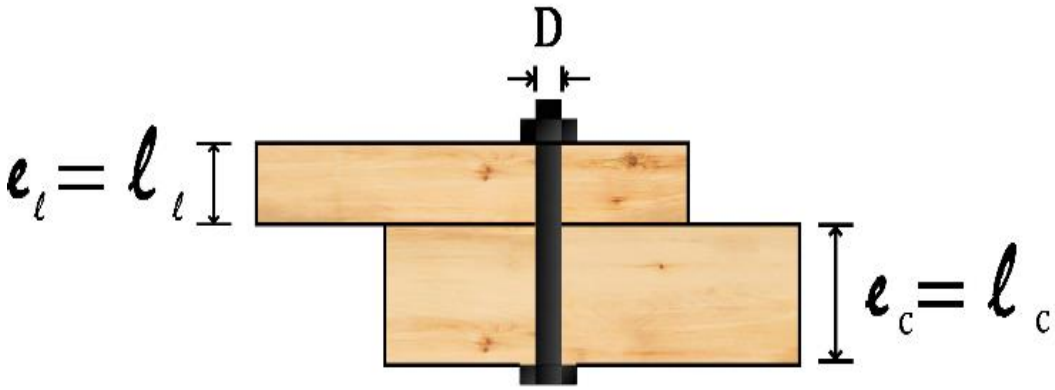
El diseño de las uniones estructurales considera calcular la capacidad de la madera al aplastamiento en los agujeros generados por los conectores, tales como clavos, tornillos, pernos u otros medios de unión, o la capacidad de falla por fluencia del acero los medios de unión.

Se deben elegir correctamente los conectores y su espaciamiento, de manera que traspasen la carga entre los elementos conectados sin generar partidura en la madera.

La NCh 1198 establece 2 tipos de uniones al cizalle: simple y doble. En el caso de las uniones de cizalle simple, se genera un plano de corte; mientras que en las uniones de cizalle doble, se generan 2 planos de corte.

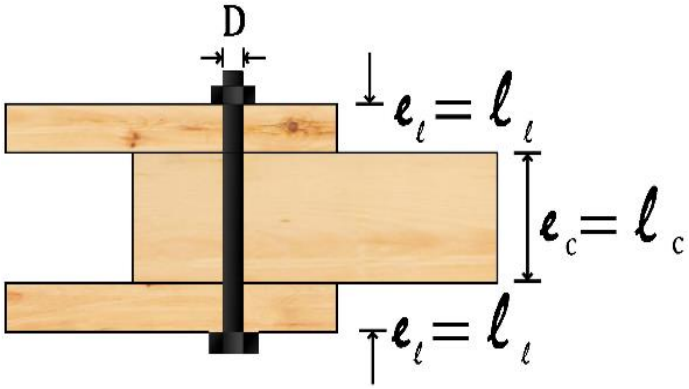
Las Figuras Nº 12 y Nº 13 ilustran sus condiciones de trabajo.

La Tabla Nº 11 registra las ecuaciones de cálculo de capacidad admisible para cada modo de fluencia y tipo de unión.



(Fuente: NCh 1198)

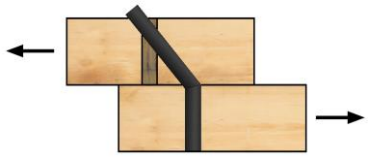
Figura Nº 12
Unión Cizalle simple



(Fuente: NCh 1198)

Figura Nº 13
Unión Cizalle doble

Tabla Nº 11/1
Cálculo de los modos de falla

Modo	Tipo de Falla	Ecuación
Modo IC Cizalle simple y doble		$P_{el,ad} = \frac{D\ x\ L_c\ x\ R_{ap,c}}{FA}$
Modo IL Cizalle simple y doble		$P_{el,ad} = \frac{D\ x\ L_l\ x\ R_{ap,c}}{FA}$
Modo II Cizalle simple		$P_{el,ad} = \frac{K_1\ x\ D\ x\ L_l\ x\ R_{ap,l}}{FA}$
Modo IIIC Cizalle simple		$P_{el,ad} = \frac{K_2\ x\ D\ x\ L_C\ x\ R_{ap,c}}{(1 + 2\ x\ R_e)\ x\ FA}$
Modo IIIL Cizalle simple y doble		$P_{el,ad} = \frac{K_3\ x\ D\ x\ L_C\ x\ R_{ap,c}}{(2 + R_e)\ x\ FA}$
Modo IV Cizalle simple y doble		$P_{el,ad} = \frac{D^2}{FA}\sqrt{\frac{2\ x\ R_{ap,c}\ x\ F_{ff}}{3\ x\ (1 + R_e)}}$

(Fuente: NCh 1198)

Las variables presentadas en la Tabla N° 11 y su modo de cálculo se presentan a continuación:

$P_{el,ad}$: Capacidad de carga admisible (N)
FA : Factor de ajuste
$R_{ap,c}$: Resistencia al aplastamiento de la pieza central (MPa)
$R_{ap,l}$: Resistencia al aplastamiento de la pieza lateral (MPa)
F_{ff} : Tensión de fluencia del acero (MPa)
D : Diámetro del medio de unión (mm)
FA : Factor de ajuste

La resistencia al aplastamiento de la madera (considerada como pieza central) se calcula con la siguiente ecuación, considerando que el medio de unión a utilizar es menor a 6,4 mm.

$$R_{ap} = 115 \cdot \left(\frac{\rho_0}{1000}\right)^{1.84}$$

Donde:

ρ_0 : Densidad anhidra media de la especie (kg/m^3). Para pino radiata = 450 kg/m^3

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}}$$

$$R_{\mathrm{t}} = \frac{l_c}{l_l}$$

La tensión de fluencia para clavos con D < 6,4 mm se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_{ff} = 896 - 58D$$

Los factores K_1, K_2 y K_3 se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$K_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2\ x\ (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2\ x\ R_e^3} - R_e\ x\ (1 + R_t)}{1 + R_e}$$

$$K_2 = -1 + \sqrt{2\ x\ (1 + R_e) + \frac{2\ x\ F_{ff}\ x\ (1 + 2\ x\ R_e)\ x\ D^2}{3\ x\ R_{ap,c}\ x\ l_c^2}}$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2\ x\ (1 + R_e)}{R_e} + \frac{2\ x\ F_{ff}\ x\ (2 + R_e)\ x\ D^2}{3\ x\ R_{ap,c}\ x\ l_c^2}}$$

Tabla Nº 12
Factores de ajuste

Diámetro del medio de unión	Modos de fluencia	FA
$6{,}4\ mm\ \leq D \leq 25\ mm$	L_C, L_l	$4k\alpha$
	LL	$3{,}6k\alpha$
	LL_c, LLL_l, LV	$3{,}2k\alpha$
$D < 6{,}4\ mm$	$L_c, L_l, LL, LLL_c, LLL_l, LV$	$k_d = 2{,}2\ para\ D < 4{,}3\ mm$ $k_d = \frac{10\ x\ 12{,}7D}{25{,}4}\ para\ 4{,}3 \leq D \leq 6{,}4$

(Fuente: NCh 1198)

La capacidad lateral admisible se define por el menor valor calculado.

$$P_{ad} = \min(I_c, I_l, II, III_c, III_l, IV)$$

La capacidad de diseño se define como la capacidad admisible corregida por los factores de modificación de resistencia correspondientes.

$$P_{dis} = P_{ad} \cdot K_D \cdot K_{UH} \cdot K_{UT} \cdot K_u$$

Donde:

K_D : Factor de modificación por duración de carga
K_{UH} : Factor de modificación por contenido de humedad
K_{UT} : Factor de modificación por temperatura
K_u : Factor de modificación por longitud de hilera

Los espaciamientos mínimos entre clavos sin perforación guía en la Tabla Nº 13.

Tabla Nº 13
Espaciamientos mínimos entre medios de unión sin perforación

Separación mínima		Clavado sin perforación			
		$0° \leq \alpha < 30°$		$30° \leq \alpha < 90°$	
		D≤4,2	D > 4,2	D ≤ 4,2	D > 4,2
Entre clavos	// a fibra (Sp)	10D	12D	10D	12D
	⊥ a fibra (Sn)	5D	5D	5D	5D
Desde el borde cargado	// a fibra (Sbcp)	15D	15D	15D	15D
	⊥ a fibra (Sbcn)	5D	7D	7D	10D
Desde el borde descargado	// a fibra (Sbdp)	7D	10D	7D	10D
	⊥ a fibra (Sbdn)	5D	5D	5D	5D

(Fuente: NCh 1198)

CAPÍTULO 4
EJEMPLO DE ESTRUCTURA DE 1 PISO

4.1 Descripción del proyecto

El proyecto a diseñar corresponde a una vivienda de 1 piso, con 55 m^2 de superficie.

En la Figura Nº14 se observa la planta de arquitectura del proyecto.

La configuración antes descrita considera el cumplimiento de los criterios de diseño frente al fuego por la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

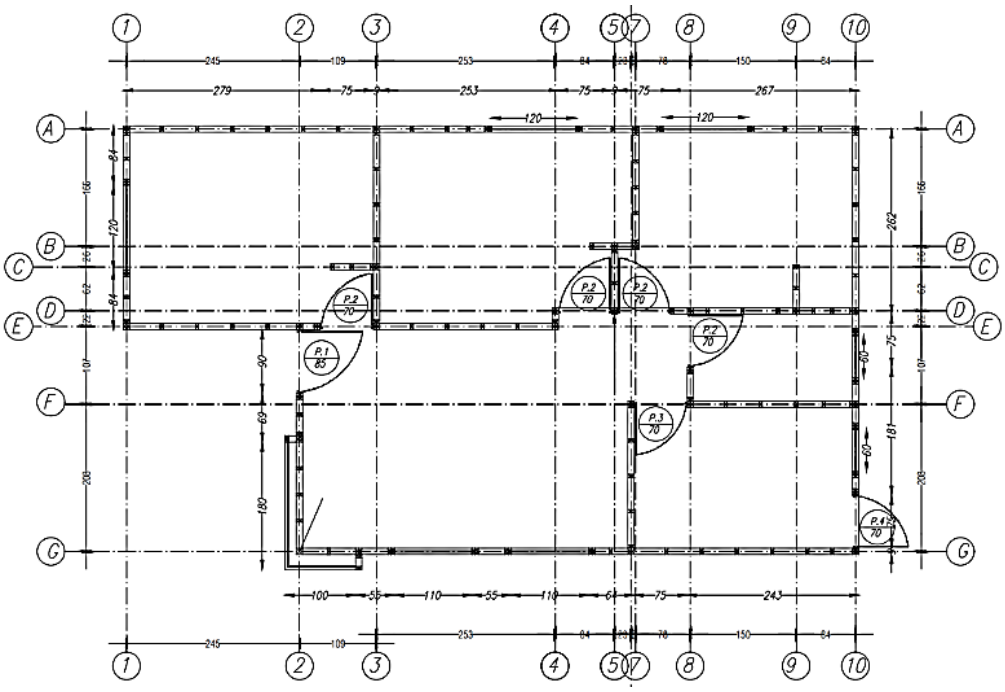


Figura Nº 14
Planta del proyecto

4.2 Criterios de diseño

4.2.1 Madera y tableros

La madera que conforma los muros de corte y cerchas (espaciadas a 1,2 m) es de pino radiata, cepillada y con grado estructural visual G2. Sus propiedades mecánicas se indican en la Tabla N° 3. Se considera que la humedad de servicio (H_s) donde se emplaza la vivienda es 15%. Los muros de corte son arriostrados con tableros OSB, de 11,1 mm de espesor, cuyas propiedades al corte se indican en las Tablas N° 9 y N° 10 de este Manual.

4.2.2 Peso propio

Las cargas de peso propio consideradas para modelar y diseñar con los softwares de elementos finitos y C+T son las que se indican en la Tabla N°14.

Tabla N° 14
Pesos propios de elementos constructivos

Elemento constructivo	Peso por unidad de área (kg/m^2)
Techumbre	5
Cadenetas y otros elementos arrostrantes	7
Cercha doble, 2x5” @120 cm	7.8
Placa de yeso cartón 10 mm	10,5
Aislación	1,2
Total	31.5

4.2.3 Sobrecargas

Las sobrecargas consideradas se ajustan a lo indicado por la norma NCh 1537, y son las que se indican:

Sobrecarga de uso sin reducción en techumbre : 100 kg/m^2
Sobrecarga de uso con reducción en techumbre : 38 kg/m^2

4.2.4 Viento

La carga básica de viento se estimó en 70 kg/m^2, de acuerdo a la Tabla N° 1 de la norma NCh432 of.71 para estructuras situadas en campo abierto.

4.2.5 Sismo

El análisis sismorresistente ejecutado corresponde al método de la carga estática equivalente, señalada en NCh 433, aplicable a estructuras de hasta 5 pisos y de altura no mayor a 20 m. Las características consideradas para la estructura y el terreno se registran en la tabla Nº15:

Tabla Nº 15
Factores que inciden en el cálculo del corte basal

Zona sísmica	3
Suelo de fundación	E
Clasificación del edificio	II
Coeficiente de importancia (I)	1,0
Factor de modificación de la respuesta (R)	5,5
Coeficiente sísmico máximo ($C_{máx}$)	0,208

Para el cálculo del peso sísmico se utilizó la cubicación efectuada por el software de elementos finitos, agregando la carga muerta no considerada para cerchas y elementos no estructurales.

El peso sísmico para estructuras habitacionales se calculó con la ecuación que se indica:

$$P_{sísmico} = D + 0{,}25L$$

Donde:

D : Peso propio de la estructura
L : Sobrecarga de uso

El peso sísmico considerado es 9,19 toneladas, sobre un área de 55 m^2, lo que equivale a un peso por unidad de área de 0,17 t/m^2. Luego, el corte basal está dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{basal} = C\ x\ I\ x\ P = 0{,}208\ x\ 1{,}0\ x\ (9{,}19)\ t = 1{,}91\ tf$$

4.3 Modelo en software de elementos finitos

Modelar con el software de elementos finitos demanda definir las tipologías de muros a utilizar en el proyecto. Sus coeficientes de modificación de rigidez se determinan con el software C+T. Las tipologías de muros pre calculadas para el proyecto de vivienda y sus coeficientes de modificación de rigidez se presentan en las Tablas Nº 16, Nº 17 y Nº 18, respectivamente.

El modelo implementado en el software de elementos finitos y la planta estructurales se presentan en las Figuras Nº 15 a Nº 19. El sistema de vigas se dispuso de manera de generar las menores luces posibles sin perjudicar los espacios libres de muros de la vivienda.

Para traspasar las cargas de techo desde las cerchas a los muros se definieron elementos tipo frame de sección rectangular 82x90 mm, mientras que para la placa de arriostre del envigado se definió un elemento Shell tipo membrana, con espesor 15 mm, cuya función considera traspasar las cargas de la losa a las vigas, y estas a los muros. Las propiedades de la madera (módulo de elasticidad, Poisson y densidad) que se incorporan al modelo son las que se indican en la Tabla Nº 1. Las combinaciones de carga utilizadas de acuerdo a la NCh 3171 son las que se enumeran a continuación:

I.	D	VIII.	$D \pm 0{,}75E_Y + 0{,}75L_R$
II.	$D + L_R$	IX.	$D \pm 0{,}75W_X + 0{,}75L_R$
III.	$D \pm E_X$	X.	$D \pm 0{,}75W_Y + 0{,}75L_R$
IV.	$D \pm E_Y$	XI.	$0{,}6D \pm E_X$
V.	$D \pm W_X$	XII.	$0{,}6D \pm E_Y$
VI.	$D \pm W_Y$	XIII.	$0{,}6D \pm W_Y$
VII.	$D \pm 0{,}75E_X + 0{,}75L_R$	XIV.	$0{,}6D \pm E_Y$

Donde:

D : Peso propio de la estructura (kg/m^2)
L_R : Sobrecarga de techo (kg/m^2)
W : Viento en ambas direcciones laterales ortogonales (kg/m^2)
E : Sismo en ambas direcciones laterales ortogonales (kg/m^2)

Tabla Nº 16
Tipologías de muros

Tipología	Estructura	Placa de Arriostre	Sistema de Anclaje
A	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G2, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4"); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½", distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_1
B	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G2, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4"); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½", distanciados en la zona perimetral a 100 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
C	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G2, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4"); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½", distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_2

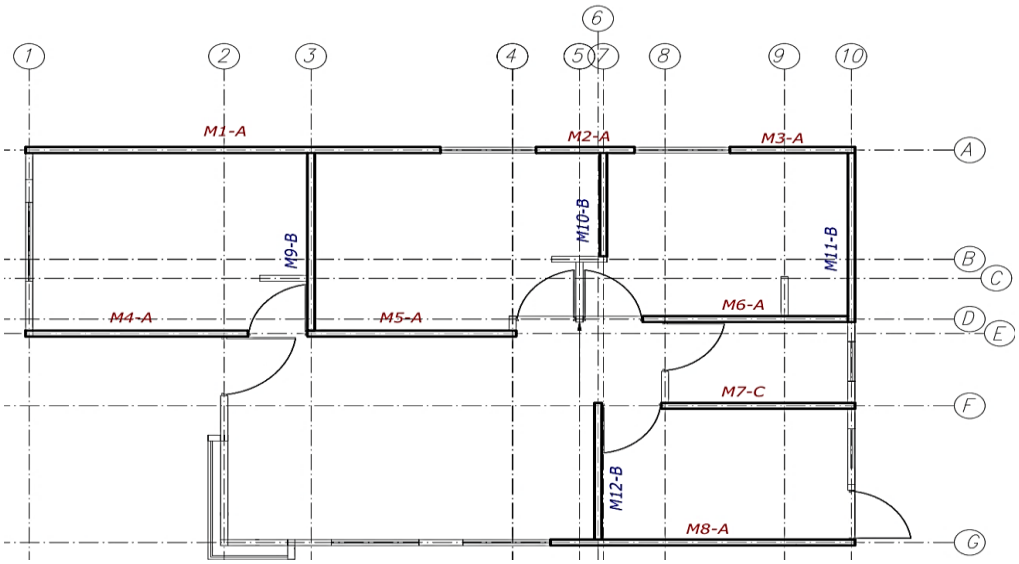


Figura Nº 15
Planta principal muros

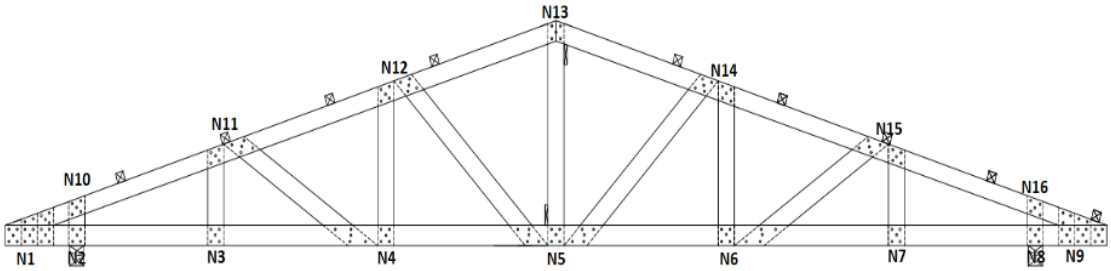


Figura Nº 16
Elevacion cercha tipo

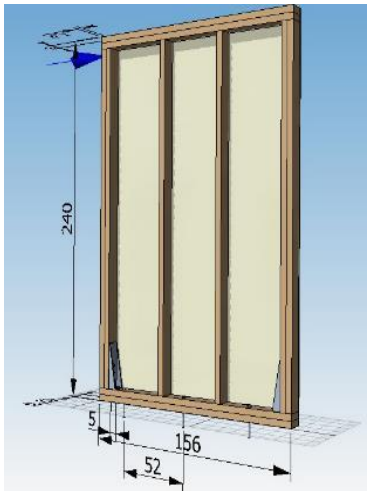


Figura Nº 17
Modelo de muro software C+T

Tabla Nº 17
Coeficientes de modificación de rigidez en dirección X

Eje	Muro	Tipología	Largo (cm)	f_{12}	f_{11}, f_{22}	f_{peso}, f_{masa}
A	M1	A	512	0,002667	0,078489	0,207481
	M2	A	124	0,001165	0,144037	0,279706
	M3	A	156	0,001381	0,128802	0,262920
E	M4	A	270	0,001960	0,099226	0,230330
	M5	A	253	0,001886	0,105893	0,237676
D	M6	A	259	0,001913	0,103440	0,234973
F	M7	C	234	0,002030	0,104950	0,236638
G	M8	A	373	0,002319	0,089782	0,219924

Tabla Nº 18
Coeficientes de modificación de muros en dirección Y

Eje	Muro	Tipología	Largo (cm)	f_{12}	f_{11}, f_{22}	f_{peso}, f_{masa}
3	M9	B	276	0,002312	0,097068	0,227953
6	M10	B	166	0,002948	0,121043	0,254370
10	M11	B	254	0,001891	0,105476	0,237217
7	M12	B	208	0,001906	0,107335	0,239266

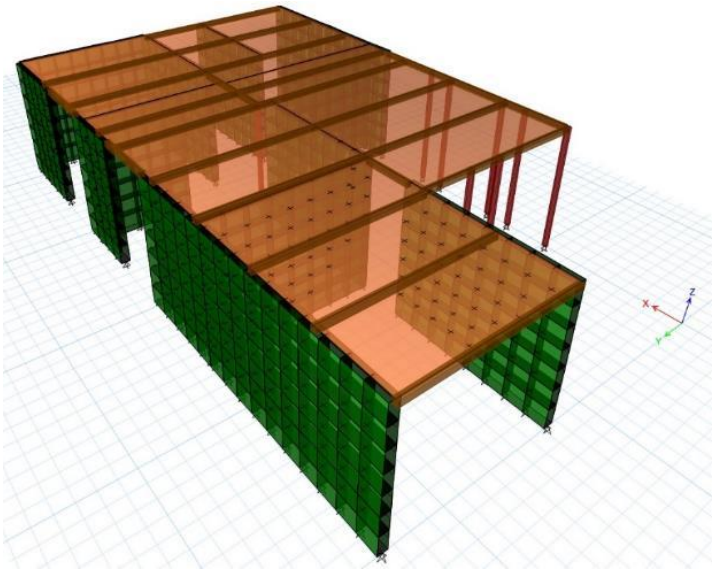


Figura Nº 18
Modelo en software de elementos finitos

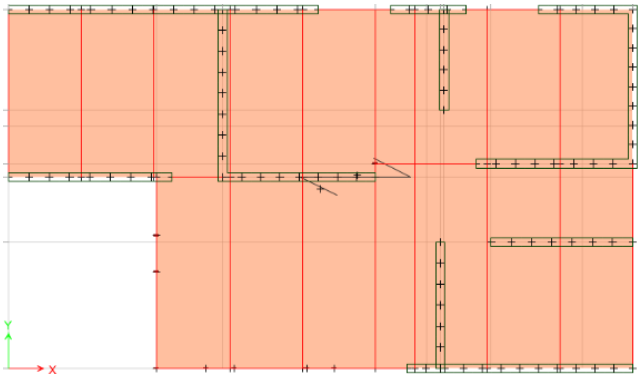


Figura Nº 19
Vista en planta del modelo

4.4 Resultados del análisis del modelo con el software de elementos finitos

El modelo de elementos finitos permite generar los esfuerzos de corte que experimenta cada muro y el drift o deformación lateral de los diafragmas de entrepiso, calculados en función de las tipologías incorporadas en este. El proceso es iterativo, es decir, se debe ejecutar un pre-diseño que permita definir las tipologías de muro iniciales que podrían cumplir con las cargas gravitacionales y laterales (sismo o viento) para controlar las deforamciones.

Las Figuras Nº 20 y N° 21 presentan los diagramas de esfuerzos de corte y momento típicos obtenidos para un eje de la estructura en particular, mientras que la Figura N° 22 muestra los esfuerzos axiales a los que está sometida la cercha estructural. La Figura Nº 23, en tanto, presenta los drift obtenidos al analizar el modelo con las tipologías señaladas en la Tabla Nº 16. De ella se evidencia el cumplimiento del criterio de deformaciones máximas establecido por la NCh 433 y permite verificar ~~a~~ cada muro en particular. De no cumplirse el criterio de deformaciones, se deben elegir nuevas tipologías que permitan reducir las deformaciones laterales. Luego se continúa con a la etapa de diseño.

Las Tablas Nº 19 y Nº 20, presentan las solicitaciones al corte, momento y carga axial a las que están sometidos los muros que conforman la estructura.

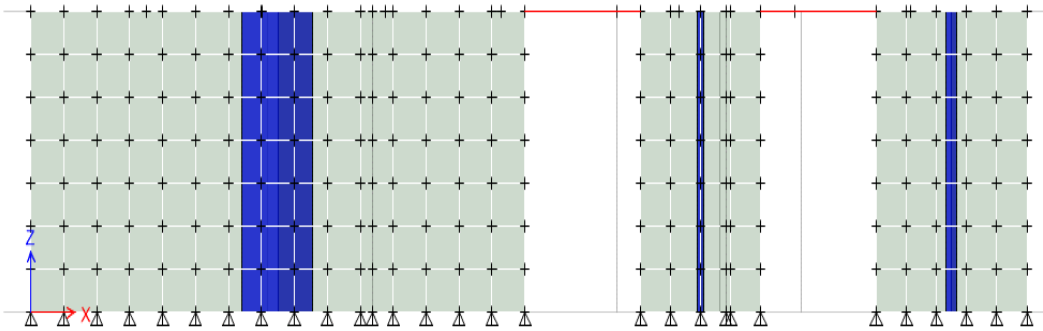


Figura Nº 20
Diagrama de esfuerzos de corte, eje 1

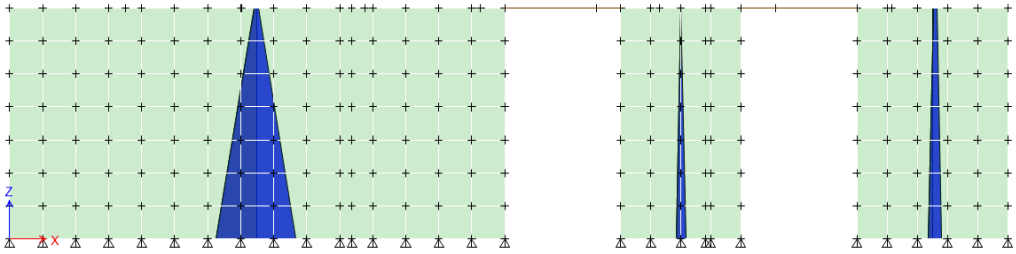


Figura Nº 21
Diagrama de momento, eje 1

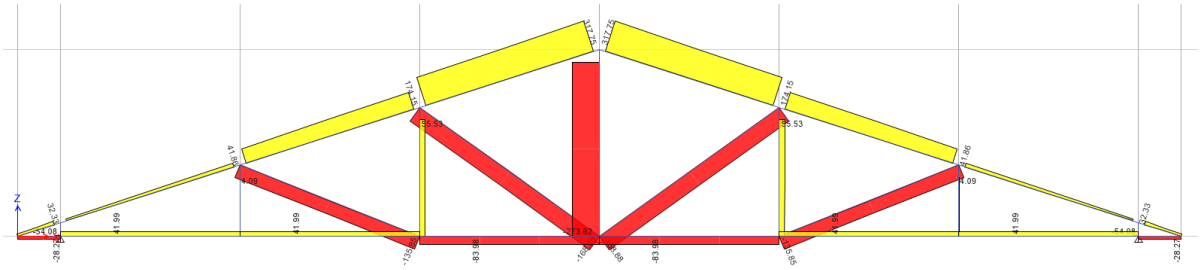


Figura Nº 22
Diagrama de esfuerzos de corte, eje 1

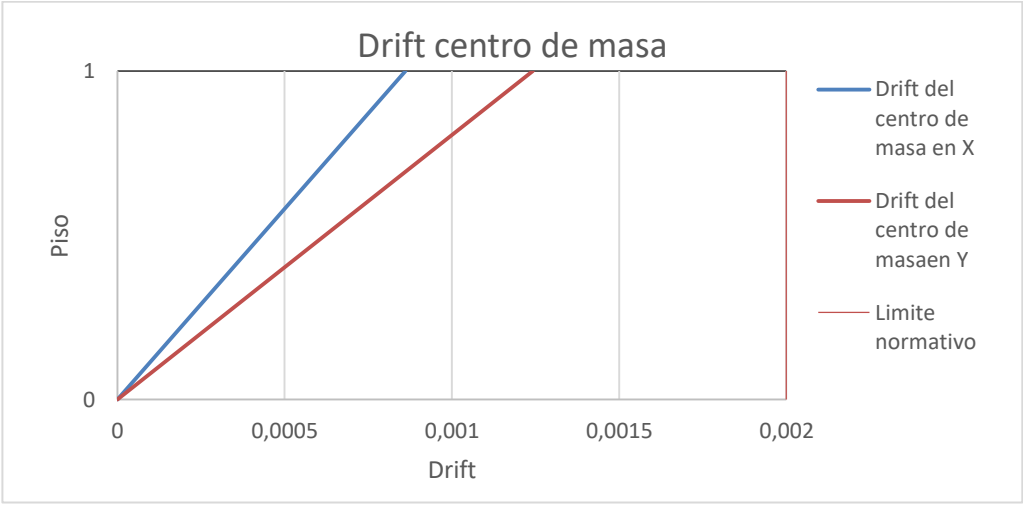


Figura Nº 23
Drift de la estructura

Tabla Nº 19
Resultados de esfuerzos en muros dirección "X".

Eje X	Muro	Largo (cm)	Tipología	Vmáx (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga por pie derechos (tf)
A	M1	5,12	A	0,445	1,679	0,33	1,895	0,13
A	M2	1,24	A	0,0479	0,206	0,18	0,773	0,15
A	M3	1,56	A	0,0619	0,399	0,27	0,535	0,09
E	M4	2,7	A	0,171	0,45	0,17	0,905	0,10
E	M5	2,53	A	0,163	0,95	0,39	1,283	0,16
D	M6	2,59	A	0,167	0,955	0,38	1,331	0,17
F	M7	2,34	C	0,1101	0,481	0,21	0,286	0,04
G	M8	3,73	A	0,4108	1,05	0,29	1,333	0,12

Tabla Nº 20
Resultados de esfuerzos en muros dirección "Y"

Eje Y	Muro	Largo (cm)	Tipología	Vmáx (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga por pie derecho (tf)
3	M9	2,76	B	1,176	1,084	0,4	0,732	0,08
7	M10	1,66	B	0,5605	0,8906	0,56	0,522	0,09
10	M11	2,54	B	0,3849	0,5622	0,23	0,456	0,06
6	M12	2,08	B	0,5712	0,7181	0,36	0,679	0,10

4.5 Diseño de elementos estructurales

4.5.1 Materialidad y consideraciones para el diseño de cerchas

La madera utilizada en la fabricación de las cerchas es pino radiata, grado estructural visual G2, escuadría 2x5" (41x114 mm), terminación cepillada. Esta escuadría permite un espaciamiento de 1,2 metros entre cerchas y una baja cantidad de medios de unión, lo que facilita su construcción. Sin perjuicio de lo anterior, la NCh 1198 (punto 7.1.2) establece que la sección mínima de madera estructural debe considerar un espesor mínimo de 25 mm y 1.500 mm^2 de área en la sección transversal.

Diseño de uniones en cerchas estructurales

La unión a diseñar corresponde al nodo 12 que se observa en la figura N°24, que soporta en la pieza central una carga a la compresión de 3.117,1 (N), y en las piezas laterales una carga a la tracción de 1.648,1 (N).

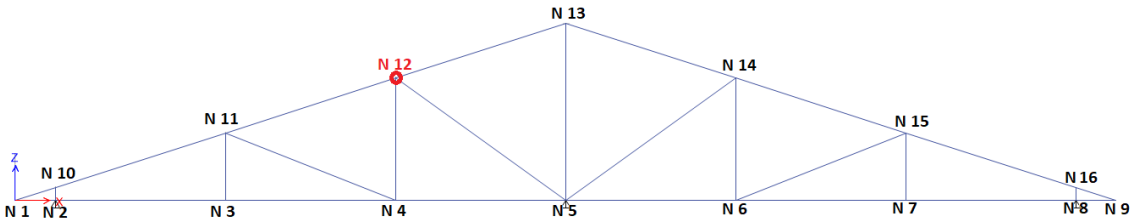


Figura Nº 24
Modelo de cercha

La carga de trabajo corresponde a una combinación de carga D+L (peso propio + sobrecarga de techo).

Los medios de unión utilizados son clavos de 3", de 3,5 mm de diámetro, y largo 70 mm.

Debido a los requisitos de penetración mínima establecidos por la NCh 1198, la unión trabaja a cizalle simple y se deben calcular los parámetros expuestos en el punto 4.4, que se indican a continuación:

$$R_{ap,c} = R_{ap,l} = 115 \cdot \left(\frac{\rho_0}{1000}\right)^{1.84} = 115 \cdot \left(\frac{500}{1000}\right)^{1.84} = 26{,}46\ MPa$$

$$l_c = l_{clavo} - e_{madero,lateral} = 75\ mm - 41\ mm = 34\ mm$$

$$l_l = e_{madero,lateral} = 41\ mm$$

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} = \frac{26{,}46\ MPa}{26{,}6\ MPa} = 1$$

$$R_t = \frac{l_c}{l_l} = \frac{34\ mm}{41\ mm} = 0{,}829$$

$$F_{ff} = 896 - 58D = 896 - 58\ x\ 3{,}5 = 693\ MPa$$

$$k_d = 2{,}2\ para\ D < 4{,}3\ mm$$

Luego se calculan los factores K_1 , K_2 y K_3 como sigue:

$$K_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2\ x\ (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2\ x\ R_e^3} - R_e\ x\ (1 + R_t)}{1 + R_e}$$

$$K_1 = \frac{\sqrt{1\ + 2\ x\ 1^2\ x\ (1 + 0{,}829 + 0{,}829^2) + 0{,}829^2\ x\ 1^3} - 1\ x\ (1 + 0{,}829)}{1 + 1} = 0{,}382$$

$$K_2 = -1 + \sqrt{2\ x\ (1 + R_e) + \frac{2\ x\ F_{ff}\ x\ (1 + 2\ x\ R_e)\ x\ D^2}{3\ x\ R_{ap,c}\ x\ l_c^2}}$$

$$K_2 = -1 + \sqrt{2\ x\ (1 + 1) + \frac{2\ x\ 693\ MPa\ x\ (1 + 2\ x\ 1)\ x\ (3{,}5\ mm)^2}{3\ x\ 26{,}46\ MPa\ x\ (34\ mm)^2}} = 1{,}134$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2\ x\ (1 + R_e)}{R_e} + \frac{2\ x\ F_{ff}\ x\ (2 + R_e)\ x\ D^2}{3\ x\ R_{ap,c}\ x\ l_c^2}}$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2\ x\ (1 + 1)}{1} + \frac{2\ x\ 693\ MPa\ x\ (2 + 1)\ x\ (3{,}5\ mm)^2}{3\ x\ 26{,}46\ MPa\ x\ (34\ mm)^2}} = 1{,}093$$

Tabla Nº 21
Cálculo de los modos de fluencia

Modos de fluencia	Capacidad admisible ($P_{el,ad}$)
Modo I_C	$P_{el,ad} = \frac{D\ x\ L_c\ x\ R_{ap,c}}{FA} = \frac{3{,}5\ mm\ x\ 34\ mm\ x\ 26{,}46\ MPa}{2{,}2} = \mathbf{1.431{,}41\ N}$
Modo I_L	$P_{el,ad} = \frac{D\ x\ L_c\ x\ R_{ap,c}}{FA} = \frac{3{,}5\ mm\ x\ 41\ mm\ x\ 26{,}46\ MPa}{2{,}2} = \mathbf{1.725{,}99\ N}$
Modo II	$P_{el,ad} = \frac{K_1\ x\ D\ x\ L_l\ x\ R_{ap,l}}{FA} = \frac{0{,}382\ x\ 3{,}5\ mm\ x\ 41\ mm\ x\ 26{,}46\ MPa}{2{,}2} = \mathbf{658{,}95\ N}$
Modo III_C	$P_{el,ad} = \frac{K_2\ x\ D\ x\ L_C\ x\ R_{ap,c}}{(1 + 2\ x\ R_e)\ x\ FA} = \frac{1{,}134\ x\ 3{,}5\ mm\ x\ 34\ mm\ x\ 26{,}46\ MPa}{(1 + 2\ x\ 1)\ x\ 2{,}2} = \mathbf{541{,}16\ N}$
Modo III_L	$P_{el,ad} = \frac{K_3\ x\ D\ x\ L_C\ x\ R_{ap,c}}{(2 + R_e)\ x\ FA} = \frac{1{,}093\ x\ 3{,}5\ mm\ x\ 34\ mm\ x\ 26{,}46\ MPa}{(2 + 1)\ x\ 2{,}2} = \mathbf{628{,}98\ N}$
Modo IV	$P_{el,ad} = \frac{D^2}{FA}\sqrt{\frac{2\ x\ R_{ap,c}\ x\ F_{ff}}{3\ x\ (1 + R_e)}} = \frac{(3{,}5\ mm)^2}{2{,}2}\sqrt{\frac{2\ x\ 26{,}46\ MPa\ x\ 693\ MPa}{3\ x\ (1 + 1)}} = \mathbf{435{,}34\ N}$

La capacidad lateral admisible de la unión evaluada está dada por el menor valor de los modos calculados:

$$P_{ad} = \min(I_c, I_l, II, III_c, III_l, IV)$$

$$P_{ad} = 435{,}34\ N$$

Luego, la capacidad de diseño corresponde a la capacidad admisible corregida por los factores de modificación de resistencia correspondientes.

$$P_{dis} = P_{ad}\ x\ K_D\ x\ K_{UH}\ x\ K_{UT}\ x\ K_u = 435{,}34\ N\ x\ 1{,}25\ x\ 1{,}0\ x\ 1{,}0\ x\ 1{,}0 = 544{,}17\ N$$

Considerando que la carga que debe soportar la unión es 3.117,1 (N), la cantidad de clavos necesaria para la unión se calcula como sigue:

$$N_{Clavos} = \frac{3.117{,}1\ N}{544{,}17\ N} = 6\ clavos$$

Los espaciamientos mínimos a considerar en el eje de la solicitación máxima son los que se indican en la tabla siguiente. Su representación gráfica se presenta en la Figura Nº 25.

En base a los espaciamientos mínimos se determina la cantidad de uniones en las direcciones horizontal y vertical. Para el caso de este diseño en particular se eligen 3 uniones en la dirección horizontal y 2 en la dirección vertical. Estas últimas cumplen con el espaciamiento mínimo de 35 mm que señala la Tabla Nº 22 (e=76 mm).

Tabla N° 22
Espaciamientos mínimos de diseño de los medios de unión del nodo 12

Tipo de espaciamiento	Criterio NCh 1198	Espaciamiento mínimo de diseño	Espaciamiento real (plano estructural)
Sbdp (mm)	7D	24	25
Sbdn (mm)	5D	17	20
Sbcn (mm)	5D	18	20
Sp (mm)	10D	35	40
Sn (mm)	5D	17	20

Nota: D es el diámetro del clavo

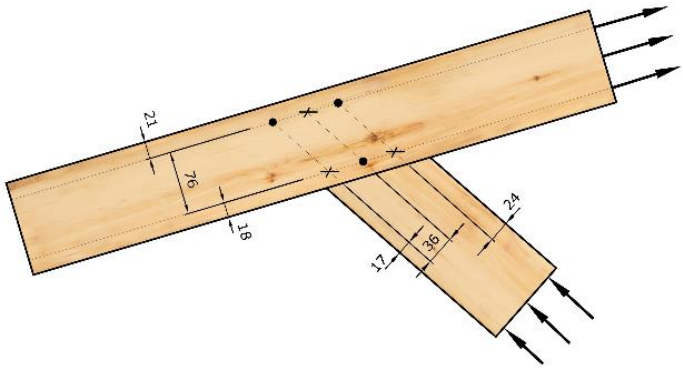


Figura Nº 25
Espaciamiento de clavado, nodo 12

Las Tablas Nº 23 a Nº 25 resumen los resultados del diseño de los nodos considerando la carga crítica para las combinaciones de carga utilizadas.

La ubicación de los nodos que componen las cerchas se observan en la Figura N° 24. Los esquemas de clavado de cada nodo se presentan en Apéndices.

Tabla Nº 23
Valores de diseño y de trabajo en uniones, por nodo

Propiedad		Cordón inferior y montante			Cordón inferior y diagonal		
		Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)
N4	Numero de uniones	4	4	100	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	2.786	1.910	69	4.179	2.972	71
	Tensión madero central (MPa)	4,5	0,37	8	8,9	0,7	8
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,22	2	8,9	0,22	2
N6	Numero de uniones	4	4	100	4	4	100
	Capacidad de la unión (N)	2.786	1.105	40	2.786	588	21
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,16	2	4,52	0,13	3
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,13	3	8,9	0,06	1
N5	Numero de uniones	4	4	100	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	2.786	2.774	100	4.179	3.056	73
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,63	7	8,9	0,72	8
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,22	2	8,9	0,22	2

Tabla Nº 24
Valores de diseño y de trabajo en uniones, por nodo

Propiedad		Cordón superior y montante			Cordón superior y diagonal		
		Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)
N13 A	Numero de uniones	6	6	100	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4.179	3.837	92	4.179	3.453	83
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,63	7	8,9	0,63	7
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,45	10	4,5	0,41	9
N12	Numero de uniones	5	6	83	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4.179	3453	83	4.179	3.453	83
	Tensión madero central (MPa)	4,52	0,38	8	8,9	0,65	7
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,52	0,39	9	4,5	0,39	9
N11	Numero de uniones	5	6	83	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4.179	2.923	70	4.179	2.972	71
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,01	0	8,9	0,7	8
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,33	4	8,9	0,32	4
N14	Numero de uniones	5	6	83	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4179	3.453	83	4.179	3.453	83
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,16	2	8,9	0,26	3
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,39	9	4,5	0,39	9
N15	Numero de uniones	6	6	100	6	6	100
	Capacidad de la unión (N)	4.179,2	3.808	91	4.179	3.808	91
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,01	0	4,52	0,14	3
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,52	0,43	10	4,52	0,43	10

Tabla Nº 25
Valores de diseño y de trabajo en uniones, por nodo

Propiedad		Cordón inferior y montante		
		Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)
N10	Numero de uniones	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4.179	2.924	70
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,38	4
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,33	4
N16	Numero de uniones	6	6	100
	Capacidad de la unión (N)	4.179	3.808	91
	Tensión madero central (MPa)	4,5	0,08	2
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,43	10
N1	Numero de uniones	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4.179	2.844	68
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,67	8
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,18	4
N2	Numero de uniones	4	4	100
	Capacidad de la unión (N)	2.786	1.610	58
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,14	2
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,18	4
N3	Numero de uniones	4	4	100
	Capacidad de la unión (N)	2.786	955	34
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,01	0
	Tensión maderos laterales (MPa)	4,5	0,11	2
N7	Numero de uniones	4	4	100
	Capacidad de la unión (N)	2.786	245	9
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,01	0
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,03	0
N8	Numero de uniones	4	4	100
	Capacidad de la unión (N)	2.786	1.087	39
	Tensión madero central (MPa)	8,9	0,07	1
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,12	1
N9	Numero de uniones	5	6	83
	Capacidad de la unión (N)	4.179	3.345	80
	Tensión madero central (MPa)	4,5	0,79	17
	Tensión maderos laterales (MPa)	8,9	0,12	1

4.5.2 Pies derechos

4.5.2.1 Pies derechos del muro interior más solicitado

El muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al M6-A (ver planta), con una carga a la compresión de 166 kg.

Los pies derechos corresponden a piezas cepilladas de escuadría 2x4” (41x90mm), grado estructural G2, y largo 2.440 mm.

El pandeo está restringido en el eje débil del pie derecho debido a la instalación de la placa de arriostre, lo que induce la falla en el eje fuerte con largo de pandeo igual 2.300 mm.

$$\lambda = \frac{l_p}{i}$$

$$l_p = k\ x\ l = 1{,}0\ x\ 2.440\ mm = 2.440\ mm$$

El radio de giro (i) se determina con la siguiente ecuación:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b\ x\ h^3}{12}}{b\ x\ h}} = \frac{90}{\sqrt{12}} = 26\ mm$$

Luego, la esbeltez reguladora del diseño corresponde a:

$$\lambda = \frac{2.440\ mm}{26\ mm} = 93{,}9$$

Como $\lambda \leq 170$, se cumple con la restricción de esbeltez.

La tensión de trabajo de una columna simple sometida a compresión paralela a la fibra se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_{cp} = \frac{N}{A} = \frac{166\ kg\ x\ 9{,}81\ m/s^2}{90\ mm\ x\ 41\ mm} = 0{,}44\ MPa$$

Como $\lambda \geq 10$, se debe considerar el cálculo de la tensión admisible con inestabilidad lateral.

$$F_{cp,dis} = F_{cp}\ x\ K_H\ x\ K_D$$

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_\lambda$$

Considerando

$$F_{cp} = 6{,}5\ MPa$$

$$K_H\ = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}048 = 0{,}86$$

$$K_D = 1{,}25 \text{ (combinación D+L}_r\text{)}$$

Luego

$$F_{cp,dis} = 6{,}5\ MPa\ x\ 0{,}86\ x\ 1{,}25 = 6{,}955\ MPa$$

El factor de modificación por esbeltez se define como sigue:

$$K_\lambda = A - \sqrt{A^2 - B}$$

Para el cálculo de los parámetros A y B se debe estimar el módulo de elasticidad de diseño (E_{dis}) y la tensión crítica de pandeo (F_{cE})

$$E_{dis} = E\ x\ K_h\ x\ K_{he}$$

$$E = 8.900\ MPa$$

$$K_h = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}017 = 0{,}95$$

$$K_{he} = \left(\frac{h}{180}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{90}{180}\right)^{\frac{1}{4}} = 0{,}84$$

$$E_{dis} = 8.900\ MPa\ x\ 0{,}95\ x\ 0{,}84 = 7.102\ MPa$$

$$F_{cE} = \frac{3{,}6 * E_{dis}}{\lambda^2} = \frac{3{,}6 * 7.102\ MPa}{93{,}9^2} = 2{,}90\ MPa$$

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} * \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2c} = \frac{\frac{2{,}90\ MPa}{6{,}955\ MPa} * \left(1 + \frac{93{,}9}{200}\right) + 1}{2\ x\ 0{,}85} = 0{,}95$$

$$B = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}}}{c} = \frac{\frac{2{,}90\ MPa}{6{,}955\ MPa}}{0{,}85} = 0{,}490$$

$$K_\lambda = 0{,}95 - \sqrt{0{,}95^2 - 0{,}490} = 0{,}309$$

Finalmente, la tensión de diseño en compresión paralela se calcula como sigue:

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_\lambda = 6{,}955\ MPa\ x\ 0{,}309 = 2{,}15\ MPa$$

Se verifica el diseño de los pies derechos de los muros interiores con un factor de utilización máximo de 21% para la compresión paralela (Tabla Nº 26).

Tabla Nº 26
Verificación diseño de pie derechos muro interior

Esfuerzo	Condición de trabajo	Valor de diseño	Utilización (%)
Compresión paralela (MPa)	0,44	2,15	21

4.5.2.2 Columna de muro perimetral más solicitada, Piso 1

Del análisis estructural se desprende que el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M6 (ver planta), con una carga de compresión de 155 kg.

Para este caso se debe evaluar el desempeño del elemento sometido a la compresión por la acción de cargas gravitacionales y de flexión inducida por el viento. Finalmente se debe evaluar la interacción de ambos esfuerzos mediante la siguiente ecuación:

La carga de viento estimada, incluyendo factores de barlovento y forma, es 56 kg/m^2.

$$\left(\frac{f_{Cp}}{F_{Cp,\lambda,\mathrm{dis}}}\right)^2 + \frac{f_f}{\left(1-\frac{f_{Cp}}{F_{CE}}\right) x\, F_{f,dis}} \leq 1.0$$

La tensión de trabajo en flexión de los elementos que componen el muro se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n} = \frac{\frac{q\ x\ l^2}{8}}{\frac{b\ x\ h^2}{6}} = \frac{\frac{\left(56\frac{kg}{m^2}\ x\ 9{,}81\frac{m}{s^2}\right)\ x\ (2.440\ mm)^2}{8}}{\frac{41\ mm\ x\ (90\ mm)^2}{6}} = 3{,}55\ MPa$$

La tensión de diseño en flexión se calcula con la siguiente ecuación:

$$\mathrm{F_{f,dis}} = F_f\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_C\ x\ K_{hf} = 5{,}4\ MPa\ x\ 0{,}93\ x\ 1{,}6\ x\ 1{,}15\ x\ 1 = 9{,}19\ MPa$$

La tensión de trabajo en compresión paralela se calcula como sigue:

$$f_{Cp} = \frac{P}{A} = \frac{155\ Kg\ x\ 9{,}81\frac{m}{s^2}}{41\ x\ 90} = 0{,}412\ MPa$$

La tensión de diseño en compresión paralela se obtiene de 6.5.2.1.

$$F_{Cp,\lambda,\text{dis}} = 2{,}35\ MPa$$

Donde la tensión crítica de pandeo $F_{CE} = 3{,}26\ MPa$

Finalmente se verifica la interacción de esfuerzos.

$$\left(\frac{0{,}412\ MPa}{2{,}35\ MPa}\right)^2 + \frac{3{,}15\ MPa}{\left(1 - \frac{0{,}412\ MPa}{3{,}26\ MPa}\right) x\ 9{,}19\ MPa} = 0{,}47$$

Se verifica el diseño para los pies derechos de los muros perimetrales con un factor de utilización de la interacción de esfuerzos de flexión y compresión de 47% (ver tabla Nº27).

Tabla Nº 27
Resumen de resultados pie derecho en flexo-compresión

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	2,35	0,412	18	Cumple
Tensión en flexión (MPa)	9,19	3,55	39	Cumple
Verificación interacción	1	0,47	47	Cumple

4.5.3 Muros de corte

El muro a diseñar corresponde al M6, con tipología A. Las dimensiones del muro son 2,59 m de largo por 2,44 m de alto, sometido a una carga de 0,167 t proveniente de la combinación de carga D+E. Luego la relación de aspecto es la siguiente:

$$RA = \frac{2{,}44\ m}{2{,}59\ m} = 0{,}94$$

Como la relación de aspecto $RA < 2$, no aplica el factor de ajuste ni el factor de relación de aspecto, y el corte admisible se obtiene del valor de tabla N°9 para la tipología considerada dividida por el factor ASD.

$$V_{adm} = \frac{V_s}{Factor\ ASD} = \frac{0{,}714\ tf/m}{2} = 0{,}357\frac{tf}{m}$$

El corte de diseño se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_{dis} = V_{adm}\ x\ K_G\ x\ K_n$$

Donde:

V_{dis} : Capacidad al corte admisible de un muro en su plano por unidad de longitud

K_G : Factor de modificación por gravedad específica del pino radiata
K_n : factor de modificación por número de caras arriostradas

$$K_G = [1 - (0{,}5 - \rho_0)] = [1 - (0{,}5 - 0{,}45)] = 0{,}95$$
$$K_n = 1{,}0$$

Luego

$$V_{dis} = 0{,}357\ x\ 0{,}95\ x\ 1 = 0.339\frac{tf}{m}$$

Y la capacidad a corte del muro en base a su longitud:

$$V_{dis,total} = 0{,}339\frac{tf}{m}\ x\ 2{,}59\ m = 1{,}85\ t$$

La deformación lateral a la solicitación por corte está asociada a 3 componentes: Deformación por flexión, deformación por corte y deformación por volcamiento.

La deformación total puede calcularse como sigue,

$$\delta = V\left(\frac{2}{3}\ \frac{H^3}{E\ A_{ext}\ L^2}\right)_{Flexión} + V\left(\frac{H}{L\ G_a}\right)_{Corte} + T\ \left(\frac{H}{L\ K_{Anclaje}}\right)_{Volcamiento}$$

Para este caso en particular:

$V = 0{,}167\ t = 167\ kg$
$H = 244\ cm$
$E = 89.000\frac{kg}{cm^2}$
$A_{ext} = 4{,}1\ cm\ x\ 9\ cm\ x\ 2 = 73{,}8\ cm^2$
$L = 259\ cm$

$G_a = 2.679\ \frac{kg}{cm}$ (considerando muro arriostrado en una cara)

$K_{Anclaje} = 1.843\frac{kg}{cm}$ (Rigidez de anclaje HD3B_1) (Figura N° 26)

$T_{adm,Anclaje} = 730\ kg$

$L' = 259\ cm - 2\ x\ 4{,}1 = 250{,}8\ cm$ (distancia a eje de pies derechos laterales (Figura N°26)

$$T = \frac{M}{L'} = \frac{0{,}955\ t\ x\ m\ x\ 1.000\frac{kg}{tf}\ x\ 100\frac{cm}{m}}{250{,}8\ \ cm} = \frac{95.500\ kg\ x\ cm}{250{,}8\ \ cm} = 380{,}78\ kg < 730\ kg$$

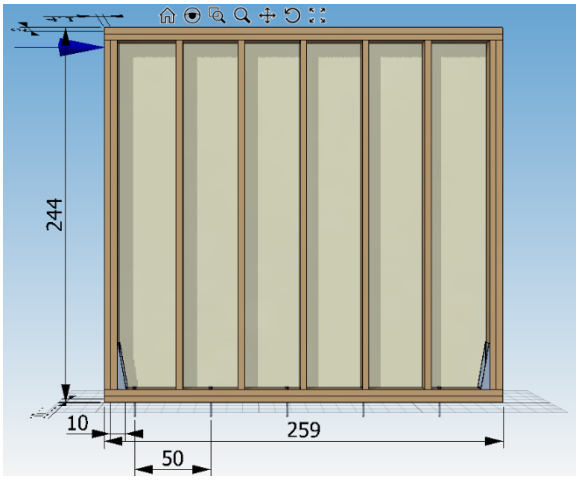
Por otro lado, se verifica el cumplimiento de la tensión en tracción en maderos laterales:

$$F_{tp,dis} = F_{tp}\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_{hf} x K_{ct} = 4{,}0\ MPa\ x\ 0{,}9\ x\ 1{,}6\ x\ 0{,}95\ x\ 0{,}7 = 4{,}03\ MPa$$

$$f_{tp} = \frac{730\ kg\ x\ \ 9{,}81\ m/s^2}{2\ x\ 41\ x\ 90\ mm^2} = 0{,}98\ MPa$$

$$F_{tp,dis} > \ f_{tp}$$

Por lo tanto, se cumple el diseño en tracción.



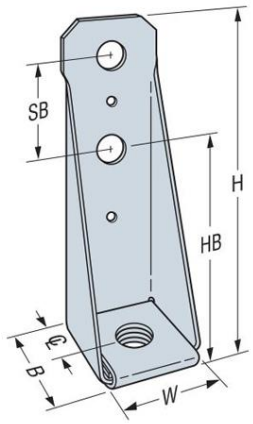


Figura Nº 26
Esquema en software C+T del muro M6-A y anclaje HD3B Simpson

Luego:

$$\delta_{flexión} = V\left(\frac{2}{3}\ \frac{H^3}{E\ A_{ext}\ L^2}\right) = \ 167\ kg\left(\frac{2}{3}\ \frac{(244\ cm)^3}{89.000\,\frac{kg}{cm^2}\ x\ 73{,}8\ cm^2\ x\ (259\ cm)^2}\right) = 0{,}0037\ cm$$

$$\delta_{corte} = V\left(\frac{H}{L\ G_a}\right) = 167\ kg\ \left(\frac{244\ cm}{259\ cm\ x\ 2.679\,\frac{kg}{cm}}\right) = 0{,}0587\ cm$$

$$\delta_{Volcamiento} = T\left(\frac{H}{L\ K_{Anclaje}}\right) = 380{,}78\ kg\left(\frac{244\ cm}{259\ cm\ 1.843\,\frac{kg}{cm}}\right) = 0{,}1942\ cm$$

$$\delta = 0{,}0037\ \ cm + 0{,}0587\ cm + 0{,}1942\ cm = 0{,}256\ cm$$

$$\delta_{adm} = 0.002\ x\ 230\ cm = 0{,}460\ cm$$

Se verifica el diseño del muro M6 con un porcentaje de utilización al corte de un 9% y un porcentaje de utilización por deformación de un 56%, por lo tanto, la capacidad del muro está condicionada por la deformación admisible que establece la NCh 433 (Tabla Nº 28).

Tabla Nº 28
Resumen diseño del muro M6

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Corte (t)	1,85	0,167	9	Cumple
Tracción (MPa)	4,03	0,98	24	Cumple
Deformación por corte (cm)	0,488	0,256	52	Cumple

Las verificaciones de los muros restantes se resumen en las Tablas Nº 29 a Nº 34. De ellas se observa la condición de trabajo, valor admisible y la cantidad de pernos de corte de Ø½“ que deben ser instalados al espaciamiento que se indica para cada muro, con el fin del correcto traspaso de la carga de corte a la base.

Los drift obtenidos mediante el cálculo de deformaciones utilizando el método SDPWS se presentan en la Figura Nº 27. De ella se observa el cumplimiento de la deformación máxima permitida por la NCh 433.

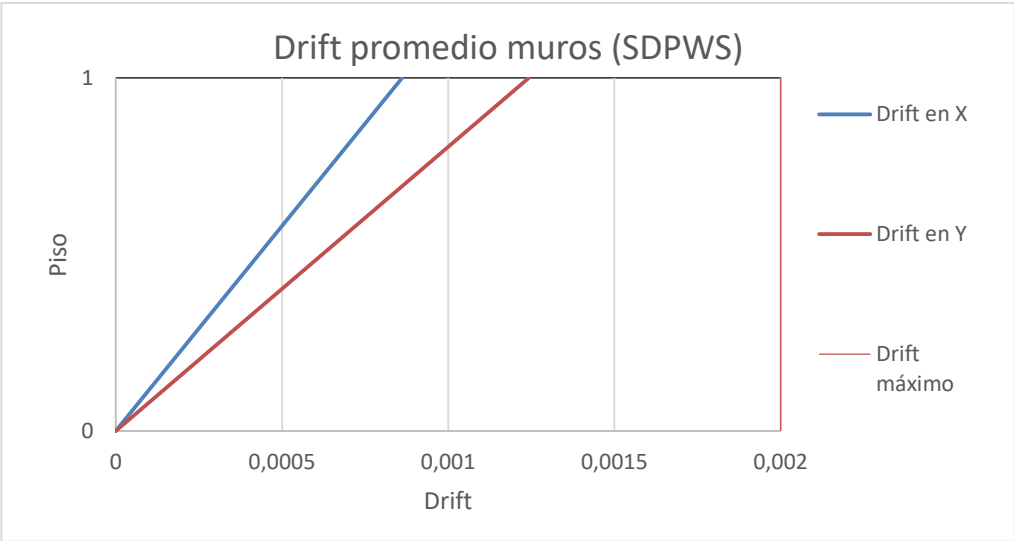


Figura Nº 27
Drift de la estructura

Tabla Nº 29
Condición de trabajo, muros de corte dirección x

Eje X	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
A	1	445	330	0,00206	0,07463	0,08123	0,158
A	2	47,9	180	0,00377	0,03317	0,17903	0,216
A	3	61,9	270	0,00308	0,03407	0,21596	0,253
E	4	171	170	0,00284	0,05438	0,07945	0,137
E	5	163	390	0,00308	0,05532	0,19142	0,250
D	6	167	380	0,00370	0,05870	0,19420	0,256
F	7	110,1	210	0,00244	0,0404	0,09238	0,135
G	8	410,8	290	0,00358	0,09456	0,0963	0,194

Tabla Nº 30
Valores admisibles y porcentajes de utilización, muros en la dirección X

Eje X	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
A	1	0,48	1.829	730	32	24	45
A	2	0,48	443	730	44	11	25
A	3	0,48	557	730	52	11	37
E	4	0,48	964	730	28	18	23
E	5	0,48	904	730	51	18	53
D	6	0,48	925	730	56	9	24
F	7	0,48	836	970	28	13	22
G	8	0,48	1.332	730	40	31	40

Tabla Nº 31
Condición de trabajo, muros de corte en la dirección Y

Eje y	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
3	9	1176	400	0,0187	0,24944	0,07432	0,343
7	10	561	560	0,02463	0,19767	0,17228	0,395
10	11	385	230	0,00723	0,08871	0,04563	0,141
6	12	571	360	0,01599	0,16077	0,08756	0,264

Tabla Nº 32
Verificación de esfuerzos en muros de corte eje Y

Eje y	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
3	9	0,48	1.438	1.380	70	82	29
7	10	0,48	865	1.380	81	65	41
10	11	0,48	1.323	1.380	29	29	17
6	12	0,48	1.083	1.380	54	53	26

Tabla Nº 33
Pernos de corte de muros, Eje X

Eje X	Muro	N° de pernos de corte por calculo	Espaciamiento de pernos de corte por calculo (cm)
A	1	1	-
A	2	1	-
A	3	1	-
E	4	1	-
E	5	1	-
D	6	1	-
F	7	1	-
G	8	1	-

Tabla N° 34
Pernos de corte de muros, Eje Y

Eje Y	Muro	N° de pernos de corte por calculo	Espaciamiento de pernos de corte por calculo (cm)
3	9	4	69
7	10	2	83
10	11	1	-
6	12	2	104

CAPÍTULO 5
EJEMPLO DE ESTRUCTURA DE 2 PISOS

5.1 Descripción del proyecto

La estructura corresponde a un edificio habitacional de 2 pisos con 4 departamentos por planta (Figura N°28). El sistema constructivo considerado corresponde al sistema marco-plataforma que consiste en tabiques estructurales arriostrados con placa OSB de 11,1 mm de espesor y con pies derechos 2x5” (41x114 mm) en el primer nivel y 2x4” (41x90 mm) en el segundo nivel.

Los diafragmas de entrepiso consideran un sistema de vigas compuestas de 2 piezas de 2x8” (41x185 mm) arriostradas con placa contrachapada de 15 mm.

La configuración antes descrita considera el cumplimiento de los criterios de diseño frente al fuego y desempeño acústico establecidos por la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

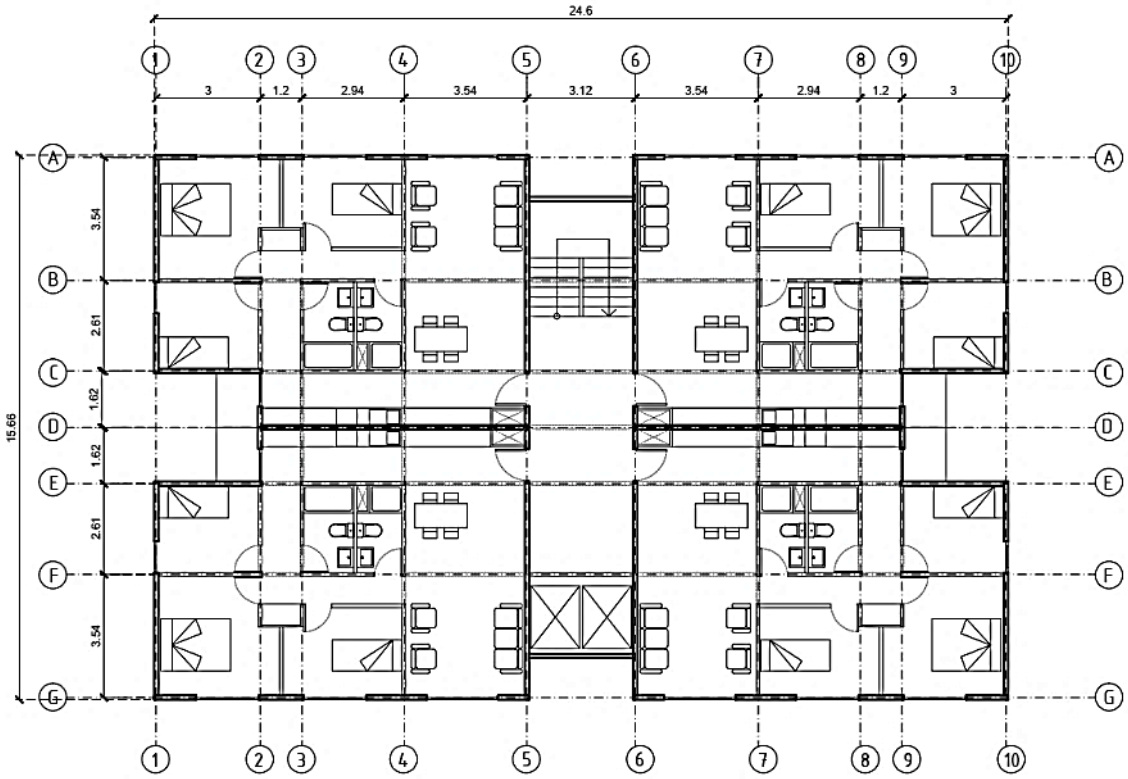


Figura Nº 28
Planta de arquitectura del edificio habitacional

5.2 Criterios de diseño

5.2.1 Madera y tableros

La madera que conforma los muros de corte y el diafragma de entrepiso corresponde a madera de pino radiata, cepillada y con grado estructural G1, cuyas propiedades mecánicas se indican en la Tabla N°3. Se considera que la humedad de servicio (H_s) donde se emplaza el proyecto es de un 15%.

Los elementos estructurales serán verificados conservadoramente a un contenido de humedad del 15%, sin embargo, se puede considerar un contenido de humedad entre un 12 y 14% para los elementos interiores de la estructura (pie derechos de muros divisorios y vigas de entrepiso).

Para muros de corte se consideran tableros OSB de espesor 11,1 con espaciamientos de clavado @15 cm cuyas propiedades para el diseño se indican en las Tablas Nº 9 y Nº 10 de este documento.

5.2.2 Peso propio

Las cargas de peso propio consideradas en el modelo con el software de elementos finitos y de diseño C+T son las que se indican en la Tabla Nº 35.

Tabla Nº 35
Pesos propios de elementos constructivos

Elemento constructivo	Peso por unidad de área (kg/m^2)
Cerámica de piso	15
Piso de hormigón e=5cm	105
Base contrachapada e=15 mm	10,5
Placa contrachapada e=12 mm	6,6
Viga doble 2x8@40 cm	17
Placa de yeso cartón	10,5
Aislación	1,2
Total	157,8

5.2.3 Sobrecargas

Las sobrecargas consideradas se ajustan a lo indicado en la norma NCh 1537 y son las que se indican.

Sobrecarga de uso en losas : 200 kg/m^2

Sobrecarga de uso sin reducción en techumbre : 100 kg/m^2

5.2.4 Viento

La carga de viento considerada se estimó de acuerdo a la Tabla Nº 1 de la norma NCh 432 of.71 para estructuras situadas en la ciudad, mediante interpolación lineal para primer y segundo piso (Tabla Nº 36).

Tabla Nº 36
Carga básica de viento por piso

Piso	Carga (kg/m^2)
1	58,6
2	62,2

5.2.5 Sismo

El análisis sismorresistente ejecutado corresponde al método de la carga estática equivalente de la NCh 433, aplicable a estructuras de hasta 5 pisos y de altura no mayor a 20 m.

Las características consideradas para la estructura y el terreno son las que se observan en la Tabla Nº 37.

Tabla Nº 37
Características para determinación del corte basal

Zona sísmica	2
Suelo de fundación	C
Clasificación del edificio	II
Coeficiente de importancia (I)	1,0
Factor de modificación de la respuesta (R)	5,5
Coeficiente sísmico máximo ($C_{máx}$)	0,126

Para el cálculo del peso sísmico, se utilizó la cubicación efectuada internamente por el software de elementos finitos añadiendo la carga muerta no considerada en este como los elementos no estructurales.

El peso sísmico para estructuras habitacionales se calculó como sigue:

$$P_{sísmico} = D + 0{,}25L$$

Donde,
D: Peso propio de la estructura
L: Sobrecarga de uso

La Tabla Nº 38, presenta el peso por piso considerado para el cálculo del corte basal

Tabla Nº 38
Peso sísmico por piso

Piso	Peso (ton)	Área planta (m^2)	Peso por unidad de área (t/m^2)
1	99,7	353	0,28
2	69,0	353	0,20

Luego el corte basal está dado por:

$$Q_{basal} = C\ x\ I\ x\ P = 0{,}126\ x\ 1{,}0\ x\ (68{,}99 + 99{,}67)\ tf = 21{,}3\ tf$$

La distribución en altura se efectuó de acuerdo a la NCh 433 considerando los efectos de torsión accidental, como se observa en la Tabla Nº39.

Tabla Nº 39
Cargas aplicadas los diafragmas modelados

Piso	Carga aplicada en dirección X e Y (tf)	Momento torsor en X (tf x m)	Momento torsor en Y (tf x m)
1	8,4	11,0	6,5
2	12,9	33,9	20,1

5.3 Modelo en Software de elementos finitos

Las tipologías de muro incorporadas en el modelo se presentan en la Tabla Nº 40 y sus factores de modificación en las Tablas Nº 41 y Nº 42.

El software C+T proporciona los coeficientes de modificación de rigidez en función de la tipología definida que a su vez deben ser ingresados en el software de elementos finitos en la sección de "*stiffness modifiers*".

El modelo implementado en el software de elementos finitos y las plantas estructurales se presentan en las Figuras Nº 32 a Nº 34.

El sistema de vigas se dispuso de manera de generar las menores luces posibles sin perjudicar los espacios libres de muros en el edificio (ver planta estructural del modelo).

Para las vigas estructurales se definieron elementos tipo frame de sección rectangular 2p 2x8" (82x185 mm), mientras que para la placa de arriostre del envigado se definió un

elemento Shell tipo membrana con espesor 15 mm cuya función es el traspaso de cargas de la losa a las vigas.

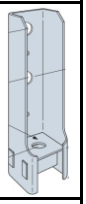
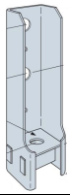
Las propiedades de la madera son las que se indican en la Tabla Nº 1 y las combinaciones de carga utilizadas de acuerdo a la NCh 3171, fueron las que se listan a continuación:

I.	D	IX.	$D \pm 0{,}75E_Y \pm 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$
II.	$D + L$	X.	$D \pm 0{,}75W_X \pm 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$
III.	$D + 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$	XI.	$D \pm 0{,}75W_Y \pm 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$
IV.	$D \pm E_X$	XII.	$0{,}6D \pm E_X$
V.	$D \pm E_Y$	XIII.	$0{,}6D \pm E_Y$
VI.	$D \pm W_X$	XIV.	$0{,}6D \pm W_Y$
VII.	$D \pm W_Y$	XV.	$0{,}6D \pm E_Y$
VIII.	$D \pm 0{,}75E_X \pm 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$		

Donde:

D : Peso propio de la estructura (kg/m^2)
L_F : Sobrecarga de uso pisos (kg/m^2)
L_R : Sobrecarga de techo (kg/m^2)
W : Viento en ambas direcciones laterales ortogonales (kg/m^2)
E : Sismo en ambas direcciones laterales ortogonales (kg/m^2)

Tabla Nº 4
Tipologías de muros

Tipología	Estructura	Placa de Arriostre	Sistema de Anclaje
A	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G1, seca en cámara, escuadría 41x114 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
B	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G1, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
C	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G1, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD7B_1 
D	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G1, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
E	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G1, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_1
F	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual G1, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD7B_1 

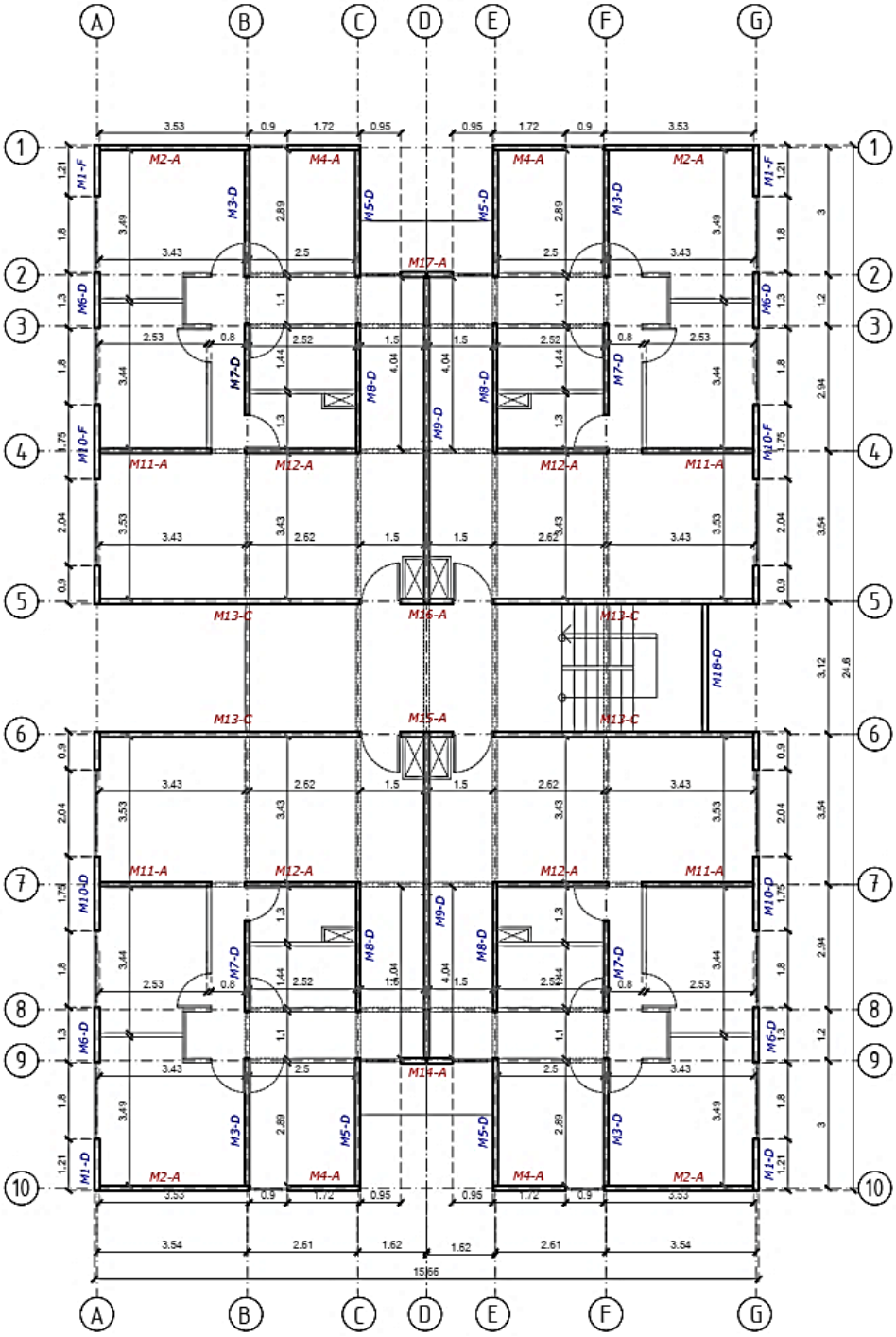


Figura Nº 29
Muros primer piso

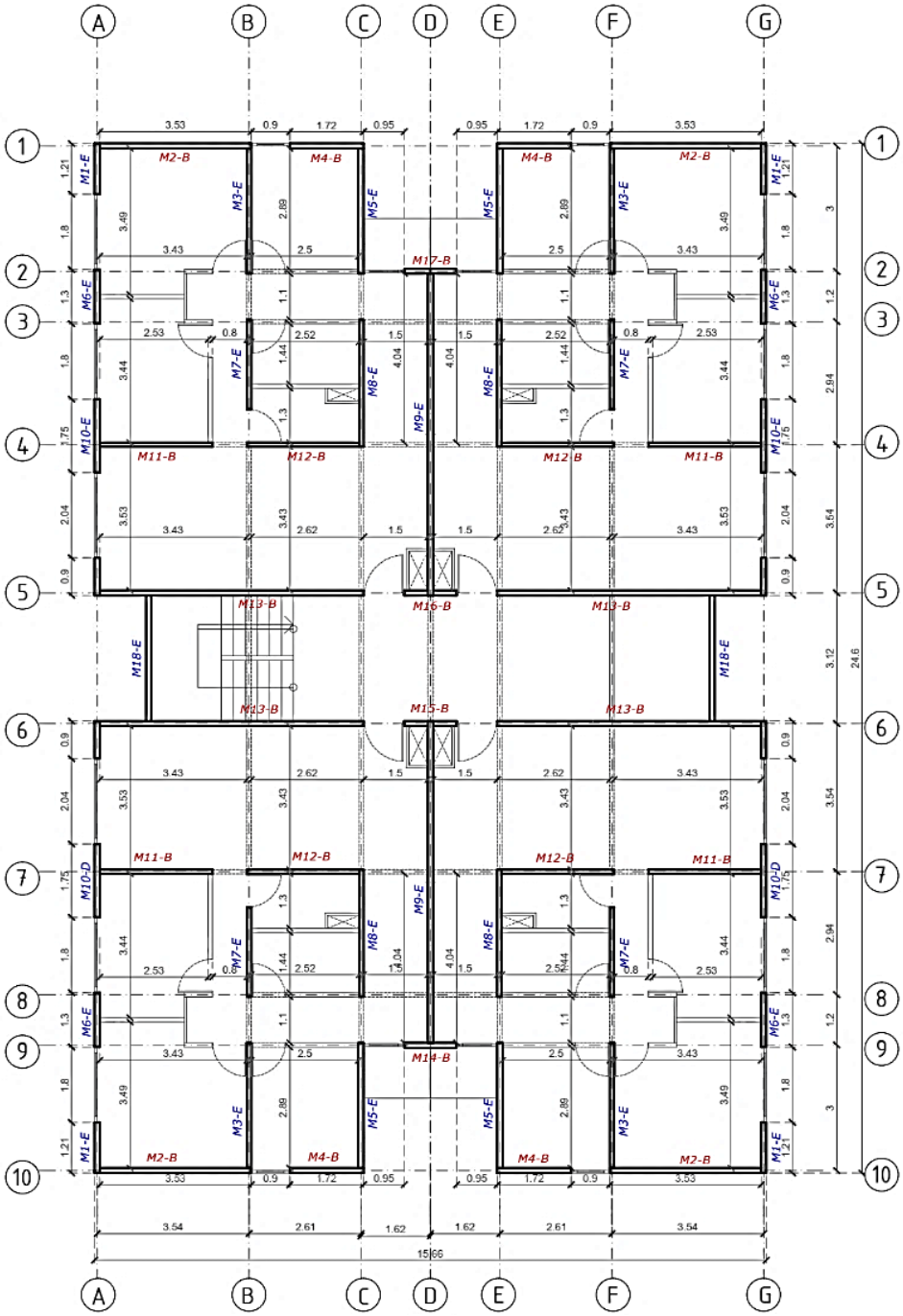


Figura Nº 30
Muros segundo piso

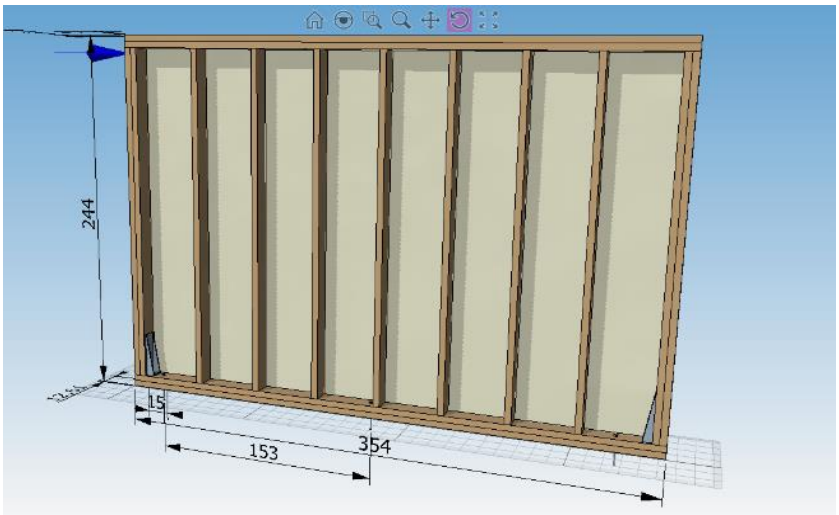


Figura Nº 31
Modelo de muro software C+T

Tabla Nº 41/1
Coeficientes de modificación de rigidez en dirección X

Eje X	Muro	Tipología	Largo (cm)	f_{12}	f_{11},f_{22}	f_{peso},f_{masa}
1	M2-P1	A	354	0,004845	0,125662	0,365225
	M2-P2	B	354	0,003137	0,099207	0,218285
	M4-P1	A	172	0,003266	0,184735	0,423156
	M4-P2	B	172	0,002395	0,145844	0,26402
2	M14-P1	A	121	0,002578	0,210079	0,44801
	M14-P2	B	121	0,002011	0,165852	0,283641
4	M11-P1	A	270	0,004249	0,14122	0,380482
	M11-P2	B	270	0,002878	0,111489	0,23033
	M12-P1	A	261	0,004171	0,14609	0,385258
	M12-P2	B	261	0,002842	0,115334	0,2341
5	M13-P1	C	615	0,006767	0,108498	0,348393
	M13-P2	B	615	0,003577	0,085656	0,204997
	M15-P1	A	121	0,002578	0,210079	0,44801
	M15-P2	B	121	0,002011	0,165852	0,283641
6	M13-P1	C	615	0,006767	0,108498	0,348393
	M13-P2	B	615	0,003577	0,085656	0,204997
	M15-P1	A	121	0,002578	0,210079	0,44801
	M15-P2	B	121	0,002011	0,165852	0,283641

Tabla Nº 41/2
Coeficientes de modificación de rigidez en dirección X

Eje X	Muro	Tipología	Largo (cm)	f_{12}	f_{11},f_{22}	f_{peso},f_{masa}
7	M11-P1	A	270	0,004249	0,141220	0,380482
	M11-P2	B	270	0,002878	0,111489	0,23033
	M12-P1	A	261	0,004171	0,14609	0,385258
	M12-P2	B	261	0,002842	0,115334	0,2341
9	M17-P1	A	121	0,002578	0,210079	0,44801
	M17-P2	B	121	0,002011	0,165852	0,283641
10	M2-P1	A	354	0,004845	0,125662	0,365225
	M2-P2	B	354	0,003137	0,099207	0,218285
	M4-P1	A	172	0,003266	0,184735	0,423156
	M4-P2	B	172	0,002395	0,145844	0,26402

Tabla Nº 42/1
Coeficientes de modificación de muros en dirección Y

Eje Y	Muro	Tipología	Largo (cm)	f_{12}	f_{11},f_{22}	f_{peso},f_{masa}
A	M1-P1	D	121	0,002000	0,210079	0,327013
	M1-P2	E	121	0,001092	0,165852	0,283641
	M6-P1	D	130	0,002072	0,219977	0,33672
	M6-P2	E	130	0,001151	0,173666	0,291304
	M10-P1	D	175	0,002411	0,181568	0,299054
	M10-P2	D	175	0,002415	0,143343	0,261568
AU1	M18-1	D	312	0,003021	0,132394	0,25083
	M18-2	E	312	0,002055	0,104521	0,223497
B	M3-P1	D	300	0,002982	0,137689	0,256023
	M3-P2	E	300	0,002011	0,108702	0,227597
	M7-P1	D	214	0,002632	0,163327	0,281165
	M7-P2	E	214	0,001642	0,128942	0,247445
C	M5-P1	D	300	0,002982	0,137689	0,256023
	M5-P2	E	300	0,002011	0,108702	0,227597
	M8-P1	D	294	0,002961	0,140499	0,258779
	M8-P2	E	294	0,001988	0,110921	0,229772
D	M9-P1	D	768	0,003728	0,099295	0,218372
	M9-P2	E	768	0,003023	0,078391	0,197872
E	M5-P1	D	300	0,002982	0,137689	0,256023
	M5-P2	E	300	0,002011	0,108702	0,227597
	M8-P1	D	294	0,002961	0,140499	0,258779
	M8-P2	E	294	0,001988	0,110921	0,229772

Tabla N° 42/2
Coeficientes de modificación de muros en dirección Y

Eje Y	Muro	Tipología	Largo (cm)	f_{12}	f_{11},f_{22}	f_{peso},f_{masa}
F	M3-P1	D	300	0,002982	0,137689	0,256023
	M3-P2	E	300	0,002011	0,108702	0,227597
	M7-P1	D	214	0,002632	0,163327	0,281165
	M7-P2	E	214	0,001642	0,128942	0,247445
AU2	M18-P2	E	312	0,002055	0,104521	0,223497
G	M1-P1	F	121	0,002522	0,210079	0,327013
	M1-P2	E	121	0,001092	0,165852	0,283641
	M6-P1	D	130	0,002072	0,219977	0,33672
	M6-P2	E	130	0,001151	0,173666	0,291304
	M10-P1	F	175	0,0029	0,181568	0,299054
	M10-P2	E	175	0,001435	0,143343	0,261568

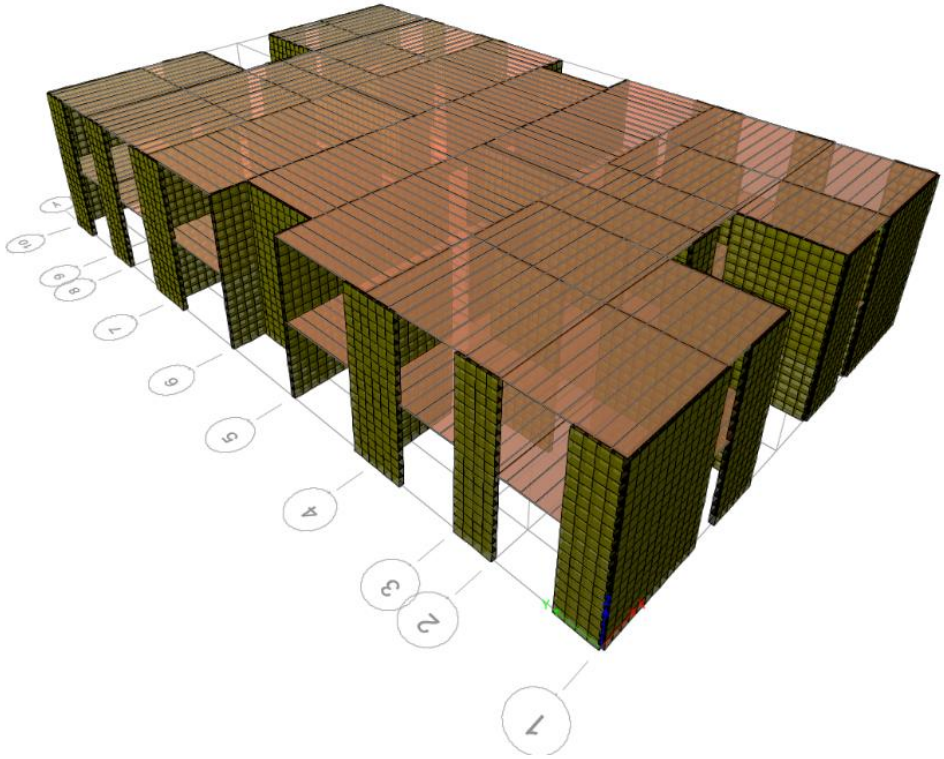


Figura Nº 32
Modelo en software de elementos finitos

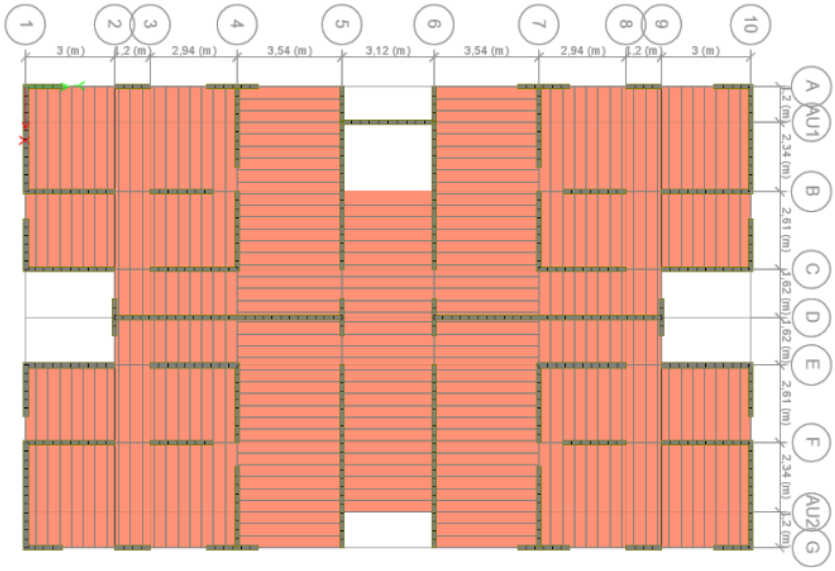


Figura N° 33
Vista en planta segundo piso

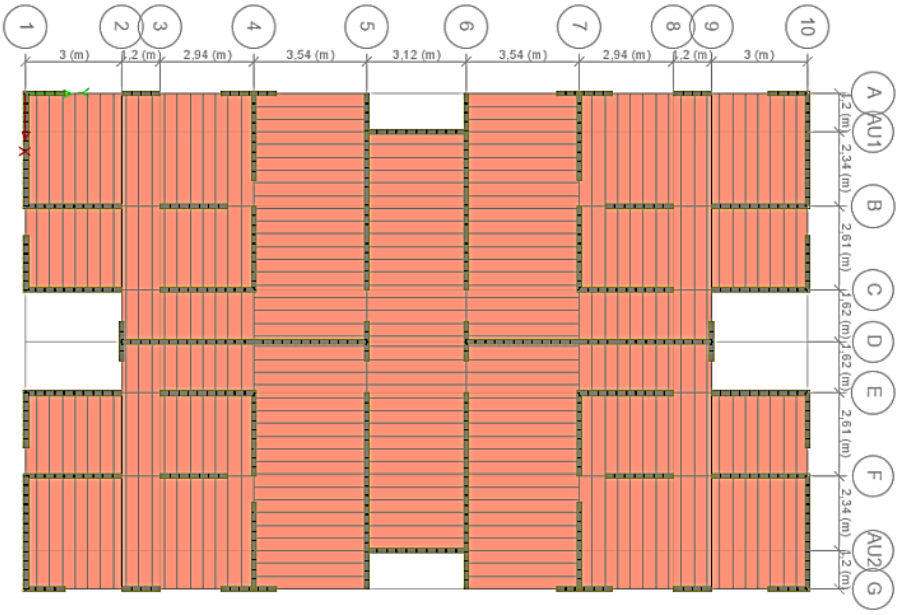


Figura Nº 34
Vista en planta de techo

5.4 Resultados del análisis del modelo en software de elementos finitos

Las Figuras Nº 35 y N° 36 presentan los diagramas de esfuerzos de corte y momento típicos obtenidos para un eje en particular, mientras que la Figura Nº 40, presenta los drift obtenidos al analizar el modelo utilizando las tipologías expuestas en la Tabla Nº 40. Las Figuras Nº 37, Nº 38 y Nº 39 presentan los diaframas de esfuerzo de las vigas modeladas. De este gráfico se evidencia el cumplimiento del criterio de deformaciones máximas establecido por la NCh 433 de manera global y permite la verificación de cada muro en particular. De no cumplirse el criterio de deformaciones, se deben elegir nuevas tipologías que permitan reducir las deformaciones laterales y volver a analizar el modelo hasta su cumpliento, para continuar con la siguiente etapa de diseño.

Las Tablas Nº 43 y Nº 44, presentan las solicitaciones al corte, momento y carga axial a las que están sometidos los muros que conforman la estructura.

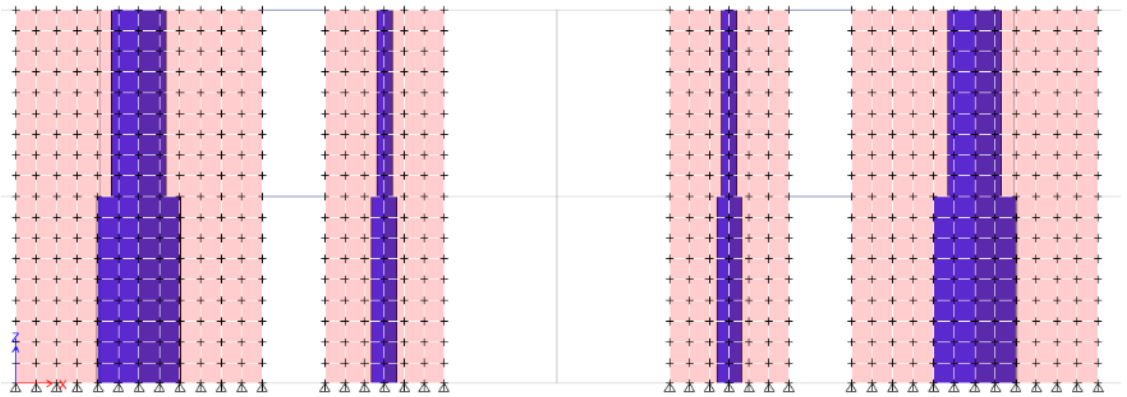


Figura Nº 35
Diagrama de esfuerzos de corte, eje 1

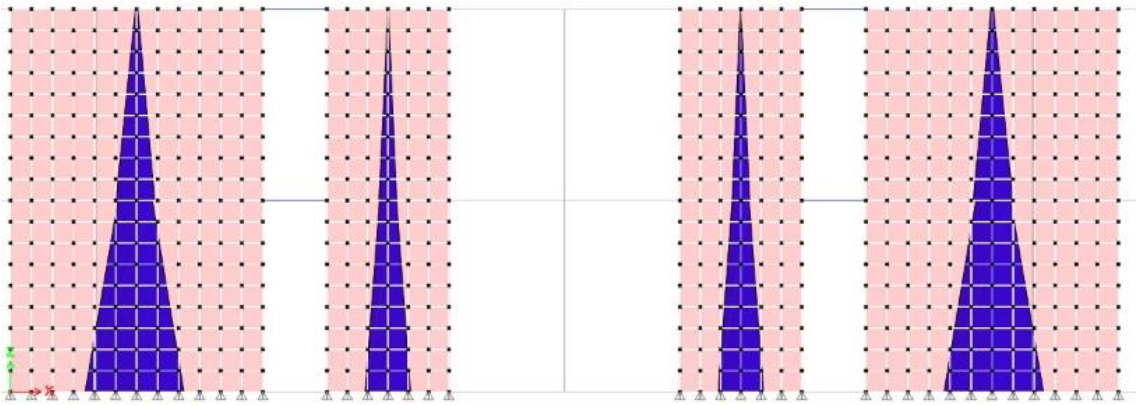


Figura Nº 36
Diagrama de momento, eje 1

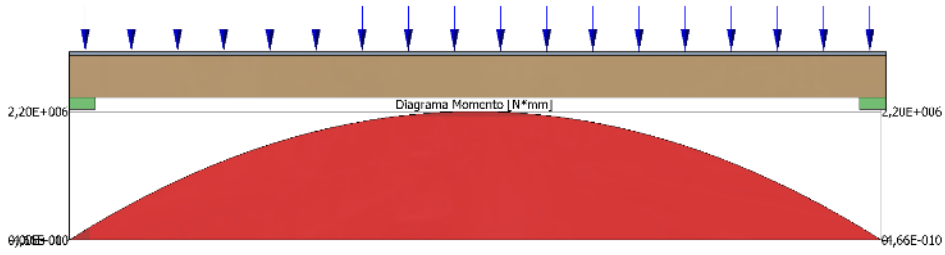


Figura Nº 37
Diagrama de momento vigas 2P2X8" @40cm
Software C+T

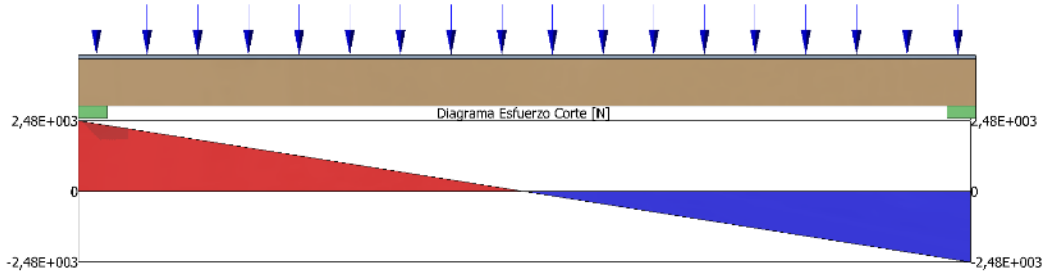


Figura Nº 38
Diagrama de esfuerzo de corte Vigas 2P 2X8" @40cm
Software C+T

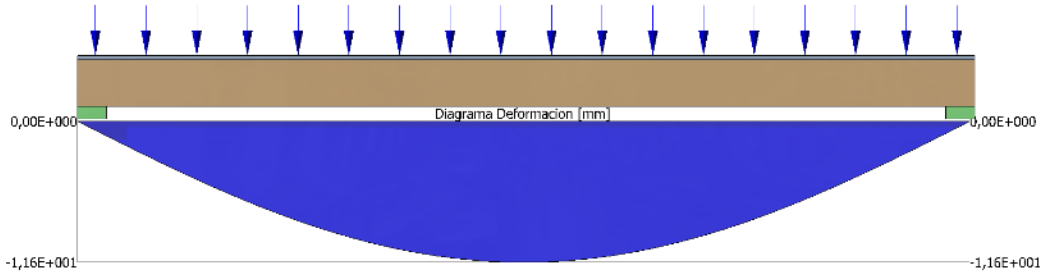


Figura Nº 39
Deformada y deformación debido a carga total
Software C+T

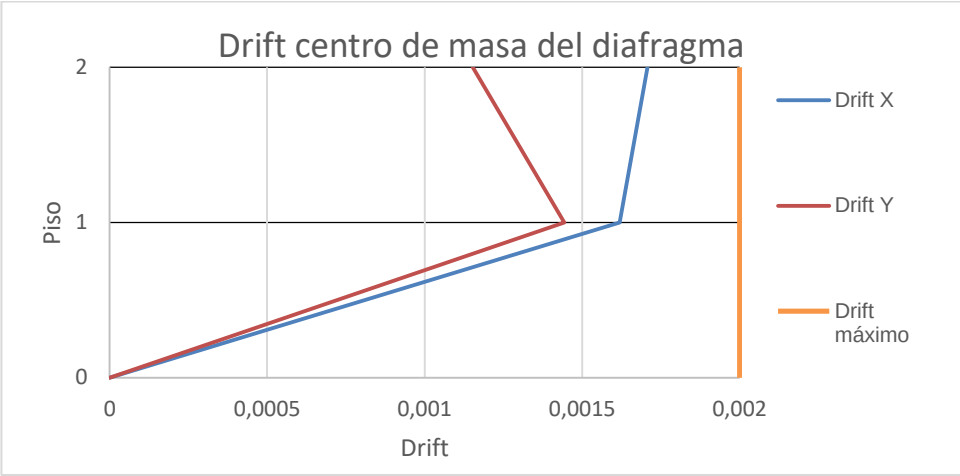


Figura Nº 40
Drift por piso de la estructura

Tabla Nº 43/1
Resultados de esfuerzos en muros dirección "X"

Eje X	Muro	Tipología	Corte (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga de compresión en pie derechos (kg)
1	M2-P1	A	1,55	3,53	1,02	0,96	87
	M2-P2	B	1,03	1,50	0,43	0,40	36
	M4-P1	A	0,45	1,55	0,95	1,01	144
	M4-P2	B	0,33	0,65	0,40	0,44	63
2	M14-P1	A	0,22	0,98	0,87	0,53	88
	M14-P2	B	0,15	0,39	0,35	0,21	35
4	M11-P1	A	0,84	2,90	1,11	4,10	456
	M11-P2	B	0,60	1,20	0,46	1,65	183
	M12-P1	A	0,76	2,72	1,08	4,59	510
	M12-P2	B	0,53	0,91	0,36	1,94	216
5	M13-P1	C	2,60	14,50	2,39	12,50	694
	M13-P2	B	1,50	5,51	0,91	5,21	289
	M15-P1	A	0,17	0,76	0,67	4,32	720
	M15-P2	B	0,12	0,31	0,27	1,82	303
6	M13-P1	C	2,29	13,90	2,29	12,50	694
	M13-P2	B	1,34	5,30	0,87	5,21	289
	M15-P1	A	0,16	0,67	0,59	4,32	720
	M15-P2	B	0,10	0,27	0,24	1,82	303

Tabla Nº 43/2
Resultados de esfuerzos en muros dirección "X"

Eje X	Muro	Tipología	Corte (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga de compresión en pie derechos (kg)
7	M11-P1	A	0,58	2,10	0,80	4,00	444
	M11-P2	B	0,41	0,82	0,31	1,65	183
	M12-P1	A	1,55	1,95	0,77	4,59	510
	M12-P2	B	0,35	0,76	0,30	1,94	216
9	M17-P1	A	0,11	0,47	0,42	0,80	133
	M17-P2	B	0,10	0,18	0,16	0,35	58
10	M2-P1	A	1,55	3,53	1,02	0,96	87
	M2-P2	B	1,03	1,50	0,43	0,40	36
	M4-P1	A	0,45	1,55	0,95	1,01	144
	M4-P2	B	0,33	0,65	0,40	0,44	63

Tabla Nº 44/1
Resultados de esfuerzos en muros, dirección "Y"

Eje Y	Muro	Tipología	Corte (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga de compresión en pie derechos (kg)
A	M1-P1	D	0,17	0,79	0,70	2,3	383
	M1-P2	E	0,1	0,28	0,25	1,7	275
	M6-P1	D	0,15	0,52	0,43	3,5	580
	M6-P2	E	0,04	0,12	0,10	2,4	410
	M10-P1	D	0,23	1,44	0,86	2,5	357
	M10-P2	D	0,28	1,47	0,88	1,8	251
AU1	M18-1	D	0,66	0,71	0,23	1,4	139
	M18-2	E	0,29	0,22	0,07	1,0	104
B	M3-P1	D	0,68	2,79	0,96	6,9	687
	M3-P2	E	0,34	0,97	0,33	4,7	465
	M7-P1	D	0,33	1,39	0,68	6,1	768
	M7-P2	E	0,14	0,31	0,15	4,3	540
C	M5-P1	D	0,7	2,40	0,82	3,5	350
	M5-P2	E	0,34	0,80	0,27	2,3	228
	M8-P1	D	0,65	2,21	0,77	5,3	530
	M8-P2	E	0,29	0,71	0,25	3,6	360
D	M9-P1	D	2,34	5,11	0,67	6,7	305
	M9-P2	E	1,36	2,15	0,28	4,7	211

Tabla Nº 44/2
Resultados de esfuerzos en muros, dirección "Y"

Eje Y	Muro	Tipología	Corte (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga de compresión en pie derechos (kg)
E	M5-P1	D	0,72	2,88	0,99	3,4	344
	M5-P2	E	0,35	1,00	0,34	2,3	227
	M8-P1	D	0,7	2,17	0,76	5,1	510
	M8-P2	E	0,33	0,69	0,24	3,6	360
F	M3-P1	D	0,77	3,55	1,22	6,8	680
	M3-P2	E	0,4	1,30	0,45	4,7	465
	M7-P1	D	0,45	1,84	0,89	6,1	763
	M7-P2	E	0,19	0,54	0,26	4,2	540
AU2	M18-P2	E	0,35	0,35	0,12	0,5	45
G	M1-P1	F	0,25	0,79	0,70	2,8	467
	M1-P2	E	0,1	0,28	0,25	1,7	278
	M6-P1	D	0,2	0,74	0,61	3,5	580
	M6-P2	E	0,1	0,18	0,15	2,4	410
	M10-P1	F	0,38	1,89	1,13	3,0	429
	M10-P2	E	0,17	0,61	0,37	1,8	259

5.5 Diseño de elementos estructurales

5.5.1 Vigas

Las vigas más solicitadas corresponden a aquellas que cubren una luz de 3.540 mm. y que soportan una carga total proveniente de la combinación D+Lf (carga muerta y sobrecarga de uso). Para soportar estas cargas, se especifican 2 piezas de escuadría 2x8" con terminación cepillada (82x185 mm) grado estructural G1, separadas cada 400 mm y arriostradas con placas de madera contrachapada.

$$Q_{tot} = 357{,}8\frac{kg}{m^2}$$

La carga uniformemente distribuida aplicada sobre las vigas más solicitadas considera la carga total multiplicada por su ancho tributario.

$$q_{total} = Q_{tot}\ x\ A_{tributario} = 357{,}8\ \frac{kg}{m^2}\ x\ 0{,}4\ m = 143{,}1\frac{kg}{m} = 1{,}4\frac{N}{mm}$$

5.5.1.1 Capacidad en flexión

La tensión de trabajo en flexión se calcula como sigue:

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n}$$

El momento máximo en una viga simplemente apoyada se obtiene de la siguiente expresión:

$$M_{máx} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1{,}4\frac{N}{mm}\ x\ (3.540\ mm)^2}{8} = 2.199.307\ N\ x\ mm$$

El módulo de flexión para una sección rectangular está dado por:

$$W_n = \frac{b\ x\ h^2}{6} = \frac{82\ mm\ x\ (185\ mm)^2}{6} = 467.742\ mm^3$$

Luego

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n} = \frac{2.199.307\ N\ x\ mm}{467.742\ mm^3} = 4{,}7$$

La tensión de diseño en flexión para piezas arriostradas sin riesgo al volcamiento está dada por:

$$F_{f,dis} = F_f\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_C\ x\ K_{hf}$$

Donde:

F_f : Tensión admisible en flexión para el grado G1
K_H : FM por humedad (FM de uso general)
K_D : FM por duración de carga (FM de uso general)
K_C : FM por trabajo conjunto en flexión (FM de uso general)
K_{hf} : FM por altura

Para piezas de pino radiata grado estructural G1 de altura $h > 90\ mm$ se debe aplicar:

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{h}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{90}{185}\right)^{\frac{1}{5}} = 0{,}87$$

$$K_H = 1 - \Delta H x \Delta R = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}025 = 0{,}925$$

Para una combinación D+Lf el factor de modificación por duración de carga $K_D = 1{,}0$

Para vigas arriostradas con placa o espaciadas a menos de 610 mm aplica el factor de modificación por trabajo conjunto $K_c = 1{,}15$ que aplica en este caso.

Luego la tensión de diseño en flexión es la siguiente

$$\mathrm{F_{f,dis}} = F_f \; x \; K_H \; x \; K_D \; x \; K_C \; x \; K_{hf} = 7{,}5 \; MPa \; x \; 0{,}925 \; x \; 1{,}0 \; x \; 1{,}15 \; x \; 0{,}87 = 6{,}9 \; MPa$$

5.5.1.2 Capacidad al cizalle paralelo

La tensión de trabajo en cizalle paralelo está dada por:

$$f_{cz} = \frac{3}{2} \; x \; \frac{V_{máx}}{b \; x \; h}$$

El esfuerzo de corte máximo para vigas simplemente apoyadas se calcula como sigue:

$$V_{máx} = \frac{q \; x \; l}{2} = \frac{1{,}4 \frac{N}{mm} \; x \; 3.440 \; mm}{2} = 2.485 \; N$$

$$f_{cz} = \frac{3}{2} \; x \; \frac{2.485 \; N}{82 \; mm \; x \; 185 \; mm} = 1{,}05 \; MPa$$

La tensión de diseño al cizalle paralelo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \; x \; K_H \; x \; K_D \; x \; K_r$$

Donde:

$\boldsymbol{F_{cz}}$ **:** Tensión admisible en cizalle
$\boldsymbol{K_H}$ **:** FM por contenido de humedad (FM de uso general)
$\boldsymbol{K_D}$ **:** FM por duración de carga (FM de uso general)
$\boldsymbol{K_r}$ **:** FM por rebaje

Con

$$K_H = 1 - \Delta H x \Delta R = 1 - (15 - 12) \; x \; 0{,}015 = 0{,}96$$

$K_D = 1{,}0$ (Combinación D+Lf)

$K_r = 1$, Considerando piezas sin rebaje

$$F_{cz,dis} = 1{,}1 MPa \; x \; 0{,}96 \; x \; 1{,}0 \; x \; 1{,}0 = 1{,}05 \; MPa$$

5.5.1.3 Capacidad a compresión normal

La tensión de trabajo en compresión normal está dada por:

$$f_{cn} = \frac{R}{A_n}$$

Donde:

R : Carga aplicada (reacción en el apoyo) (N)
A_n : Área neta aplastada (mm^2)
R : Depende de la configuración de carga

$$A_n = 82\ mm\ x\ 114\ mm = 9.348\ mm^2$$

$$R = V_{máx} = 2.485\ N$$

$$f_{cn} = \frac{2.485\ N}{2.485\ mm^2} = 0{,}27\ MPa$$

La tensión de diseño en compresión normal está dada por:

$$F_{cn,dis} = F_{cn}\ x\ K_H\ x\ K_{cn}$$

Donde:

F_{cn}: Tensión admisible en compresión normal (MPa)
$K_H = 0{,}9$
K_{cn} : Factor de modificación por aplastamiento

Para el caso “típico” de apoyo en vigas $K_{cn} = 0{,}8$

$$F_{cn,dis} = 2{,}5\ MPa\ x\ 0{,}9\ x\ 0{,}8 = 1{,}8\ MPa$$

5.5.1.4 Cálculo de la deformación total y por sobrecarga

La deformación total está dada por:

$$\delta_{tot} = \left(\frac{5}{384}\right) x\ \frac{q\ x\ l^4}{E_{dis}\ x\ I}$$

$$E_{dis} = E_k\ x\ K_H\ x\ K_{hE}$$

Con

$$E_k = 0{,}6\ x\ E = 0{,}6\ x\ 10.000\ MPa = 6.000\ MPa$$

$$K_H = 1 - \Delta H x \Delta R = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}017 = 0{,}949$$

$K_{hE} = 1$, pues h > 180 mm

$$I = \frac{b\ x\ h^3}{12} = \frac{82\ x\ (185\ mm)^3}{12} = 43.266.104\ mm^4$$

$$q_{total} = 1{,}4\frac{N}{mm}$$

$$l = 3.540\ mm$$

Luego

$$E_{dis} = 6.000\ MPa\ x\ 0{,}949\ x\ 1{,}0 = 5.694\ MPa$$

$$\delta_{tot} = \left(\frac{5}{384}\right) x\ \frac{1{,}4\frac{N}{mm}\ x\ (3.540\ mm)^4}{5.694\ MPa\ x\ 43.266.104\ mm^4} = 11{,}65\ mm$$

Repitiendo el cálculo para sobrecarga se tiene:

$$q_{Sobrecarga} = 0{,}7848\frac{N}{mm}$$

$$\delta_{Sobrecarga} = \left(\frac{5}{384}\right) x\ \frac{0{,}7848\frac{N}{mm}\ x\ (3.540\ mm)^4}{5.694\ MPa\ x\ 43.266.104\ mm^4} = 6{,}51\ mm$$

Las deformaciones admisibles para los estados de carga considerados se indican en la Tabla Nº 45.

Tabla Nº 45
Deformaciones admisibles consideradas según estado de carga

Estado de carga	Criterio de diseño	Deformación admisible (mm)
Carga total	L/300	11,8
Sobrecarga	L/360	9,8

5.5.1.5 Resumen de resultados del diseño a la flexión

La Tabla Nº46 presenta el resumen de los resultados obtenidos para el diseño de las vigas más solicitadas. De ella se observa que el diseño está controlado por la deformación admisible alcanzando un 99% de utilización, seguido por la capacidad en flexión con un 68%.

Se concluye que las vigas compuestas por 2 piezas de 2x8” que cubren una luz de 3,54 m, son apropiadas para resistir las solicitaciones de trabajo.

Tabla Nº 46
Resumen de resultados de diseño de vigas estructurales

Esfuerzo	Condición de trabajo	Valor de diseño	Utilización (%)
Flexión (MPa)	4,7	6,9	68
Corte (MPa)	0,25	1,1	23
Compresión normal (MPa)	0,27	1,8	15
Deformaciones Carga total (mm)	11,65	11,8	99
Deformaciones Sobrecarga (mm)	6,5	9,8	66

5.5.2 Columnas

5.5.2.1 Columna muro interior más solicitada Piso 1

El muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al M15 (ver planta) con una carga de compresión de 720 kg.

Los pies derechos corresponden a piezas cepilladas de escuadría 2x5" (41x114mm), grado estructural G1 y largo 2.440 mm.

El pandeo está restringido en el eje débil del pie derecho debido a la instalación de la placa de arriostre lo que induce la falla en el eje fuerte con largo de pandeo igual 2.440 mm.

$$\lambda = \frac{l_p}{i}$$

$$l_p = k\ x\ l = 1{,}0\ x\ 2.440\ mm = 2.440\ mm$$

El radio de giro (i) se obtiene se obtiene de la siguiente expresión:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b\ x\ h^3}{12}}{b\ x\ h}} = \frac{114}{\sqrt{12}} = 32{,}9\ mm$$

Luego la esbeltez reguladora del diseño corresponde a:

$$\lambda = \frac{2.440\ mm}{32{,}9\ mm} = 74{,}1$$

Como $\boldsymbol{\lambda} \leq \mathbf{170}$ se cumple con la restricción de esbeltez.

La tensión de trabajo de una columna simple sometida a compresión paralela a su fibra, se calcula de acuerdo a la expresión:

$$f_{cp} = \frac{N}{A} = \frac{720\ kg\ x\ 9{,}81\ m/s^2}{114\ mm\ x\ 41\ mm} = 1{,}51\ MPa$$

Como $\lambda \geq 10$ se debe considerar el cálculo de la tensión admisible con inestabilidad lateral.

$$F_{cp,dis} = F_{cp}\ x\ K_H\ x\ K_D$$

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_\lambda$$

Con

$$F_{cp} = 7{,}5\ MPa$$

$$K_H\ = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}048 = 0{,}86$$

$K_D = 1{,}0$ (combinación D+L_r)

Luego

$$F_{cp,dis} = 7{,}5\ MPa\ x\ 0{,}86\ x\ 1{,}0 = 6{,}42\ MPa$$

El factor de modificación por esbeltez se define como sigue

$$K_\lambda = A - \sqrt{A^2 - B}$$

Para el cálculo de los parámetros A y B se debe estimar el módulo de elasticidad de diseño (E_{dis}) y la tensión crítica de pandeo (F_{cE})

$$E_{dis} = E\ x\ K_h\ x\ K_{he}$$

$$E = 10.000\ MPa$$

$$K_h = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}017 = 0{,}95$$

$$K_{he} = \left(\frac{h}{180}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{114}{180}\right)^{\frac{1}{4}} = 0{,}89$$

$$E_{dis} = 10.000\ MPa\ x\ 0{,}95\ x\ 0{,}89 = 8.466\ MPa$$

$$F_{cE} = \frac{3{,}6 * E_{dis}}{\lambda^2} = \frac{3{,}6 * 8.466\ MPa}{74{,}1^2} = 5{,}54\ MPa$$

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} * \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2c} = \frac{\frac{5{,}54\ MPa}{6{,}42\ MPa} * \left(1 + \frac{74{,}1}{200}\right) + 1}{2\ x\ 0{,}85} = 1{,}28$$

$$B = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}}}{c} = \frac{\frac{5{,}54\ MPa}{6{,}42\ MPa}}{0{,}85} = 1{,}016$$

$$K_\lambda = 1{,}28 - \sqrt{1{,}28^2 - 1{,}016} = 0{,}488$$

Finalmente, la tensión de diseño en compresión paralela se calcula como sigue:

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_\lambda = 6{,}42\ MPa\ x\ 0{,}488 = 3{,}13\ MPa$$

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros interiores con un porcentaje de utilización de un 48% (Tabla Nº47)

Tabla Nº 47
Verificación diseño de pie derechos muro interior

Esfuerzo	Condición de trabajo	Valor de diseño	Utilización (%)
Compresión paralela (MPa)	1,51	3,13	48

5.5.2.2 Columna muro perimetral más solicitada Piso 1

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M6 (ver planta) con una carga de compresión de 580 kg.

Para este caso se debe evaluar el desempeño del elemento sometido a compresión por la acción de cargas gravitacionales y flexión inducida por viento.

Finalmente se debe evaluar la interacción de ambos esfuerzos mediante la siguiente expresión:

La carga de viento en ciudad estimada incluyendo el factor de barlovento es de 47 kg/m^2.

$$\left(\frac{f_{Cp}}{F_{Cp,\lambda,\text{dis}}}\right)^2 + \frac{f_f}{\left(1 - \frac{f_{Cp}}{F_{CE}}\right) x\ F_{f,dis}} \leq 1.0$$

La tensión de trabajo en flexión de los elementos que componen el muro se estima mediante siguiente expresión:

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n} = \frac{\frac{q\ x\ l^2}{8}}{\frac{b\ x\ h^2}{6}} = \frac{\frac{\left(47\frac{kg}{m^2}\ x\ 9{,}81\frac{m}{s^2}\right)^2\ x\ (2.440\ mm)^2}{8}}{\frac{41\ mm\ x\ (114\ mm)^2}{6}} = 1{,}54\ MPa$$

La tensión de diseño en flexión se estima de la siguiente expresión:

$$\mathrm{F_{f,dis}} = F_f\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_C\ x\ K_{hf} = 7{,}5\ MPa\ x\ 0{,}96\ x\ 1{,}6\ x\ 1{,}15\ x\ 0{,}95 = 12{,}18\ MPa$$

La tensión de trabajo en compresión paralela se obtiene como sigue:

$$f_{Cp} = \frac{P}{A} = \frac{580\ Kg\ x\ 9{,}81\frac{m}{s^2}}{41\ x\ 114} = 1{,}22\ MPa$$

La tensión de diseño en compresión paralela se obtiene de 6.5.2.1.

$$F_{Cp,\lambda,\mathrm{dis}} = 3{,}13\ MPa$$

Donde la tensión crítica de pandeo $F_{CE} = 5{,}54\ MPa$

Finalmente se verifica la interacción de esfuerzos

$$\left(\frac{1{,}22\ MPa}{3{,}31\ MPa}\right)^2 + \frac{1{,}54\ MPa}{\left(1 - \frac{1{,}22\ MPa}{5{,}54\ MPa}\right) x\ 12{,}18\ MPa} = 0{,}31$$

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros perimetrales con un factor de utilización a la interacción de esfuerzos de flexión y compresión de un 31% (Tabla Nº 48).

Tabla Nº 48
Resumen de resultados pie derecho en flexo-compresión

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	3,13	1,22	59	Cumple
Tensión en flexión (MPa)	12,18	1,54	13	Cumple
Verificación interacción	1	0,31	31	Cumple

5.5.2.3 Columna muro interior más solicitada Piso 2

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M7 (ver planta) con una carga de compresión de 540 kg proveniente de una combinación de carga D+Lr.

La Figura Nº41 presenta el modelo generado en C+T considerando la solicitación y tipología de muro correspondiente.

Las Tablas Nº 49 y Nº 50 presentan los valores de los factores involucrados en el diseño y el resultado del análisis, respectivamente.

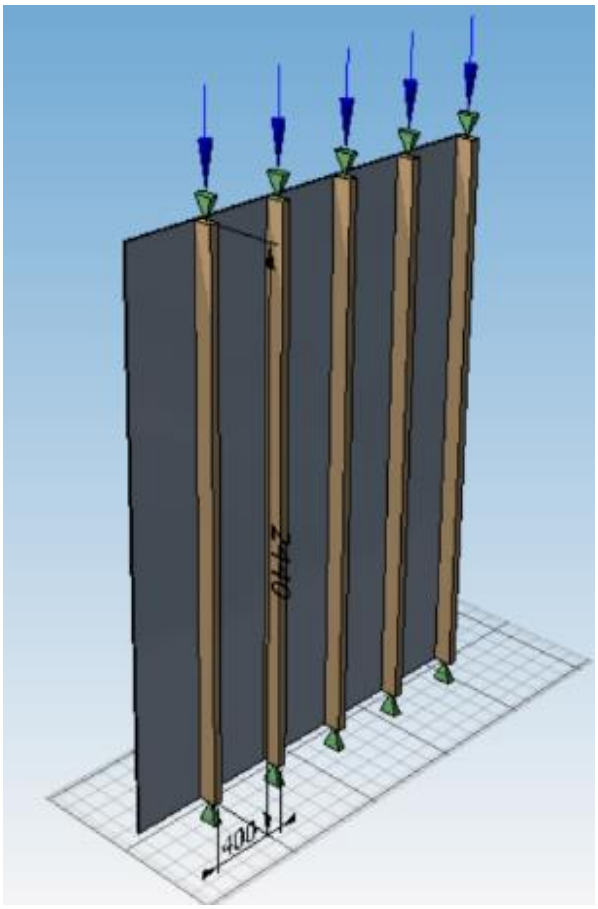


Figura Nº 41
Modelo de muro interior sometido a compresión
Software C+T

Tabla Nº 49
Factores de modificación calculados

Factores de modificación	Valor
Factor por humedad (KH) para flexión	0,92
Factor por humedad (KH) para cizalle	0,96
Factor por humedad (KH) para compresión paralela	0,86
Factor por humedad (KH) para modulo elasticidad	0,95
Factor por duración de carga en compresión (KDc)	1,25
Factor por duración de carga en flexión (KDf)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje X-X (KlambaX)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje Y-Y (KlambaY)	0,3
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje X-X (khEx)	0,84
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje Y-Y (khEy)	0,69

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros interiores del segundo piso con un porcentaje de utilización de un 57%.

Tabla Nº 50
Resultados del diseño

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	2,43	1,44	57	Cumple

5.5.2.4 Columna muro interior más solicitada Piso 2

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M6 (ver planta) con una carga de compresión de 410 kg.

La carga de viento que actúa sobre el muro incluyendo el factor de barlovento se estima en 50 kg/m^2.

La Figura Nº 42 presenta el modelo generado en C+T considerando la solicitación y tipología de muro correspondiente.

Las Tablas Nº 51 y Nº 52 presentan los valores de los factores involucrados en el diseño y el resultado del análisis, respectivamente.

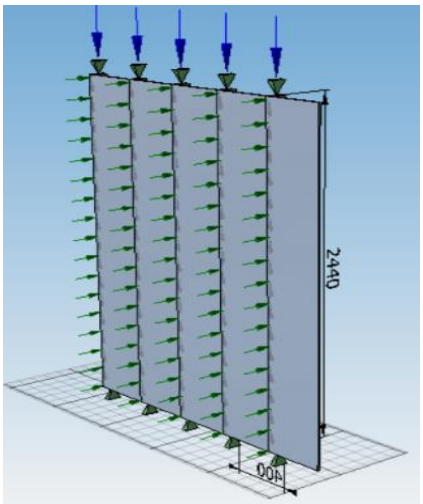


Figura Nº 42
Modelo de muro perimetral sometido a flexo-compresión. Software C+T

Tabla Nº 51
Factores de modificación calculados

Factores de modificación	Valor
Factor por humedad (KH) para modulo elasticidad	0,92
Factor por humedad (KH) para flexión	0,96
Factor por humedad (KH) para compresión paralela	0,86
Factor por humedad (KH) para cizalle	0,95
Factor por duración de carga en flexión (KDf)	1,6
Factor por duración de carga en compresión (KDc)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje Y-Y (KlambaY)	0,3
Factor de modificación por volcamiento en el eje X-X (KlambaX)	1
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje Y-Y (khEy)	0,84
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje X-X (khEx)	0,69

Tabla Nº 52
Resultados del diseño

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela MPa)	2,43	1,09	45	Cumple
Tensión en flexión (MPa)	12,76	2,64	21	Cumple
Verificación interacción	1	0,51	51	Cumple

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros perimetrales con un porcentaje de utilización máxima a la interacción de esfuerzos de flexión y tracción de un 51%.

5.5.3 Muros de corte

El muro a diseñar corresponde al muro M2 del piso 1 con tipología A. Las dimensiones del muro son 3,54 m de largo por 2,44 m de alto que está sometido a una carga de 1,55 t.

La relación de aspecto del muro de corte es la que se indica:

$$RA = \frac{2{,}44\ m}{3{,}54\ m} = 0{,}69$$

Como la relación de aspecto $RA < 2$ no aplica el factor de ajuste ni el factor de relación de aspecto y el corte admisible se obtiene del valor de Tabla N° 9 para la tipología considerada se divide por el factor ASD.

$$V_{adm} = \frac{V_s}{Factor\ ASD} = \frac{0{,}714\ t/m}{2} = 0{,}357\frac{t}{m}$$

El corte de diseño se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_{dis} = V_{adm}\ x\ K_G\ x\ K_n$$

Donde:

V_{dis}: Capacidad al corte admisible de un muro en su plano por unidad de longitud
K_G : Factor de modificación por gravedad específica del pino radiata
K_n : Factor de modificación por número de caras arriostradas

$$K_G = [1 - (0{,}5 - \rho_0)] = [1 - (0{,}5 - 0{,}45)] = 0{,}95$$

$K_n = 2{,}0$ (Muro considera placa en ambas caras)

Luego

$$V_{dis} = 0{,}357\frac{tf}{m}\ x\ 0{,}95\ x\ 2 = 0.678\frac{tf}{m}$$

Y la capacidad a corte del muro en base a su longitud:

$$V_{dis,total} = 0{,}678\frac{tf}{m}\ x\ 3{,}54\ m = 2{,}4\ tf$$

La deformación lateral asociada a la solicitación por corte está asociada a 3 componentes: Deformación por flexión, deformación por corte y deformación por volcamiento.

La deformación total puede calcularse como sigue,

$$\delta = V\left(\frac{2}{3}\,\frac{H^3}{E\,A_{ext}\,L^2}\right)_{Flexión} + V\left(\frac{H}{L\,G_a}\right)_{Corte} + T\left(\frac{H}{L\,K_{Anclaje}}\right)_{Volcamiento}$$

Para este caso en particular:

$V = 1{,}55\ tf = 1.550\ kg$

$H = 244\ cm$

$E = 100.000\,\frac{kg}{cm^2}$

$A_{ext} = 4{,}1\ cm\ x\ 11{,}4\ cm\ x\ 2 = 93{,}5\ cm^2$

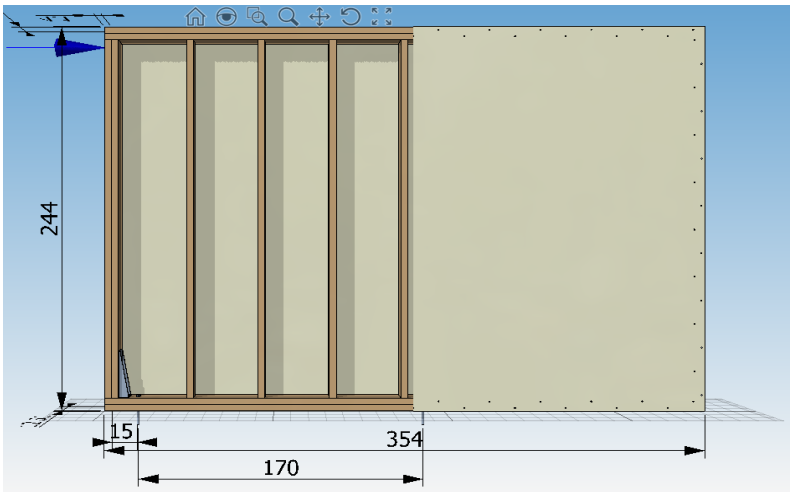
$L = 354\ cm$

$G_a = 2\ x\ 2.679\ \frac{kg}{cm} = 5.357\,\frac{kg}{cm}$ (considerando muro arriostrado en ambas caras)

$K_{Anclaje} = 4.539\,\frac{kg}{cm}$ (Rigidez de anclaje HD3B_3, ver figura N°43)

$T_{adm,Anclaje} = 1.383\ kg$

$L' = 345\ cm - 2\ x\ 4{,}1 = 345{,}8\ cm$ (distancia a eje de pies derechos laterales) (Figura N° 43)



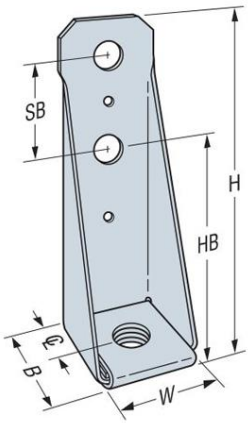


Figura Nº 43
Esquema en software C+T del muro M2-A y anclaje HD3B Simpson

$$T = \frac{M}{L'} = \frac{3{,}53\ tf\ x\ m\ x\ 1.000\frac{kg}{tf}\ x\ 100\frac{cm}{m}}{345{,}8\ cm} = \frac{353.000\ kg\ x\ cm}{345{,}8\ cm} = 1.021\ kg < 1.383\ kg$$

Por otro lado, se verifica el cumplimiento de la tensión en tracción en maderos laterales:

$$F_{tp,dis} = F_{tp}\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_{hf} x K_{ct} = 5{,}0\ MPa\ x\ 0{,}9\ x\ 1{,}6\ x\ 0{,}95\ x\ 0{,}7 = 4{,}8\ MPa$$

$$f_{tp} = \frac{1.021\ kg\ x\ \ 9{,}81\ m/s^2}{2\ x\ 41\ x\ 114\ mm^2} = 1{,}1\ MPa$$

$$F_{tp,dis} > \ f_{tp}$$

Por lo tanto, se cumple el diseño en tracción

Luego

$$\delta_{flexión} = V\left(\frac{2}{3}\ \frac{H^3}{E\ A_{ext}\ L^2}\right) = \ 1.550\ kg\left(\frac{2}{3}\ \frac{(244\ cm)^3}{100.000\frac{kg}{cm^2}\ x\ 93{,}5\ cm^2\ x\ (354\ cm)^2}\right) = 0{,}01281\ cm$$

$$\delta_{corte} = V\left(\frac{H}{L\ G_a}\right) = 1.550\ kg\ \left(\frac{244\ cm}{354\ cm\ x\ 5.357\frac{kg}{cm}}\right) = 0{,}1994\ cm$$

$$\delta_{Volcamiento} = T\left(\frac{H}{L\ K_{Anclaje}}\right) = 1.021\ kg\left(\frac{244\ cm}{354\ cm\ 4.539\frac{kg}{cm}}\right) = 0{,}1549\ cm$$

$$\delta = 0{,}01281\ cm + 0{,}1994\ cm + 0{,}1549\ cm = 0{,}367\ cm$$

$$\delta_{adm} = 0.002\ x\ 244\ cm = 0{,}488\ cm$$

Tabla Nº 53
Resumen diseño del muro M2 piso 1

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Corte (t)	2,5	1,55	65	Cumple
Tracción (Mpa)	4,8	1,1	23	Cumple
Deformación por corte (cm)	0,488	0,367	75	Cumple

Las verificaciones de los muros restantes se resumen en las Tablas Nº 54 a Nº 59. De ellas se observa la condición de trabajo, valor admisible y la cantidad de pernos de corte de Ø½“ que deben ser instalados al espaciamiento que se indica para cada muro, con el fin del correcto traspaso de la carga de corte a la base. Los drifts obtenidos mediante el cálculo de deformaciones utilizando el método SDPWS 2015 se presentan en la Figura Nº 44. De ella se observa el cumplimiento de la deformación máxima permitida por la NCh433.

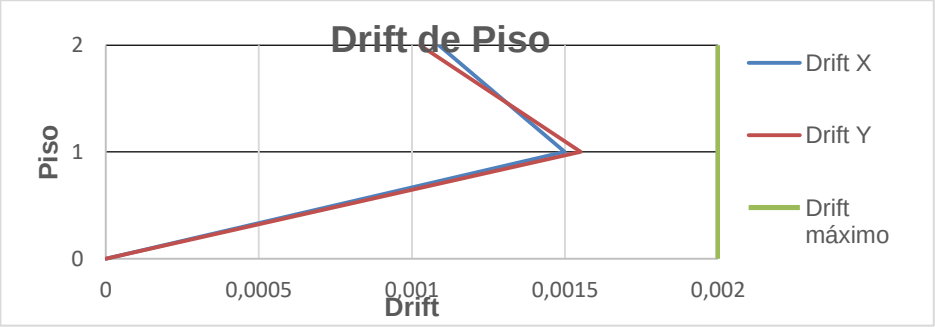


Figura Nº 44
Drift calculados SDPWS 2015

Tabla Nº 54
Condición de trabajo, muros de corte dirección X

Eje X	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
1	M2-P1	1.550	1.021	0,01257	0,19942	0,15502	0,36701
	M2-P2	1.030	434	0,01058	0,26503	0,06587	0,34148
	M4-P1	450	946	0,01545	0,11916	0,29575	0,43036
	M4-P2	330	397	0,01435	0,17476	0,12403	0,31314
2	M14-P1	220	869	0,01527	0,08281	0,38599	0,48407
	M14-P2	150	346	0,01318	0,11292	0,15361	0,27971
4	M11-P1	840	1.108	0,01171	0,14169	0,22055	0,37395
	M11-P2	600	458	0,01059	0,20242	0,09126	0,30427
	M12-P1	760	1.076	0,01133	0,13262	0,22161	0,36556
	M12-P2	530	360	0,01001	0,18497	0,07414	0,26912
5	M13-P1	2.600	2.390	0,00698	0,19255	0,13343	0,33296
	M13-P2	1.500	908	0,00510	0,22217	0,07937	0,30664
	M15-P1	170	674	0,01180	0,06399	0,29934	0,37513
	M15-P2	120	275	0,01055	0,09034	0,12210	0,22299
6	M13-P1	2.290	2.291	0,00615	0,16959	0,12791	0,30365
	M13-P2	1.340	873	0,00456	0,19847	0,07635	0,27938
	M15-P1	160	594	0,01110	0,06022	0,26389	0,33521
	M15-P2	100	239	0,00879	0,07528	0,10634	0,19041
7	M11-P1	580	802	0,00808	0,09784	0,15971	0,26563
	M11-P2	410	313	0,00724	0,13832	0,06236	0,20792
	M12-P1	1.554	771	0,02318	0,27124	0,15888	0,4533
	M12-P2	350	301	0,00661	0,12215	0,06192	0,19068
9	M17-P1	110	417	0,00763	0,04140	0,18512	0,23415
	M17-P2	100	160	0,00879	0,07528	0,0709	0,15497
10	M2-P1	1.550	1.021	0,01257	0,19942	0,15502	0,36701
	M2-P2	1.030	434	0,01058	0,26503	0,06587	0,34148
	M4-P1	450	946	0,01545	0,11916	0,29575	0,43036
	M4-P2	330	397	0,01435	0,17476	0,12403	0,31314

Tabla Nº 55
Valores admisibles y porcentajes de utilización, muros en dirección X

Eje X	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
1	M2-P1	0,488	2.529	1.380	75	61	74
	M2-P2	0,488	1.264	1.380	70	81	31
	M4-P1	0,488	1.229	1.380	88	37	69
	M4-P2	0,488	614	1.380	64	54	29
2	M14-P1	0,488	857	1.380	99	26	63
	M14-P2	0,488	429	1.380	57	35	25
4	M11-P1	0,488	1.929	1.380	77	44	80
	M11-P2	0,488	964	1.380	62	62	33
	M12-P1	0,488	1.864	1.380	75	41	78
	M12-P2	0,488	932	1.380	55	57	26
5	M13-P1	0,488	4.393	2.560	68	59	93
	M13-P2	0,488	2.197	1.380	63	68	66
	M15-P1	0,488	857	1.380	77	20	49
	M15-P2	0,488	429	1.380	46	28	20
6	M13-P1	0,488	4.393	2.560	62	52	89
	M13-P2	0,488	2.197	1.380	57	61	63
	M15-P1	0,488	857	1.380	69	19	43
	M15-P2	0,488	429	1.380	39	23	17
7	M11-P1	0,488	1.929	1.380	54	30	58
	M11-P2	0,488	964	1.380	43	43	23
	M12-P1	0,488	1.864	1.380	93	83	56
	M12-P2	0,488	932	1.380	39	38	22
9	M17-P1	0,488	857	1.380	48	13	30
	M17-P2	0,488	429	1.380	32	23	12
10	M2-P1	0,488	2.529	1.380	75	61	74
	M2-P2	0,488	1.264	1.380	70	81	31
	M4-P1	0,488	1.229	1.380	88	37	69
	M4-P2	0,488	614	1.380	64	54	29

Tabla Nº 56
Condición de trabajo, muros de corte dirección Y

Eje Y	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
A	M1-P1	170	700	0,01180	0,12798	0,31115	0,45093
	M1-P2	100	248	0,00879	0,07528	0,27159	0,35566
	M6-P1	150	427	0,00902	0,10510	0,17654	0,29066
	M6-P2	40	99	0,00305	0,02803	0,10033	0,13141
	M10-P1	230	863	0,00763	0,11972	0,26520	0,39255
	M10-P2	280	881	0,01177	0,14574	0,27072	0,42823
AU1	M18-1	660	234	0,00689	0,19269	0,04027	0,23985
	M18-2	290	72	0,00383	0,08467	0,03073	0,11923
B	M3-P1	680	956	0,00768	0,20647	0,17133	0,38548
	M3-P2	340	332	0,00486	0,10323	0,14670	0,25479
	M7-P1	330	675	0,00732	0,14046	0,16967	0,31745
	M7-P2	140	151	0,00393	0,05959	0,09319	0,15671
C	M5-P1	700	822	0,00790	0,21254	0,14738	0,36782
	M5-P2	340	274	0,00486	0,10323	0,12099	0,22908
	M8-P1	650	773	0,00764	0,20139	0,14139	0,35042
	M8-P2	290	248	0,00432	0,08985	0,11187	0,20604
D	M9-P1	2.340	673	0,00403	0,27754	0,04708	0,32865
	M9-P2	1.360	283	0,00297	0,16130	0,04878	0,21305
E	M5-P1	720	987	0,00813	0,21861	0,17686	0,40360
	M5-P2	350	343	0,00500	0,10627	0,15123	0,26250
	M8-P1	700	759	0,00823	0,21688	0,13883	0,36394
	M8-P2	330	241	0,00491	0,10224	0,10872	0,21587
F	M3-P1	770	1.217	0,00869	0,23380	0,21800	0,46049
	M3-P2	400	446	0,00572	0,12145	0,19660	0,32377
	M7-P1	450	894	0,00998	0,19154	0,22459	0,42611
	M7-P2	190	262	0,00534	0,08087	0,16233	0,24854
AU2	M18-P2	350	115	0,00463	0,10218	0,04889	0,15570
G	M1-P1	250	700	0,01735	0,18820	0,19876	0,40431
	M1-P2	100	248	0,00879	0,07528	0,27159	0,35566
	M6-P1	200	608	0,01503	0,17517	0,25124	0,44144
	M6-P2	100	148	0,00761	0,07007	0,15050	0,22818
	M10-P1	380	1.133	0,01261	0,19779	0,22234	0,43274
	M10-P2	170	366	0,00714	0,08849	0,27666	0,37229

Tabla Nº 57
Verificación de esfuerzos en muros de corte eje Y

Eje Y	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
A	M1-P1	0,488	429	1.380	40	92	51
	M1-P2	0,488	429	730	23	73	34
	M6-P1	0,488	464	1.380	32	60	31
	M6-P2	0,488	464	730	9	27	13
	M10-P1	0,488	625	1.380	37	80	63
	M10-P2	0,488	625	1.380	45	88	64
AU1	M18-1	0,488	1.114	1.380	59	49	17
	M18-2	0,488	1.114	730	26	24	10
B	M3-P1	0,488	1.071	1.380	63	79	69
	M3-P2	0,488	1.071	730	32	52	46
	M7-P1	0,488	764	1.380	43	65	49
	M7-P2	0,488	764	730	18	32	21
C	M5-P1	0,488	1.071	1.380	65	75	60
	M5-P2	0,488	1.071	730	32	47	38
	M8-P1	0,488	1.050	1.380	62	72	56
	M8-P2	0,488	1.050	730	28	42	34
D	M9-P1	0,488	2.743	1.380	85	67	49
	M9-P2	0,488	2.743	730	50	44	39
E	M5-P1	0,488	1.071	1.380	67	83	72
	M5-P2	0,488	1.071	730	33	54	47
	M8-P1	0,488	1.050	1.380	67	75	55
	M8-P2	0,488	1.050	730	31	44	33
F	M3-P1	0,488	1.071	1.380	72	94	88
	M3-P2	0,488	1.071	730	37	66	61
	M7-P1	0,488	764	1.380	59	87	65
	M7-P2	0,488	764	730	25	51	36
AU2	M18-P2	0,488	1.114	730	31	32	16
G	M1-P1	0,488	429	2.560	58	83	27
	M1-P2	0,488	429	730	23	73	34
	M6-P1	0,488	464	1.380	43	90	44
	M6-P2	0,488	464	730	22	47	20
	M10-P1	0,488	625	2.560	61	89	44
	M10-P2	0,488	625	730	27	76	50

Tabla Nº 58
Número de pernos de corte y espaciamiento máximo de instalación, Muros eje X

Eje X	Muro	N° de pernos de corte por calculo	Espaciamiento de pernos de corte por calculo (cm)
1	M2-P1	5	68
	M2-P2	3	102
	M4-P1	1	-
	M4-P2	1	-
2	M14-P1	1	-
	M14-P2	1	-
4	M11-P1	3	94
	M11-P2	2	131
	M12-P1	2	100
	M12-P2	2	144
5	M13-P1	8	72
	M13-P2	5	124
	M15-P1	1	-
	M15-P2	1	-
6	M13-P1	7	81
	M13-P2	4	139
	M15-P1	1	-
	M15-P2	1	-
7	M11-P1	2	136
	M11-P2	1	-
	M12-P1	5	49
	M12-P2	1	-
9	M17-P1	1	-
	M17-P2	1	-
10	M2-P1	5	68
	M2-P2	3	102
	M4-P1	1	-
	M4-P2	1	-

Tabla Nº 59
Número de pernos de corte y espaciamiento máximo de instalación, muros eje Y

Eje Y	Muro	N° de pernos de corte por calculo	Espaciamiento de pernos de corte por calculo (cm)
A	M1-P1	1	-
	M1-P2	1	-
	M6-P1	1	-
	M6-P2	1	-
	M10-P1	1	-
	M10-P2	1	-
AU1	M18-1	2	139
	M18-2	1	-
B	M3-P1	2	130
	M3-P2	1	-
	M7-P1	1	-
	M7-P2	1	-
C	M5-P1	2	126
	M5-P2	1	-
	M8-P1	2	133
	M8-P2	1	-
D	M9-P1	8	100
	M9-P2	4	172
E	M5-P1	2	123
	M5-P2	1	-
	M8-P1	2	123
	M8-P2	1	-
F	M3-P1	2	115
	M3-P2	1	-
	M7-P1	1	-
	M7-P2	1	-
AU2	M18-P2	1	-
G	M1-P1	1	-
	M1-P2	1	-
	M6-P1	1	-
	M6-P2	1	-
	M10-P1	1	-
	M10-P2	1	-

CAPÍTULO 6
EJEMPLO DE ESTRUCTURA DE 3 PISOS

6.1 Descripción del proyecto

La estructura corresponde a un edificio habitacional de 3 pisos con 4 departamentos por planta como se observa en la Figura N°45. El sistema constructivo considerado corresponde al sistema marco-plataforma que consiste en tabiques estructurales arriostrados con placa OSB de 11,1 mm de espesor y con pies derechos 2x5” en el primer y segundo nivel y 2x4” en el tercer nivel. Los diafragmas de entrepiso consideran un sistema de vigas compuestas de 2 piezas de 2x8” arriostradas con placa contrachapada de 15mm.

La configuración antes descrita considera el cumplimiento de los criterios de diseño frente al fuego y desempeño acústico establecidos por la ordenanza general de urbanismo y construcciones.

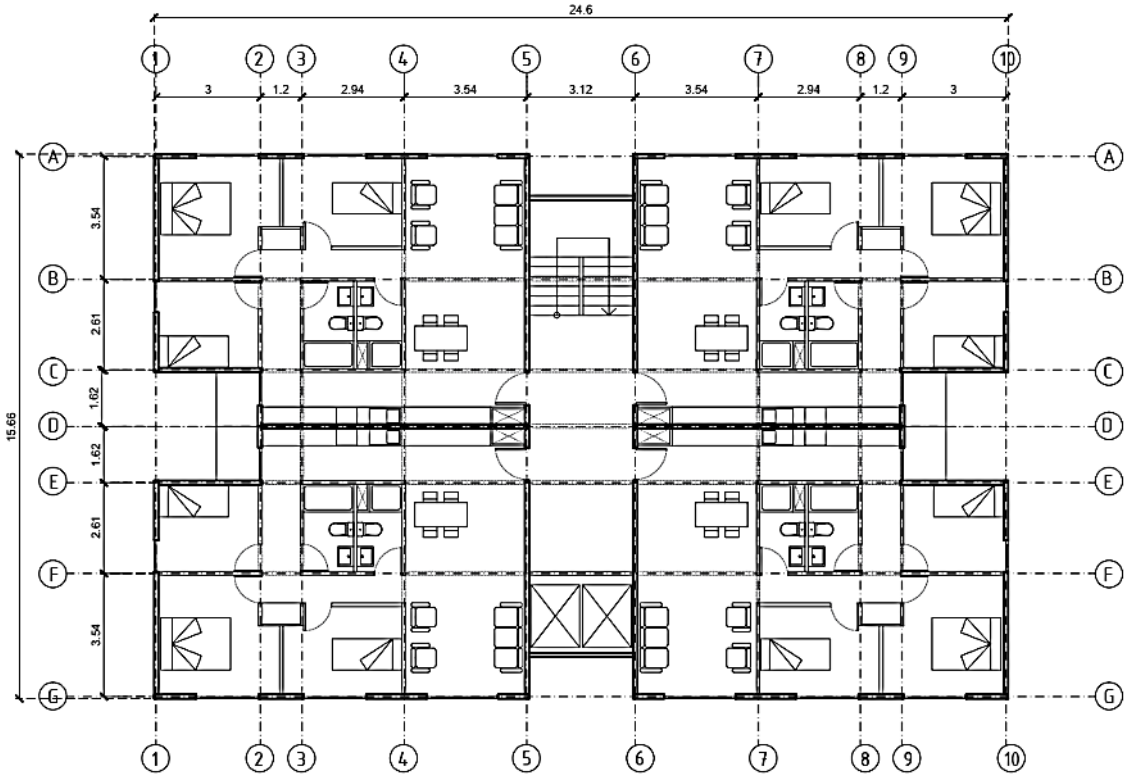


Figura Nº 45
Planta de arquitectura del proyecto habitacional

6.2 Criterios de diseño

6.2.1 Madera y tableros

La madera que conforma los tabiques estructurales o muros de corte y el diafragma de entrepiso corresponde a madera de Pino radiata, cepillada y con grado estructural C24, cuyas propiedades mecánicas se indican en la tabla Nº3. Se considera que la humedad de servicio (H_s) donde se emplaza el proyecto es de un 15%.

Para muros de corte se consideran tableros OSB de espesor 11,1 cuyas propiedades al corte se indican en las tablas N°9 y N°10 de este documento.

6.2.2 Peso propio

Las cargas de peso propio consideradas en el modelo en el software de elementos finitos y de diseño C+T son las que se indican en la tabla Nº60.

Tabla Nº60.
Pesos propios de elementos constructivos

Elemento constructivo	Peso por unidad de área (kg/m^2)
Cerámica de piso	15
Piso de hormigón e=5cm	105
Base contrachapada e=15 mm	10,5
Placa contrachapada e=12 mm	6,6
Viga doble 2x8@40 cm	17
Placa de yeso cartón	10,5
Aislación	1,2
Total	157,8

6.2.3 Sobrecargas

Las sobrecargas consideradas se ajustan a lo indicado en la norma NCh 1537 y son las que se indican.

Sobrecarga de uso en losas : 200 kg/m^2
Sobrecarga de uso sin reducción en techumbre : 100 kg/m^2

6.2.4 Viento

La carga de viento considera se estimó de acuerdo a la Tabla Nº 61 de la norma NCh432 of.71 para estructuras situadas en la ciudad, mediante interpolación lineal para el tercer piso.

Tabla Nº 61
Carga básica de viento por piso

Piso	Carga (kg/m^2)
1	58,6
2	62,2
3	65,8

6.2.5 Sismo

El análisis sismo resistente ejecutado corresponde al método de la carga estática equivalente de la NCh 433 aplicable a estructuras de hasta 5 pisos y de altura no mayor a 20 m.

Las características consideradas para la estructura y el terreno son las siguientes:

Tabla Nº 62
Características para determinación del corte basal

Zona sísmica	3
Suelo de fundación	E
Clasificación del edificio	II
Coeficiente de importancia (I)	1,0
Factor de modificación de la respuesta (R)	5,5
Coeficiente sísmico máximo ($C_{máx}$)	0,208

Para el cálculo del peso sísmico, se utilizó la cubicación efectuada internamente por el software de elementos finitos añadiendo la carga muerta no considerada como para elementos no estructurales.

El peso sísmico para estructuras habitacionales se calculó como sigue:

$$P_{sísmico} = D + 0{,}25L$$

Donde:

D: Peso propio de la estructura
L: Sobrecarga de uso

La Tabla N° 63 presenta el peso por piso considerado para el cálculo del corte basal.

Tabla Nº 63
Peso sísmico por piso

Piso	Peso (tf)	Área planta (m^2)	Peso por unidad de área (tf/m^2)
1	90,76	353,52	0,26
2	88,65	353,52	0,25
3	65,64	353,52	0,19

Luego el corte basal está dado por:

$$Q_{basal} = C\ x\ I\ x\ P = 0{,}208\ x\ 1{,}0\ x\ (90{,}76 + 88{,}65 + 65{,}64)\ tf = 50{,}97\ tf$$

La distribución en altura se efectuó de acuerdo a la NCh 433 considerando los efectos de torsión accidental.

Tabla Nº 64
Distribución en altura de la carga sísmica

Piso	Carga aplicada en dirección X e Y (tf)	Momento torsor en X (tf x m)	Momento torsor en Y (tf x m)
1	11,2	9,14	5,85
2	14,3	23,28	14,89
3	25,5	62,42	39,93

6.3 Modelo en software de elementos finitos

Las tipologías de muro incorporadas en el modelo se presentan en la Tabla Nº 65. El software C+T proporciona los coeficientes de modificación de rigidez en función de la tipología definida que a su vez deben ser ingresados en el software de elementos finitos en la sección de "*stiffness modifiers*"(Tablas Nº 66 y Nº 67).

El modelo implementado en este software de y las plantas estructurales se presentan en las Figuras Nº 46 a Nº 52. El sistema de vigas se dispuso de manera de generar las menores luces posibles sin perjudicar los espacios libres de muros en el edificio (ver planta estructural del modelo).

Para las vigas estructurales se definieron elementos tipo frame de sección rectangular 82x114 mm, mientras que para la placa de arriostre del envigado se definió un elemento Shell tipo membrana con espesor 15 mm cuya función es el traspaso de cargas de la losa a las vigas.

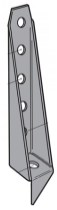
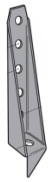
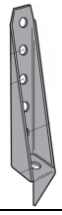
Las propiedades de la madera son las que se indican en la Tabla Nº1 y las combinaciones de las utilizadas de acuerdo a la NCh 3171 son las que se listan a continuación:

I.	D	IX.	$D \pm 0{,}75E_Y + 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$
II.	$D + L$	X.	$D \pm 0{,}75W_X + 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$
III.	$D + 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$	XI.	$D \pm 0{,}75W_Y + 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$
IV.	$D \pm E_X$	XII.	$0{,}6D \pm E_X$
V.	$D \pm E_Y$	XIII.	$0{,}6D \pm E_Y$
VI.	$D \pm W_X$	XIV.	$0{,}6D \pm W_Y$
VII.	$D \pm W_Y$	XV.	$0{,}6D \pm E_Y$
VIII.	$D \pm 0{,}75E_X + 0{,}75L_F + 0{,}75L_R$		

Donde:

- D : Peso propio de la estructura
- L_F : Sobrecarga de uso pisos
- L_R : Sobrecarga de techo
- W : Viento en ambas direcciones laterales ortogonales
- E : Sismo en ambas direcciones laterales ortogonales

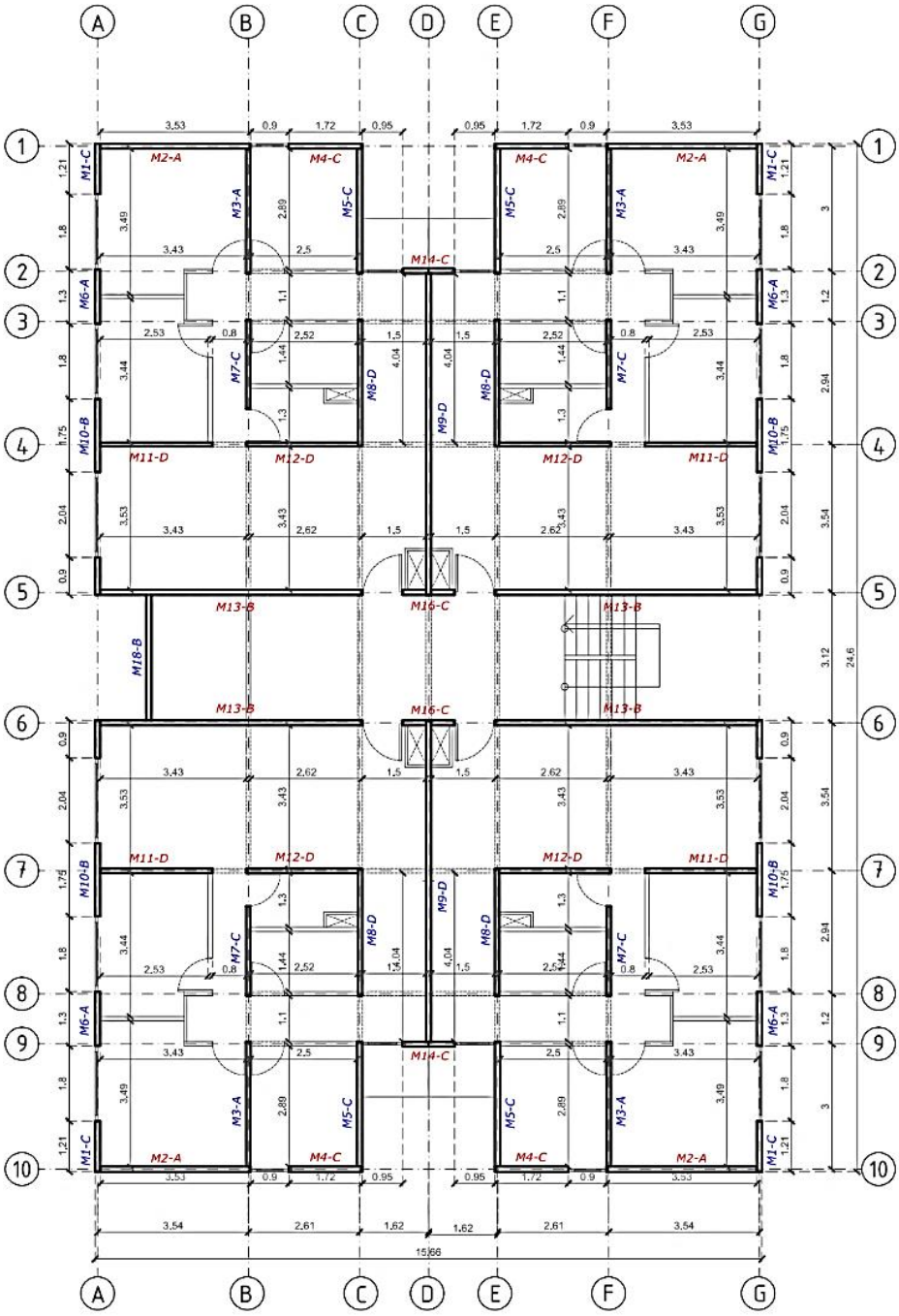
Tabla N° 65/1
Tipologías de muros

Tipología	Estructura	Placa de Arriostre	Sistema de Anclaje
A	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x114 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 75 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD12_6 
B	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x114 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 75 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD19_3 
C	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x114 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 100 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD12_6 

D	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x114 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 100 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD9B_2
E	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x114 mm (2x5”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 100 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3

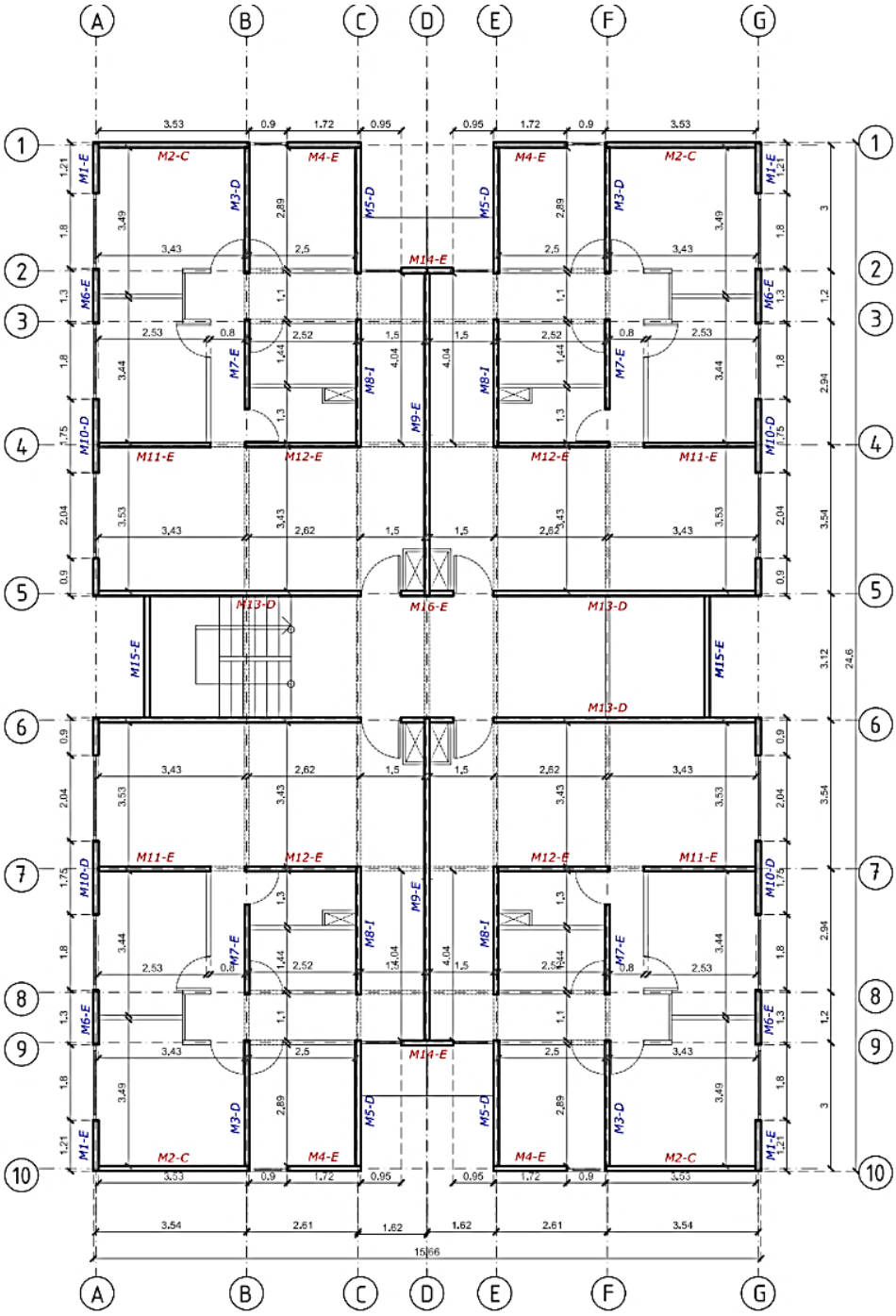
Tabla N° 65/2
Tipologías de muros

Tipología	Estructura	Placa de Arriostre	Sistema de Anclaje
F	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	2 placas de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 100 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
G	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 75 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
H	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 100 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3
I	Madera cepillada de pino radiata, grado estructural visual C24, seca en cámara, escuadría 41x90 mm (2x4”); y pie derechos distanciados a 400 mm.	1 placa de madera OSB de 11,1 mm de espesor, fijada con clavos de 2½”, distanciados en la zona perimetral a 150 mm y 300 mm en la zona central	Conectores de acero modelo HD3B_3



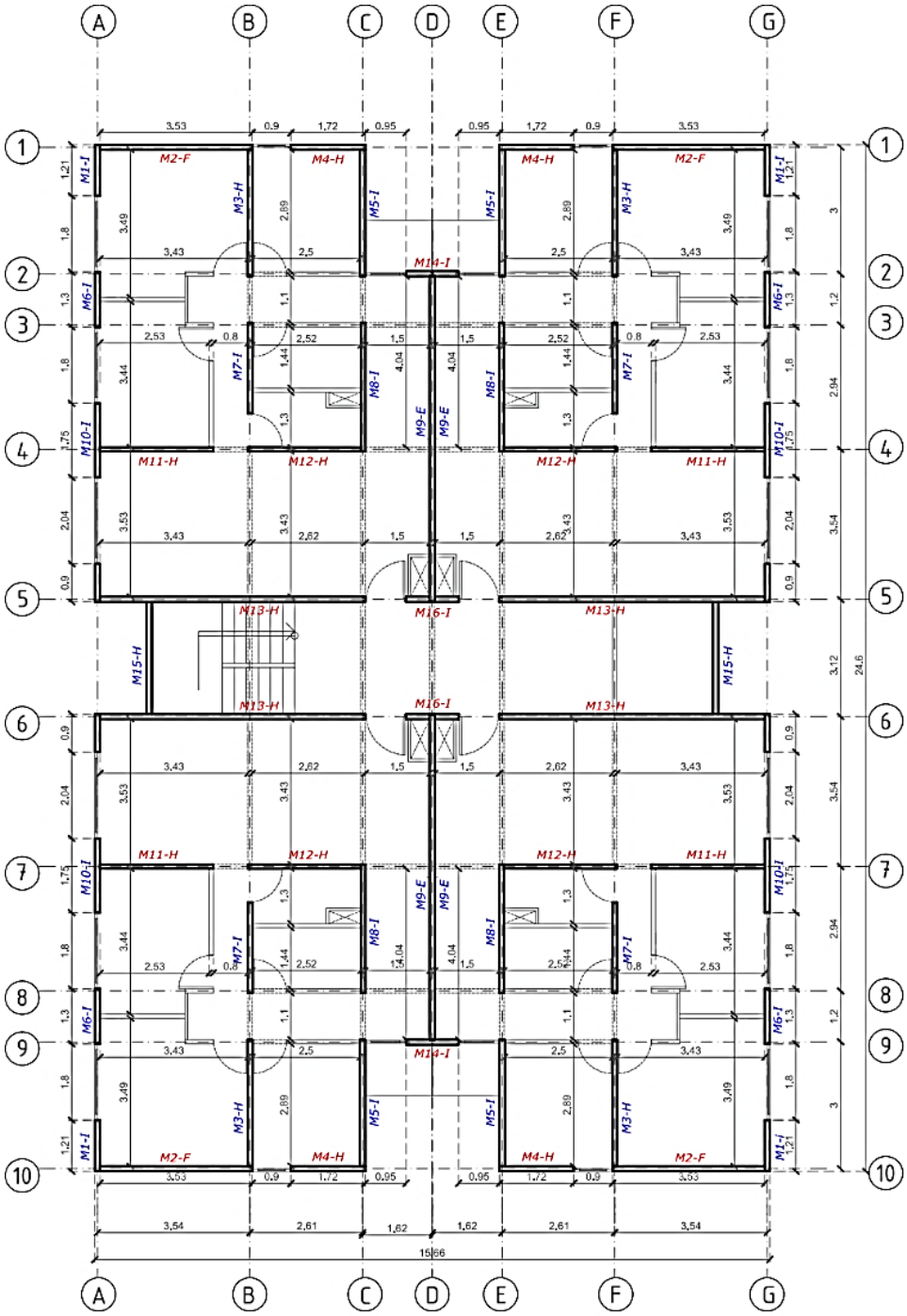
PLANTA NIVEL 1

Figura Nº 46
Muros primer piso



PLANTA NIVEL 2

Figura Nº 47
Muros segundo piso



PLANTA NIVEL 3

Figura Nº 48
Muros tercer piso

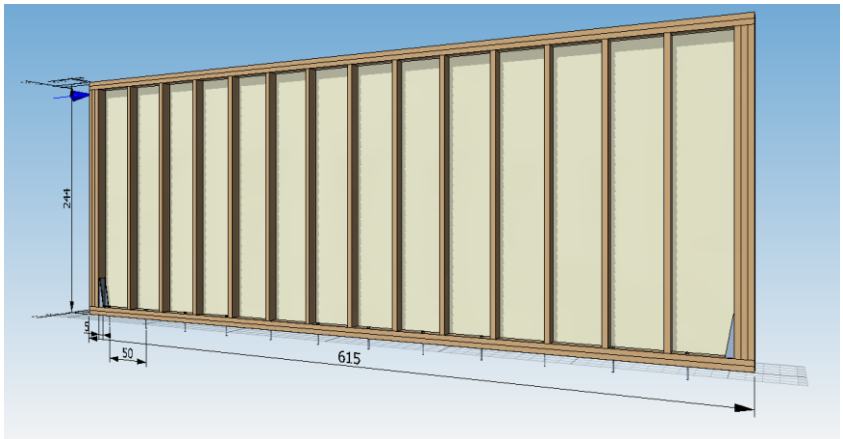


Figura Nº 49
Modelo de muro software C+T.

Tabla Nº 66/1
Coeficientes de modificación de rigidez en dirección X

Eje X	Muro	Tipología	Largo (m)	f_{12}	f_{11}, f_{22}	f_{peso}, f_{masa}
1	M2-P1	A	3,54	0,010530	0,147771	0,384065
	M2-P2	C	3,54	0,008982	0,147771	0,384065
	M2-P3	F	3,54	0,005848	0,101191	0,339281
	M4-P1	C	1,72	0,006832	0,209091	0,443020
	M4-P2	E	1,72	0,003695	0,190083	0,424745
	M4-P3	H	1,72	0,002888	0,148761	0,264020
2	M14-P1	C	1,22	0,005670	0,267986	0,499643
	M14-P2	E	1,22	0,002857	0,214389	0,448113
	M14-P3	I	1,22	0,002019	0,172717	0,282308
4	M11-P1	D	2,7	0,007049	0,169526	0,404981
	M11-P2	E	2,7	0,005008	0,145308	0,381697
	M11-P3	H	2,7	0,003622	0,113719	0,230330
	M12-P1	D	2,61	0,006933	0,175372	0,410601
	M12-P2	E	2,61	0,004900	0,150318	0,386514
	M12-P3	H	2,61	0,003565	0,117641	0,234100

Tabla Nº 66/2
Coeficientes de modificación de rigidez en dirección X

Eje X	Muro	Tipología	Largo (m)	f_{12}	f_{11}, f_{22}	f_{peso}, f_{masa}
5	M13-P1	B	6,15	0,013046	0,122271	0,359549
	M13-P2	D	6,15	0,009460	0,122271	0,359549
	M13-P3	H	6,15	0,004804	0,087370	0,204997
	M16-P1	C	1,22	0,005670	0,267986	0,499643
	M16-P2	E	1,22	0,002857	0,214389	0,448113
	M16-P3	I	1,22	0,002019	0,172717	0,282308
6	M13-P1	B	6,15	0,013046	0,122271	0,359549
	M13-P2	D	6,15	0,009460	0,122271	0,359549
	M13-P3	H	6,15	0,004804	0,087370	0,204997
	M16-P1	C	1,22	0,005670	0,267986	0,499643
	M16-P2	E	1,22	0,002857	0,214389	0,448113
	M16-P3	I	1,22	0,002019	0,172717	0,282308
7	M11-P1	D	2,7	0,007049	0,169526	0,404981
	M11-P2	E	2,7	0,005008	0,145308	0,381697
	M11-P3	H	2,7	0,003622	0,113719	0,230330
	M12-P1	D	2,61	0,006933	0,175372	0,410601
	M12-P2	E	2,61	0,004900	0,150318	0,386514
	M12-P3	H	2,61	0,003565	0,117641	0,234100
9	M14-P1	C	1,22	0,005670	0,267986	0,499643
	M14-P2	E	1,22	0,002857	0,214389	0,448113
	M14-P3	I	1,22	0,002019	0,172717	0,282308
10	M2-P1	A	3,54	0,010530	0,147771	0,384065
	M2-P2	C	3,54	0,008982	0,147771	0,384065
	M2-P3	F	3,54	0,005848	0,101191	0,339281
	M4-P1	C	1,72	0,006832	0,209091	0,443020
	M4-P2	E	1,72	0,003695	0,190083	0,424745
	M4-P3	H	1,72	0,002888	0,148761	0,264020

Tabla N° 67/1
Coeficientes de modificación de muros en dirección Y

Eje Y	Muro	Tipología	Largo (m)	f_{12}	f_{11}, f_{22}	f_{peso}, f_{masa}
A	M1 -P1	C	1,21	0,005640	0,270201	0,501773
	M1-P 2	E	1,21	0,002837	0,216160	0,449817
	M1-P3	I	1,21	0,002009	0,174145	0,283641
	M6-P1	A	1,2	0,006182	0,270083	0,501660
	M6-P2	E	1,2	0,002817	0,217962	0,451549
	M6-P3	I	1,2	0,001999	0,175596	0,284997
	M10-P1	B	1,75	0,008711	0,222240	0,455662
	M10-P2	D	1,75	0,005612	0,224189	0,457536
	M10-P3	I	1,75	0,002414	0,150511	0,261568
A,B	M15-P1	B	3,12	0,010957	0,157184	0,393115
	M15-P2	E	3,12	0,005457	0,136226	0,372965
	M15-P3	H	3,12	0,003849	0,106612	0,223497
B	M3-P1	A	3	0,009890	0,162050	0,397793
	M3-P2	D	3	0,007380	0,163471	0,399160
	M3-P3	H	3	0,003785	0,110876	0,227597
	M7-P1	C	2,1	0,007468	0,186824	0,421612
	M7-P2	E	2,1	0,004250	0,171256	0,406644
	M7-P3	I	2,1	0,002613	0,134026	0,249854
C	M5-P1	C	3	0,008511	0,163471	0,399160
	M5-P2	D	3	0,007380	0,163471	0,399160
	M5-P2	I	3	0,002980	0,110876	0,227597
	M8-P1	D	2,94	0,007312	0,166807	0,402367
	M8-P2	E	2,94	0,005264	0,144566	0,380984
	M8-P3	I	2,94	0,002960	0,113139	0,229772
D	M9-P1	D	7,68	0,010003	0,110684	0,348408
	M9-P2	E	7,68	0,008301	0,102170	0,340222
	M9-P3	G	7,68	0,006076	0,079959	0,197872
E	M5-P1	C	3	0,008511	0,163471	0,399160
	M5-P2	D	3	0,007380	0,163471	0,399160
	M5-P2	I	3	0,002980	0,110876	0,227597
	M8-P1	D	2,94	0,007312	0,166807	0,402367
	M8-P2	E	2,94	0,005264	0,144566	0,380984
	M8-P3	I	2,94	0,002960	0,113139	0,229772

Tabla N° 67/2
Coeficientes de modificación de muros en dirección Y

Eje Y	Muro	Tipología	Largo (m)	f_{12}	f_{11}, f_{22}	f_{peso}, f_{masa}
F	M3-P1	A	3	0,009890	0,162050	0,397793
	M3-P2	D	3	0,007380	0,163471	0,399160
	M3-P3	H	3	0,003785	0,110876	0,227597
	M7-P1	C	2,1	0,007468	0,186824	0,421612
	M7-P2	E	2,1	0,004250	0,171256	0,406644
	M7-P3	I	2,1	0,002613	0,134026	0,249854
F,G	M15-P1	B	3,12	0,010957	0,157184	0,393115
	M15-P2	E	3,12	0,005457	0,136226	0,372965
	M15-P3	H	3,12	0,003849	0,106612	0,223497
G	M1 -P1	C	1,21	0,005640	0,270201	0,501773
	M1-P 2	E	1,21	0,002837	0,216160	0,449817
	M1-P3	I	1,21	0,002009	0,174145	0,283641
	M6-P1	A	1,2	0,006182	0,270083	0,501660
	M6-P2	E	1,2	0,002817	0,217962	0,451549
	M6-P3	I	1,2	0,001999	0,175596	0,284997
	M10-P1	B	1,75	0,008711	0,222240	0,455662
	M10-P2	D	1,75	0,005612	0,224189	0,457536
	M10-P3	I	1,75	0,002414	0,150511	0,261568

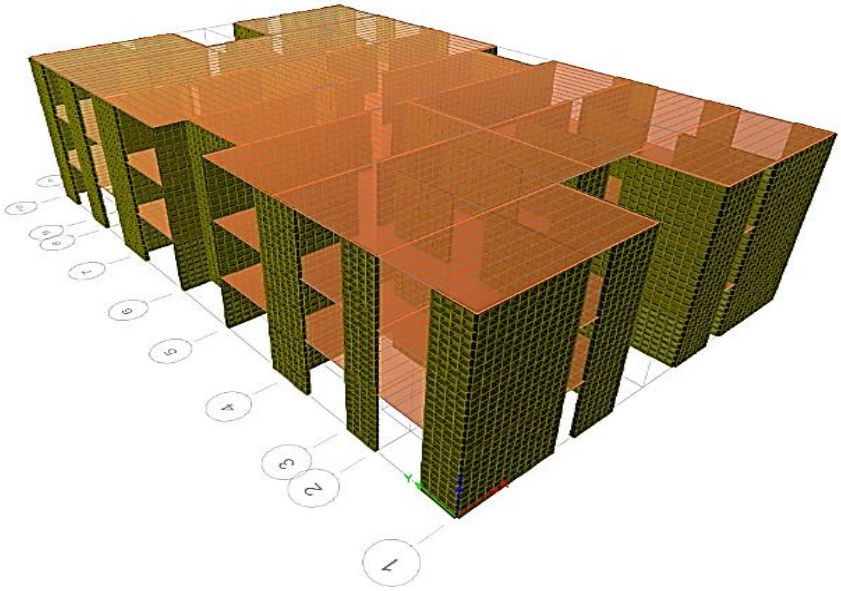


Figura Nº 50.
Modelo en software de elementos finitos.

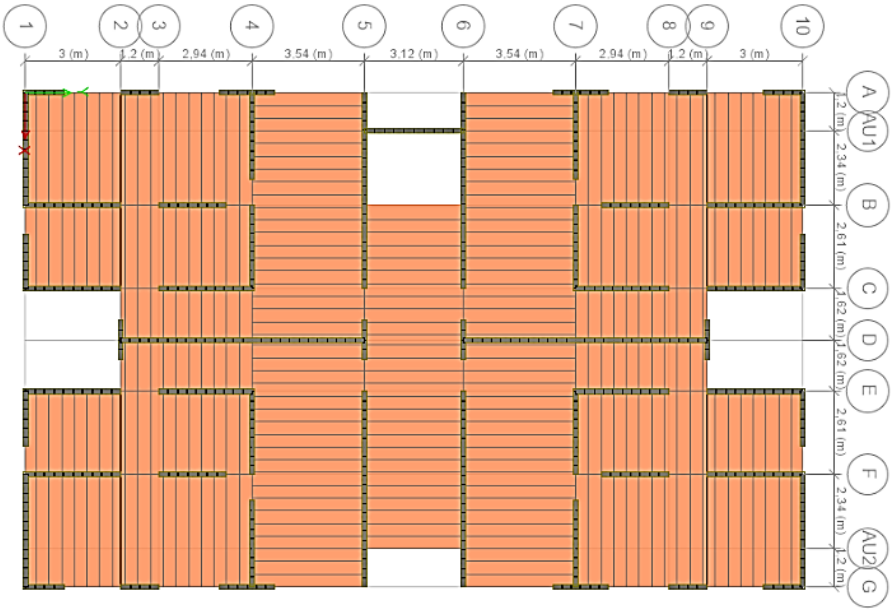


Figura Nº 51
Vista en planta primer y segundo piso

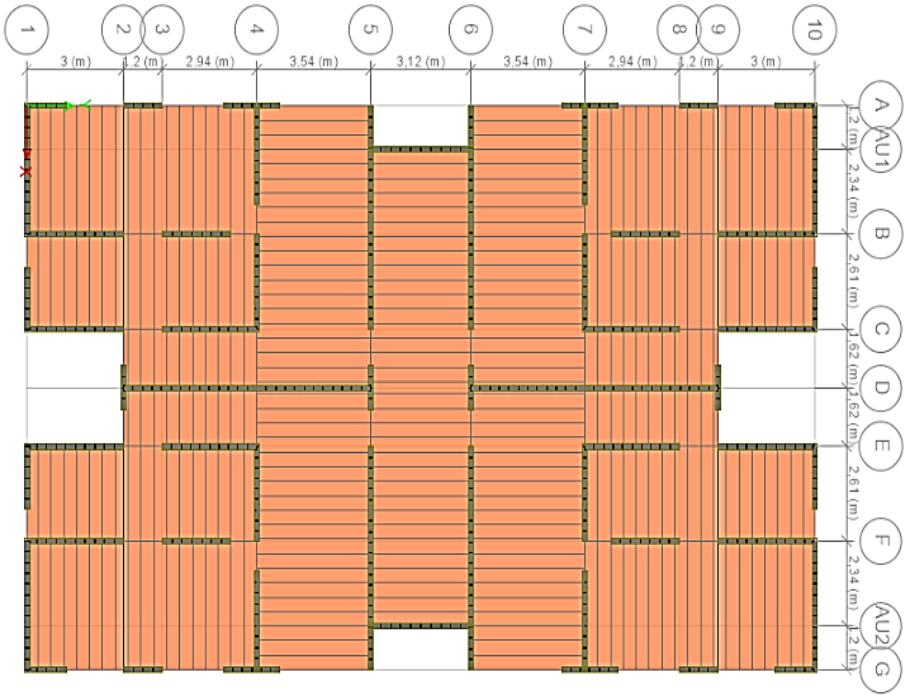


Figura Nº 52
Vista en planta de techo

6.4 Resultados del análisis del modelo en Software de elementos finitos

En las Figuras Nº 53 y N° 54 se presenta los diagramas de esfuerzos de corte y momento típicos obtenidos para un eje en particular y las Figuras Nº 55 a Nº 57 los esfuerzos maximos a los que estan sometidas las vigas de la estructura

En la Figura Nº 58 presenta los drift obtenidos al analizar el modelo utilizando las tipologías expuestas en la Tabla Nº 65.

De esta tabla se evidencia el cumplimiento del criterio de deformaciones máximas establecido por la NCh 433 y permite la verificación de cada muro en particular.

De no cumplirse el criterio de deformaciones, se deben elegir nuevas tipologías que permitan reducir las deformaciones laterales, para continuar con a la etapa de diseño.

Las Tablas Nº 68 y Nº 69, presentan las solicitaciones al corte, momento y carga axial a las que están sometidos los muros que conforman la estructura.

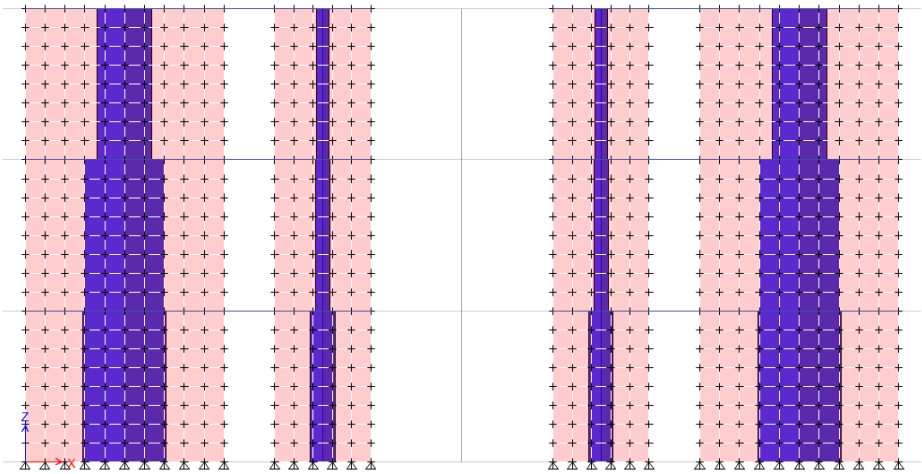


Figura Nº 53
Diagrama de esfuerzos de corte, eje 1.

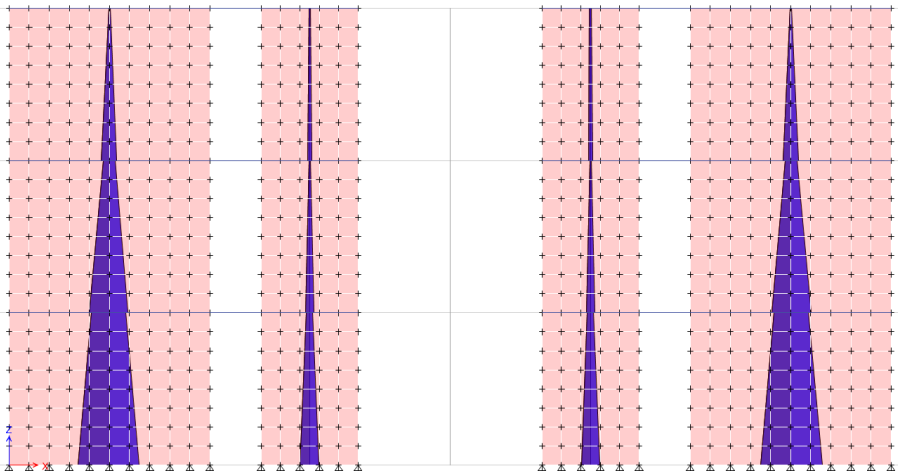


Figura Nº 54
Diagrama de esfuerzos de momento, eje 1.

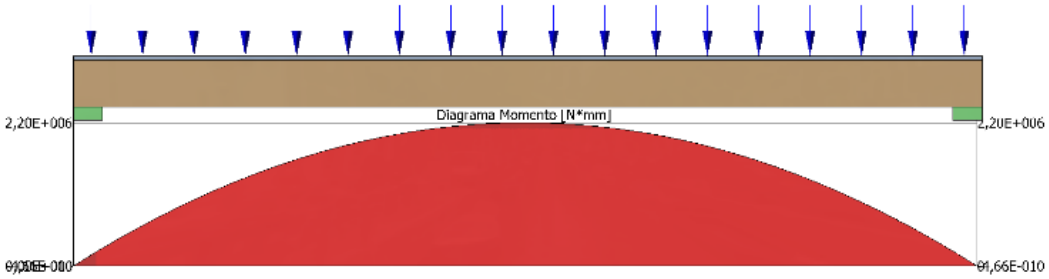


Figura Nº 55
Diagrama de momento vigas 2P2X8" @40cm.
Software C+T

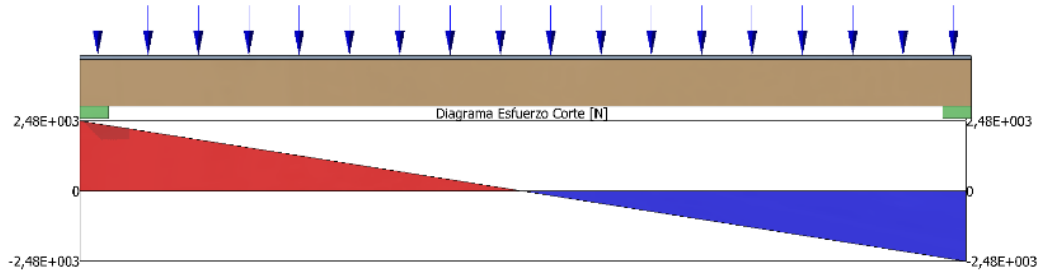


Figura Nº 56
Diagrama de esfuerzo de corte Vigas 2P 2X8" @40cm
Software C+T

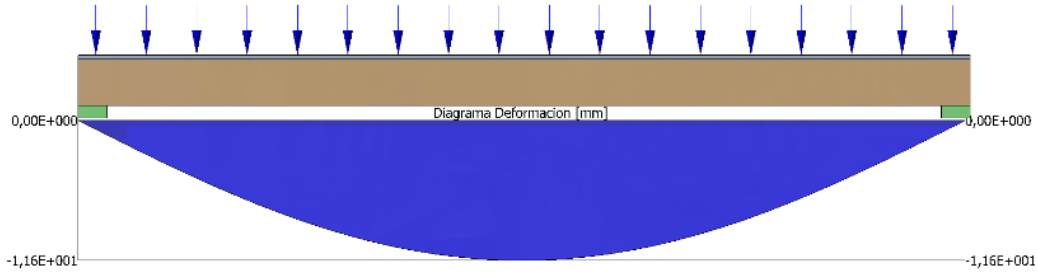


Figura Nº 57
Deformada y deformación debido a carga total.
Software C+T

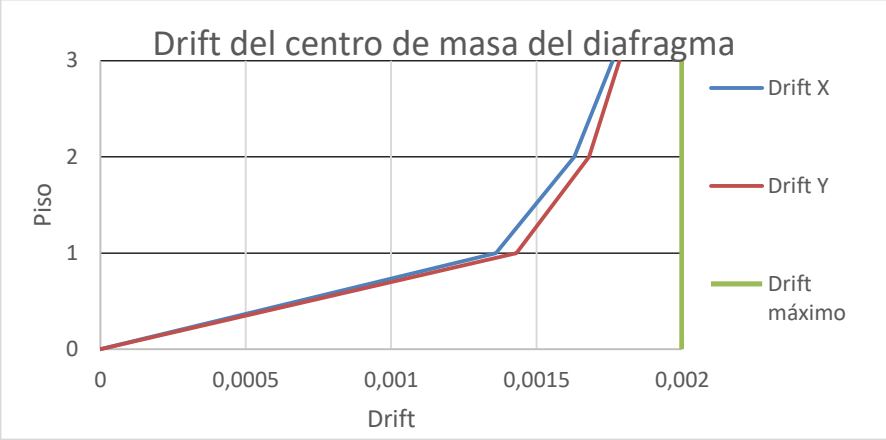


Figura Nº 58
Drift por piso de la estructura

Tabla Nº 68/1
Resultados de esfuerzos en muros dirección "X"

Eje X	Muro	Largo (m)	Tipología	Vmáx (tf)	Momento (t x m)	Tracción (tf)	P (tf)	Carga pies derechos (kg)
1	M2-P1	3,54	A	3,81	10,76	1,25	6,24	480
	M2-P2	3,54	C	3,66	6,65	1,08	3,72	286
	M2-P3	3,54	F	2,54	2,45	0,62	1,59	145
	M4-P1	1,72	C	1,11	3,40	0,55	3,09	386
	M4-P2	1,72	E	0,66	1,50	0,43	1,81	226
	M4-P3	1,72	H	0,54	0,75	0,37	0,67	112
2	M14-P1	1,22	C	0,57	2,09	0,62	5,15	736
	M14-P2	1,22	E	0,29	0,82	0,54	3,10	443
	M14-P3	1,22	I	0,22	0,33	0,43	1,33	266
4	M11-P1	2,7	D	1,68	5,71	0,59	7,15	650
	M11-P2	2,7	E	1,38	3,17	0,47	4,50	409
	M11-P3	2,7	H	1,08	1,48	0,38	1,86	207
	M12-P1	2,61	D	1,53	5,95	1,04	8,91	810
	M12-P2	2,61	E	1,18	3,22	0,85	5,56	506
	M12-P3	2,61	H	0,91	1,42	0,50	2,36	262
5	M13-P1	6,15	B	6,18	36,91	0,40	21,2	1118
	M13-P2	6,15	D	4,91	20,16	0,26	13,98	736
	M13-P3	6,15	H	2,67	7,36	0,25	5,76	339
	M16-P1	1,22	C	0,57	2,09	0,62	5,15	736

Tabla Nº 68/2
Resultados de esfuerzos en muros dirección "X"

Eje X	Muro	Largo (m)	Tipología	Vmáx (Tonf)	Momento (Tonf x m)	Tracción (Tonf)	P (Tonf)	Carga pies derechos (kg)
5	M16-P2	1,22	E	0,29	0,818	0,54	3,10	443
	M16-P3	1,22	I	0,22	0,33	0,43	1,33	266
6	M13-P1	6,15	B	6,18	36,91	0,40	21,2	1.118
	M13-P2	6,15	D	4,91	20,16	0,26	13,98	736
	M13-P3	6,15	H	2,67	7,35	0,25	5,76	339
	M16-P1	1,22	C	0,57	2,09	0,62	5,15	736
	M16-P2	1,22	E	0,29	0,82	0,54	3,10	442
	M16-P3	1,22	I	0,22	0,33	0,43	1,33	266
7	M11-P1	2,7	D	1,68	5,71	0,59	7,15	650
	M11-P2	2,7	E	1,38	3,17	0,47	4,50	409
	M11-P3	2,7	H	1,08	1,48	0,38	1,86	207
	M12-P1	2,61	D	1,53	5,95	1,04	8,91	810
	M12-P2	2,61	E	1,18	3,22	0,85	5,56	506
	M12-P3	2,61	H	0,91	1,42	0,50	2,36	262
9	M14-P1	1,22	C	0,57	2,09	0,62	5,15	734
	M14-P2	1,22	E	0,29	0,818	0,54	3,1	443
	M14-P3	1,22	I	0,22	0,33	0,43	1,33	266
10	M2-P1	3,54	A	3,81	10,76	1,25	6,24	480
	M2-P2	3,54	C	3,66	6,65	1,08	3,72	286
	M2-P3	3,54	F	2,54	2,45	0,62	1,59	145
	M4-P1	1,72	C	1,11	3,4	0,55	3,09	386
	M4-P2	1,72	E	0,66	1,5	0,43	1,81	226
	M4-P3	1,72	H	0,54	0,745	0,37	0,67	112

Tabla Nº 69/1
Resultados de esfuerzos en muros dirección "Y"

Eje Y	Muro	Largo (m)	Tipología	Corte (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga pie derechos (kg)
A	M1 -P1	1,21	C	0,64	1,30	1,19	6,60	943
	M1-P 2	1,21	E	0,34	0,41	0,38	3,95	564
	M1-P3	1,21	I	0,25	0,16	0,15	1,75	350
	M6-P1	1,2	A	0,53	2,20	2,04	5,11	730
	M6-P2	1,2	E	0,21	0,82	0,76	3,25	464
	M6-P3	1,2	I	0,13	0,34	0,28	1,14	228
	M10-P1	1,75	B	1,12	5,60	3,38	6,38	797
	M10-P2	1,75	D	0,71	2,46	1,51	4,00	500
	M10-P3	1,75	I	0,31	0,74	0,45	1,58	263
A,B	M15-P1	3,12	B	2,54	3,53	1,18	4,55	379
	M15-P2	3,12	E	1,84	1,43	0,48	3,10	258
	M15-P3	3,12	H	1,28	0,70	0,23	1,36	136
B	M3-P1	3	A	2,17	11,56	4,02	12,25	1.020
	M3-P2	3	D	1,81	6,76	2,35	7,69	640
	M3-P3	3	H	1,71	3,31	1,15	3,28	328
	M7-P1	2,1	C	1,20	5,64	2,85	9,05	1.005
	M7-P2	2,1	E	0,60	2,42	1,22	5,75	638
	M7-P3	2,1	I	0,35	0,87	0,44	2,49	355
C	M5-P1	3	C	2,08	9,23	3,21	6,19	515
	M5-P2	3	D	1,63	4,50	1,73	3,75	312
	M5-P2	3	I	0,67	1,43	0,5	1,52	152
	M8-P1	2,94	D	1,80	6,78	2,41	9,42	856
	M8-P2	2,94	E	1,30	3,45	1,23	5,86	532
	M8-P3	2,94	I	0,72	1,20	0,43	2,47	274
d	M9-P1	7,68	D	6,91	14,99	1,98	10,29	447
	M9-P2	7,68	E	6,32	9,87	1,31	6,63	288
	M9-P3	7,68	G	4,62	4,45	0,59	2,36	112
E	M5-P1	3	C	2,08	9,226	3,21	6,19	515
	M5-P2	3	D	1,633	4,966	1,73	3,75	312
	M5-P2	3	I	0,67	1,432	0,5	1,52	152
	M8-P1	2,94	D	1,803	6,78	2,41	9,42	856
	M8-P2	2,94	E	1,307	3,451	1,23	5,86	532
	M8-P3	2,94	I	0,72	1,201	0,43	2,47	274

Tabla Nº 69/2
Resultados de esfuerzos en muros dirección "Y"

Eje Y	Muro	Largo (m)	Tipología	Corte (tf)	Momento (tf x m)	Tracción (tf)	Compresión (tf)	Carga pies derechos (kg)
F	M3-P1	3	A	2,17	11,556	4,02	12,25	1.020
	M3-P2	3	D	1,805	6,76	2,35	7,69	640
	M3-P3	3	H	1,71	3,305	1,15	3,28	328
	M7-P1	2,1	C	1,203	5,64	2,85	9,05	1.005
	M7-P2	2,1	E	0,601	2,42	1,22	5,75	638
	M7-P3	2,1	I	0,349	0,871	0,44	2,49	355
F,G	M15-P1	3,12	B	2,539	3,53	1,18	4,55	379
	M15-P2	3,12	E	1,835	1,43	0,48	3,1	258
	M15-P3	3,12	H	1,28	0,699	0,23	1,36	136
G	M1 -P1	1,21	C	0,643	1,297	1,19	6,6	942
	M1-P 2	1,21	E	0,338	0,41	0,38	3,95	564
	M1-P3	1,21	I	0,251	0,16	0,15	1,75	350
	M6-P1	1,2	A	0,529	2,201	2,04	5,11	730
	M6-P2	1,2	E	0,206	0,816	0,76	3,25	464
	M6-P3	1,2	I	0,128	0,304	0,28	1,14	228
	M10-P1	1,75	B	1,12	5,495	3,38	6,38	797
	M10-P2	1,75	D	0,714	2,46	1,51	4	500
	M10-P3	1,75	I	0,305	0,74	0,45	1,58	263

6.5 Diseño de elementos estructurales

6.5.1 Vigas

Las vigas más solicitadas corresponden a aquellas que cubren una luz de 3.540 mm y que soportan una carga total proveniente de la combinación D+Lf (carga muerta y sobrecarga de uso). Para soportar estas cargas, se especifican 2 piezas de escuadría 2x8" con terminación cepillada (82x185 mm) grado estructural C24, separadas cada 400 mm y arriostradas con placas de madera contrachapada.

$$Q_{tot} = 357{,}8\frac{kg}{m^2}$$

La carga uniformemente distribuida aplicada sobre las vigas más solicitadas considera la carga total multiplicada por su ancho tributario.

$$q_{total} = Q_{tot}\ x\ A_{tributario} = 357{,}8\ \frac{kg}{m^2}\ x\ 0{,}4\ m = 143{,}1\frac{kg}{m} = 1{,}4\frac{N}{mm}$$

6.5.1.1 Capacidad en flexión

La tensión de trabajo en flexión se calcula como sigue:

$$f_f\ =\ \frac{M_{máx}}{W_n}$$

El momento máximo en una viga simplemente apoyada se obtiene de la siguiente expresión:

$$M_{máx} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1{,}4\frac{N}{mm}\ x\ (3.540\ mm)^2}{8} = 2.199.307\ N\ x\ mm$$

El módulo de flexión para una sección rectangular está dado por:

$$W_n = \frac{b\ x\ h^2}{6} = \frac{82\ mm\ x\ (185\ mm)^2}{6} = 467.742\ mm^3$$

Luego

$$f_f\ =\ \frac{M_{máx}}{W_n} = \frac{2.199.307\ N\ x\ mm}{467.742\ mm^3} = 4{,}7\ MPa$$

La tensión de diseño en flexión para piezas arriostradas sin riesgo al volcamiento está dada por:

$$F_{f,dis} =\ F_f\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_C\ x\ K_{hf}$$

Donde,

F_f : Tensión admisible en flexión para el grado C24
K_H : FM por humedad (FM de uso general)
K_D : FM por duración de carga (FM de uso general)
K_C : FM por trabajo conjunto en flexión (FM de uso general)
K_{hf} : FM por altura

Para piezas de pino radiata grado estructural C24 de altura $h > 90\ mm$ se debe aplicar:

$$K_{hf}\ =\ \left(\frac{90}{h}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{90}{185}\right)^{\frac{1}{5}} = 0{,}87$$

$$K_H = 1 - \Delta H x \Delta R = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}025 = 0{,}925$$

Para una combinación D+Lf el factor de modificación por duración de carga $K_D = 1{,}0$

Para vigas arriostradas con placa o espaciadas a menos de 610 mm aplica el factor de modificación por trabajo conjunto $K_c = 1{,}15$ que aplica en este caso.

Luego la tensión de diseño en flexión es la siguiente

$$\mathrm{F_{f,dis}} = F_f \; x \; K_H \; x \; K_D \; x \; K_C \; x \; K_{hf} = 9{,}3 \; MPa \; x \; 0{,}925 \; x \; 1{,}0 \; x \; 1{,}15 \; x \; 0{,}87 = 8{,}6 \; MPa$$

6.5.1.2 Capacidad al cizalle paralelo

La tensión de trabajo en cizalle paralelo está dada por:

$$f_{cz} = \frac{3}{2} \; x \; \frac{V_{máx}}{b \; x \; h}$$

El esfuerzo de corte máximo para vigas simplemente apoyadas se calcula como sigue:

$$V_{máx} = \frac{q \; x \; l}{2} = \frac{1{,}4 \frac{N}{mm} \; x \; 3.440 \; mm}{2} = 2.485 \; N$$

$$f_{cz} = \frac{3}{2} \; x \; \frac{2.485 \; N}{82 \; mm \; x \; 185 \; mm} = 1{,}05 \; MPa$$

La tensión de diseño al cizalle paralelo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \;\; x \;\; K_H \; x \; K_D \; x \; K_r$$

$\boldsymbol{F_{cz}}$ **:** Tensión admisible en cizalle para el grado C24
$\boldsymbol{K_H}$ **:** FM por contenido de humedad (Factor de modificación de uso general)
$\boldsymbol{K_D}$ **:** FM por duración de carga (Factor de modificación de uso general)
$\boldsymbol{K_r}$ **:** FM por rebaje

Con

$$K_H = 1 - \Delta H x \Delta R = 1 - (15 - 12) \; x \; 0{,}015 = 0{,}96$$

$K_D = 1{,}0$ (Combinación D+Lf)

$K_r = 1$, Considerando piezas sin rebaje

$$F_{cz,dis} = 1{,}1 MPa \;\; x \;\; 0{,}96 \; x \; 1{,}0 \; x \; 1{,}0 = 1{,}05 \; MPa$$

6.5.1.3 Capacidad a compresión normal

La tensión de trabajo en compresión normal está dada por:

$$f_{cn} = \frac{R}{A_n}$$

Donde:

R : Carga aplicada (reacción en el apoyo) (N)
A_n : Área neta aplastada (mm^2)
R Depende de la configuración de carga

$$A_n = 82\ mm\ x\ 114\ mm = 9.348\ mm^2$$

$$R = V_{máx} = 2.485\ N$$

$$f_{cn} = \frac{2.485\ N}{2.485\ mm^2} = 0{,}27\ MPa$$

La tensión de diseño en compresión normal está dada por:

$$F_{cn,dis} = F_{cn}\ x\ K_H\ x\ K_{cn}$$

Donde:

F_{cn}: Tensión admisible en compresión normal (MPa)
$K_H = 0{,}9$
K_{cn} : Factor de modificación por aplastamiento

Para el caso "típico" de apoyo en vigas $K_{cn} = 0{,}8$

$$\boldsymbol{F_{cn,dis}} = 2{,}5\ MPa\ \boldsymbol{x}\ 0{,}9\ \boldsymbol{x}\ 0{,}8 = 1{,}8\ MPa$$

6.5.1.4 Cálculo de la deformación total y por sobrecarga

La deformación total está dada por:

$$\delta_{tot} = \left(\frac{5}{384}\right) x\ \frac{q\ x\ l^4}{E_{dis}\ x\ I}$$

$$E_{dis} = E_k\ x\ K_H\ x\ K_{hE}$$

Con

$$E_k = 0{,}6\ x\ E = 0{,}6\ x\ 10.200\ MPa = 6.120\ MPa$$

$$K_H = 1 - \Delta H x \Delta R = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}017 = 0{,}949$$

$K_{hE} = 1$, pues h > 180 mm

$$I = \frac{b\ x\ h^3}{12} = \frac{82\ x\ (185\ mm)^3}{12} = 43.266.104\ mm^4$$

$$q_{total} = 1{,}4\frac{N}{mm}$$

$$l = 3.540\ mm$$

Luego

$$E_{dis} = 6.120\ MPa\ x\ 0{,}949\ x\ 1{,}0 = 5.807\ MPa$$

$$\delta_{tot} = \left(\frac{5}{384}\right) x\ \frac{1{,}4\frac{N}{mm}\ x\ (3.540\ mm)^4}{5.807\ MPa\ x\ 43.266.104\ mm^4} = 11{,}39\ mm$$

Repitiendo el cálculo para sobrecarga se tiene:

$$q_{Sobrecarga} = 0{,}7848\frac{N}{mm}$$

$$\delta_{Sobrecarga} = \left(\frac{5}{384}\right) x\ \frac{0{,}7848\frac{N}{mm}\ x\ (3.540\ mm)^4}{5.807\ MPa\ x\ 43.266.104\ mm^4} = 6{,}38\ mm$$

Las deformaciones admisibles para los estados de carga considerados se indican en la Tabla Nº 70.

Tabla Nº 70
Deformaciones admisibles consideradas según estado de carga

Estado de carga	Criterio de diseño	Deformación admisible (mm)
Carga total	L/300	11,8
Sobrecarga	L/360	9,8

6.5.1.5 Resumen de resultados

La Tabla Nº 71 presenta el resumen de los resultados obtenidos para el diseño de las vigas más solicitadas. De ella se observa que el diseño está controlado por la deformación admisible alcanzando un 96% de utilización, por otro lado, la utilización en flexión es de un 55%. Se concluye que las vigas compuestas por 2 piezas de 2x8” que cubren una luz de 3,54 m, son apropiadas para resistir las solicitaciones de trabajo.

Tabla Nº 71
Resumen de resultados

Esfuerzo	Condición de trabajo	Valor de diseño	Utilización (%)
Flexión	4,7	8,6	55
Corte	0,25	1,1	23
Compresión normal	0,27	1,8	15
Deformaciones Carga total (mm)	11,39	11,8	96
Deformaciones Sobrecarga (mm)	6,38	9,8	65

6.5.2 Columnas

6.5.2.1 Columna muro interior más solicitada Piso 1

El muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al M7 (ver planta) con una carga de compresión de 905 kg.

Los pies derechos corresponden a piezas cepilladas de escuadría 2x5” (41x114mm), grado estructural C24 y largo 2.440 mm.

El pandeo está restringido en el eje débil del pie derecho debido a la instalación de la placa de arriostre lo que induce la falla en el eje fuerte con largo de pandeo igual 2.440 mm.

$$\lambda = \frac{l_p}{i}$$

$$l_p = k\ x\ l = 1{,}0\ x\ 2.440\ mm = 2.440\ mm$$

El radio de giro (i) se obtiene se obtiene de la siguiente expresión:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b\ x\ h^3}{12}}{b\ x\ h}} = \frac{114}{\sqrt{12}} = 32{,}9\ mm$$

Luego la esbeltez reguladora del diseño corresponde a:

$$\lambda = \frac{2.440\ mm}{32{,}9\ mm} = 74{,}1$$

Como $\lambda \leq 170$ se cumple con la restricción de esbeltez.

La tensión de trabajo de una columna simple sometida a compresión paralela a su fibra, se calcula de acuerdo a la expresión:

$$f_{cp} = \frac{N}{A} = \frac{905\ kg\ x\ 9{,}81\ m/s^2}{114\ mm\ x\ 41\ mm} = 1{,}90\ MPa$$

Como $\lambda \geq 10$ se debe considerar el cálculo de la tensión admisible con inestabilidad lateral.

$$F_{cp,dis} = F_{cp}\ x\ K_H\ x\ K_D$$

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_{\lambda}$$

Con

$$F_{cp} = 8{,}0\ MPa$$

$$K_H\ = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}048 = 0{,}86$$

$K_D = 1{,}0$ (combinación D+L_r)

Luego

$$F_{cp,dis} = 8{,}0\ MPa\ x\ 0{,}86\ x\ 1{,}0 = 6{,}848\ MPa$$

El factor de modificación por esbeltez se define como sigue

$$K_{\lambda} = A - \sqrt{A^2 - B}$$

Para el cálculo de los parámetros A y B se debe estimar el módulo de elasticidad de diseño (E_{dis}) y la tensión crítica de pandeo (F_{cE})

$$E_{dis} = E\ x\ K_h\ x\ K_{he}$$

$$E = 10.200\ MPa$$

$$K_h = 1 - (15 - 12)\ x\ 0{,}017 = 0{,}95$$

$$K_{he} = \left(\frac{h}{180}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{114}{180}\right)^{\frac{1}{4}} = 0{,}89$$

$$E_{dis} = 10.200\ MPa\ x\ 0{,}95\ x\ 0{,}89 = 8.635\ MPa$$

$$F_{cE} = \frac{3{,}6 * E_{dis}}{\lambda^2} = \frac{3{,}6 * 8.635\ MPa}{74{,}1^2} = 5{,}65\ MPa$$

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} * \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2c} = \frac{\frac{5{,}65\ MPa}{6{,}848\ MPa} * \left(1 + \frac{74{,}1}{200}\right) + 1}{2\ x\ 0{,}85} = 1{,}25$$

$$B = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}}}{c} = \frac{\frac{5{,}65\ MPa}{6{,}848\ MPa}}{0{,}85} = 0{,}972$$

$$K_{\lambda} = 1{,}25 - \sqrt{1{,}25^2 - 0{,}972} = 0{,}479$$

Finalmente, la tensión de diseño en compresión paralela se calcula como sigue:

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis}\ x\ K_{\lambda} = 6{,}848\ MPa\ x\ 0{,}479 = 3{,}28\ MPa$$

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros interiores con un porcentaje de utilización de un 58% (Tabla Nº 72)

Tabla Nº 72
Verificación diseño de pie derechos muro interior

Esfuerzo	Condición de trabajo	Valor de diseño	Utilización (%)
Compresión paralela (MPa)	1,90	3,28	58

6.5.2.2 Columna muro perimetral más solicitada Piso 1

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M1 (ver planta) con una carga de compresión de 1100 kg.

Para este caso se debe evaluar el desempeño del elemento sometido a compresión por la acción de cargas gravitacionales y flexión inducida por viento. Finalmente, se debe evaluar la interacción de ambos esfuerzos mediante la siguiente expresión:

La carga de viento estimada incluyendo el factor de barlovento es de 58,6 kg/m^2.

$$\left(\frac{f_{Cp}}{F_{Cp,\lambda,\mathrm{dis}}}\right) + \frac{f_f}{\left(1 - \frac{f_{Cp}}{F_{CE}}\right) x\ F_{f,dis}} \leq 1.0$$

La tensión de trabajo en flexión de los elementos que componen el muro se estima mediante siguiente expresión:

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n} = \frac{\frac{q\ x\ l^2}{8}}{\frac{b\ x\ h^2}{6}} = \frac{\frac{\left(58{,}6\frac{kg}{m^2}\ x\ 9{,}81\frac{m}{s^2}\right)\ x\ (2.440\ mm)^2}{8}}{\frac{41\ mm\ x\ (114\ mm)^2}{6}} = 1{,}92\ MPa$$

La tensión de diseño en flexión se estima de la siguiente expresión:

$$\mathrm{F_{f,dis}} = F_f\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_C\ x\ K_{hf} = 8{,}0\ MPa\ x\ 0{,}96\ x\ 1{,}6\ x\ 1{,}15\ x\ 0{,}95 = 12{,}96\ MPa$$

La tensión de trabajo en compresión paralela se obtiene como sigue:

$$f_{Cp} = \frac{P}{A} = \frac{1100\ Kg\ x\ 9{,}81\frac{m}{s^2}}{41\ x\ 114} = 2{,}309\ MPa$$

La tensión de diseño en compresión paralela se obtiene de acuerdo a 7.5.2.1.

$$F_{Cp,\lambda,\text{dis}} = 3{,}28\ MPa$$

Donde la tensión crítica de pandeo $F_{CE} = 5{,}65\ MPa$

Finalmente se verifica la interacción de esfuerzos.

$$\left(\frac{2{,}309\ MPa}{3{,}28\ MPa}\right)^2 + \frac{1{,}92\ MPa}{\left(1 - \frac{2{,}309\ MPa}{5{,}65\ MPa}\right) x\ 12{,}96\ MPa} = 0{,}75$$

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros perimetrales con un factor de utilización a la interacción de esfuerzos de flexión y compresión de un 75% (Tabla Nº 73).

Tabla Nº 73
Resumen de resultados pie derecho en flexo-compresión

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	3,28	2,31	70	Cumple
Tensión en flexión (MPa)	12,96	1,92	15	Cumple
Verificación interacción	1	0,75	75	Cumple

6.5.2.3 Columna muro interior más solicitada Piso 2

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M13 (ver planta) con una carga de compresión de 735 kg.

La Figura Nº 59. Presenta el modelo generado en C+T considerando la solicitación y tipología de muro correspondiente.

Las Tablas Nº 74 y Nº 75, presenta los valores de los factores involucrados en el diseño y el resultado del análisis, respectivamente.

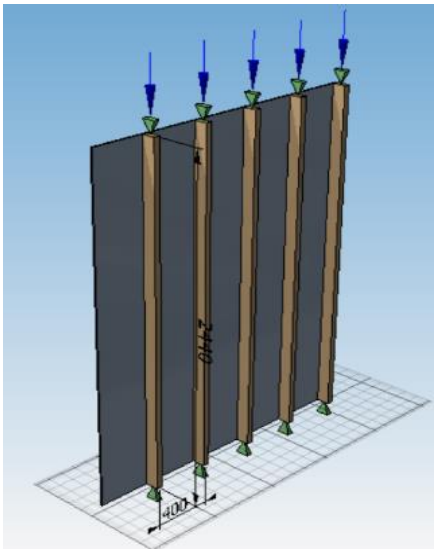


Figura Nº 59
Modelo de muro interior sometido a compresión

Tabla Nº 74
Factores de modificación calculados

Factores de modificación	Valor
Factor por humedad (KH) para flexión	0,92
Factor por humedad (KH) para cizalle	0,96
Factor por humedad (KH) para compresión paralela	0,86
Factor por humedad (KH) para modulo elasticidad	0,95
Factor por duración de carga en compresión (KDc)	1
Factor por duración de carga en flexión (KDf)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje X-X (KlambaX)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje Y-Y (KlambaY)	0,5
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje X-X (khEx)	0,9
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje Y-Y (khEy)	0,71

Tabla Nº 75
Resultados del diseño

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	3,42	1,36	40	Cumple

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros interiores del segundo piso con un porcentaje de utilización de un 40%.

6.5.2.4 Columna muro exterior más solicitada Piso 2

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M1 (ver planta) con una carga de compresión de 564 kg. La carga de viento que actúa sobre el muro incluyendo el factor de barlovento se estima en 62,2 kg/m^2. La Figura Nº 60 presenta el modelo generado en C+T considerando la solicitación y tipología de muro correspondiente. Las Tablas Nº 76 y Nº 77 presentan los valores de los factores involucrados en el diseño y el resultado del análisis, respectivamente.

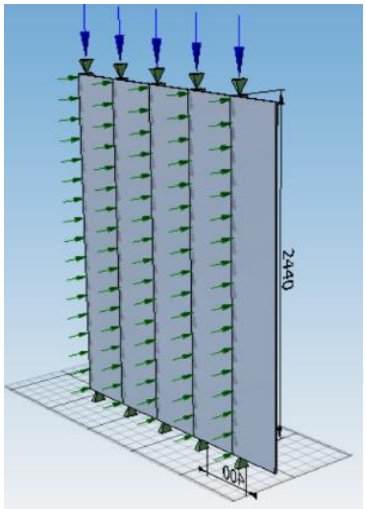


Figura Nº 60
Modelo de muro perimetral sometido a flexo-compresión

Tabla Nº 76
Factores de modificación calculados

Factores de modificación	Valor
Factor por humedad (KH) para modulo elasticidad	0,95
Factor por humedad (KH) para flexión	0,92
Factor por humedad (KH) para compresión paralela	0,86
Factor por humedad (KH) para cizalle	0,96
Factor por duración de carga en flexión (KDf)	1,6
Factor por duración de carga en compresión (KDc)	1,25
Factor de modificación por volcamiento en el eje Y-Y (KlambaY)	0,32
Factor de modificación por volcamiento en el eje X-X (KlambaX)	1
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje Y-Y (khEy)	0,71
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje X-X (khEx)	0,85

Tabla N° 77
Resultados del diseño

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	3,21	0,86	27	Cumple
Tensión en flexión (MPa)	14,99	1,74	12	Cumple
Verificación interacción	1	0,21	21	Cumple

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros perimetrales con un factor de utilización a la interacción de esfuerzos de flexión y compresión de un 21%.

6.5.2.5 Columna muro interior más solicitada Piso 3

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M7 (ver planta) con una carga de compresión de 355 kg.

La Figura Nº 61 presenta el modelo generado en C+T considerando la solicitación y tipología de muro correspondiente.

Las Tablas Nº 78 y Nº 79 presentan los valores de los factores involucrados en el diseño y el resultado del análisis, respectivamente.

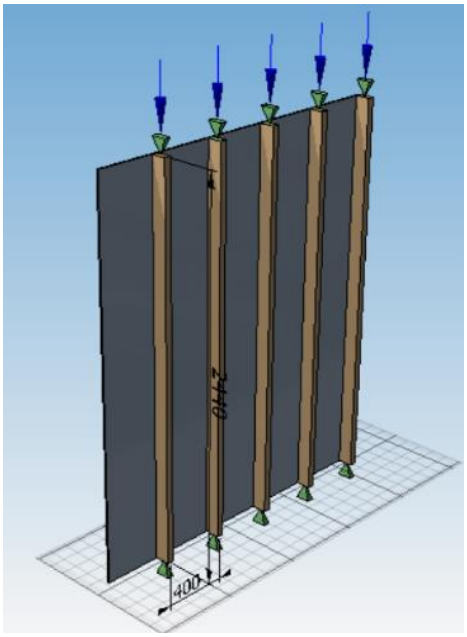


Figura Nº 61
Modelo de muro interior sometido a compresión

Tabla Nº 78
Factores de modificación calculados

Factores de modificación	Valor
Factor por humedad (KH) para flexión	0,92
Factor por humedad (KH) para cizalle	0,96
Factor por humedad (KH) para compresión paralela	0,86
Factor por humedad (KH) para modulo elasticidad	0,95
Factor por duración de carga en compresión (KDc)	1,25
Factor por duración de carga en flexión (KDf)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje X-X (KlambaX)	1
Factor de modificación por volcamiento en el eje Y-Y (KlambaY)	0,32
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje X-X (khEx)	0,85
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje Y-Y (khEy)	0,71

Tabla Nº79
Resultados del diseño

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	2,71	0,82	30	Cumple

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros interiores del tercer piso con un porcentaje de utilización de un 30%

6.5.2.6 Columna muro exterior más solicitada Piso 3

Del análisis estructural, el muro que contiene los pies derechos más solicitados corresponde al muro M1 (ver planta) con una carga de compresión de 350 kg.

La carga de viento que actúa sobre el muro incluyendo el factor de barlovento se estima en 65 kg/m^2.

La Figura Nº 62 presenta el modelo generado en C+T considerando la solicitación y tipología de muro correspondiente.

Las Tablas Nº 80 y Nº 81 presentan los valores de los factores involucrados en el diseño y el resultado del análisis, respectivamente.

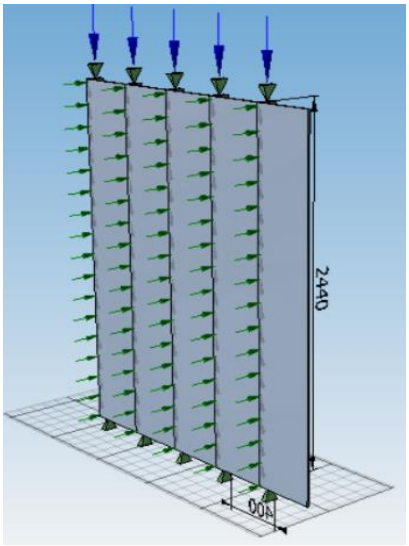


Figura Nº 62
Modelo de muro perimetral sometido a flexo-compresión

Tabla Nº 80
Factores de modificación calculados

Factores de modificación	Valor
Factor por humedad (KH) para modulo elasticidad	0,95
Factor por humedad (KH) para flexión	0,92
Factor por humedad (KH) para compresión paralela	0,86
Factor por humedad (KH) para cizalle	0,96
Factor por duración de carga en flexión (KDf)	1,6
Factor por duración de carga en compresión (KDc)	1,25
Factor de modificación por volcamiento en el eje Y-Y (KlambaY)	0,32
Factor de modificación por volcamiento en el eje X-X (KlambaX)	1
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje Y-Y (khEy)	0,71
Factor de modificación por altura para elasticidad en el eje X-X (khEx)	0,85

Tabla Nº 81
Resultados del diseño

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Tensión en compresión paralela (MPa)	2,71	0,81	30	Cumple
Tensión en flexión (MPa)	15,69	2,9	18	Cumple
Verificación interacción	1	0,33	33	Cumple

Se verifica el diseño de los pies derechos de muros perimetrales con un factor de utilización a la interacción de esfuerzos de flexión y compresión de un 33%.

6.5.3 Muros de corte

El muro a diseñar corresponde al muro M2 del piso 1 con tipología A. Las dimensiones del muro son 3,54 m de largo por 2,44 m de alto que está sometido a una carga de 3,81 t.

$$RA = \frac{2{,}44\ m}{3{,}54\ m} = 0{,}69$$

Como la relación de aspecto $RA < 2$ no aplica el factor de ajuste ni el factor de relación de aspecto y el corte admisible se obtiene del valor de Tabla N° 9 para la tipología considerada y se divide por el factor ASD.

$$V_{adm} = \frac{V_s}{Factor\ ASD} = \frac{1{,}339\ tf/m}{2} = 0{,}670\,\frac{tf}{m}$$

El corte de diseño se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_{dis} = V_{adm}\ x\ K_G\ x\ K_n$$

Donde:

V_{dis}: Capacidad al corte admisible de un muro en su plano por unidad de longitud
K_G : Factor de modificación por gravedad específica del pino radiata
K_n: factor de modificación por número de caras arriostradas

$$K_G = [1 - (0{,}5 - \rho_0)] = [1 - (0{,}5 - 0{,}45)] = 0{,}95$$

$K_n = 2{,}0$ (Muro considera placa en ambas caras)

Luego

$$V_{dis} = 0{,}670\ x\ 0{,}95\ x\ 2 = 1{,}273\,\frac{tf}{m}$$

Y la capacidad a corte del muro en base a su longitud:

$$V_{dis,total} = 1{,}273\,\frac{tf}{m}\ x\ 3{,}54\ m = 4{,}50\ t$$

La deformación lateral asociada a la solicitación por corte está asociada a 3 componentes: Deformación por flexión, deformación por corte y deformación por volcamiento.

La deformación total puede calcularse como sigue.

$$\delta = V\left(\frac{2}{3}\,\frac{H^3}{E\,A_{ext}\,L^2}\right)_{Flexión} + V\left(\frac{H}{L\,G_a}\right)_{Corte} + T\left(\frac{H}{L\,K_{Anclaje}}\right)_{Volcamiento}$$

Para este caso en particular:

$V = 3{,}81\ tf = 3.810\ kg$

$H = 244\ cm$

$E = 102.000\,\frac{kg}{cm^2}$

$A_{ext} = 4{,}1\ cm\ x\ 11{,}4\ cm\ x\ 3 = 140{,}2\ cm^2$

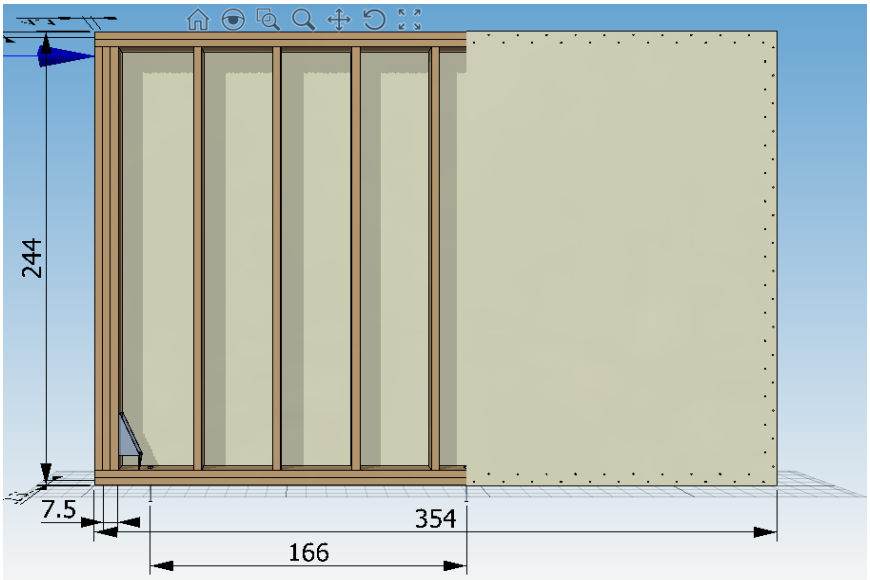
$L = 354\ cm$

$G_a = 2\ x\ 2.679\ \frac{kg}{cm} = 5.357\,\frac{kg}{cm}$ (considerando muro arriostrado en ambas caras)

$K_{Anclaje} = 12.077\,\frac{kg}{cm}$ (Rigidez de anclaje HD12B_6, ver figura N°63)

$T_{adm,Anclaje} = 5.951\ kg$

$L' = 345\ cm - 3\ x\ 4{,}1 = 332{,}7\ cm$ (distancia a eje de pies derechos laterales (Figura N° 63).



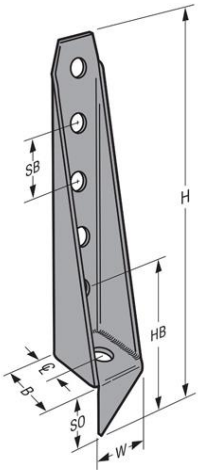


Figura Nº 63
Esquema en software C+T del muro M2-A y anclaje HD12_6 Simpson

$$T = \frac{M}{L'} = \frac{10{,}76\ t\ x\ m\ x\ 1.000\frac{kg}{tf}\ x\ 100\frac{cm}{m}}{332{,}7\ \ cm} = \frac{1.076.000\ kg\ x\ cm}{332{,}7\ \ cm} = 3.234\ kg < 5.951\ kg$$

Por otro lado, se verifica el cumplimiento de la tensión en tracción en maderos laterales:

$$F_{tp,dis} = F_{tp}\ x\ K_H\ x\ K_D\ x\ K_{hf} x K_{ct} = 4{,}7\ MPa\ x\ 0{,}9\ x\ 1{,}6\ x\ 0{,}95\ x\ 0{,}7 = 4{,}5\ MPa$$

$$f_{tp} = \frac{3.234\ kg\ x\ \ 9{,}81\ m/s^2}{3\ x\ 41\ x\ 114\ mm^2} = 2{,}26\ MPa$$

$$F_{tp,dis} > \ f_{tp}$$

Por lo tanto, se cumple el diseño en tracción.

Luego

$$\delta_{flexión} = V\left(\frac{2}{3}\ \frac{H^3}{E\ A_{ext}\ L^2}\right) = \ 3.810\ kg\left(\frac{2}{3}\ \frac{(244\ cm)^3}{102.000\frac{kg}{cm^2}\ x\ 140{,}2\ cm^2\ x\ (354\ cm)^2}\right) = 0{,}0205\ cm$$

$$\delta_{corte} = V\left(\frac{H}{L\ G_a}\right) = 3.810\ kg\ \left(\frac{244\ cm}{354\ cm\ x\ 5.357\frac{kg}{cm}}\right) = 0{,}2626\ cm$$

$$\delta_{Volcamiento} = T\left(\frac{H}{L\ K_{Anclaje}}\right) = 3.234\ kg\left(\frac{244\ cm}{354\ cm\ 12.077\frac{kg}{cm}}\right) = 0{,}1845\ cm$$

$$\delta = 0{,}0205\ cm + 0{,}4901\ cm + 0{,}1845\ cm = 0{,}4677\ cm$$

$$\delta_{adm} = 0.002\ x\ 244\ cm = 0{,}488\ cm$$

Se verifica el diseño del muro M2 con un porcentaje de utilización al corte de un 84% y un porcentaje de utilización por deformación de un 96%, por lo tanto, la capacidad del muro está condicionada por la deformación admisible que establece la NCh 433 (Tabla Nº 82).

Tabla Nº 82
Resumen diseño del muro M2 piso 1

Propiedad	Valor de diseño	Valor de trabajo	Utilización (%)	Verificación
Corte (t)	4,50	3,81	84	Cumple
Tracción (MPa)	4,5	2,26	50	Cumple
Deformación por corte (cm)	0,488	0,467	96	Cumple

Las verificaciones de los muros restantes se resumen en las Tablas Nº 83 a Nº 88. De ellas se observa la condición de trabajo, valor admisible y la cantidad de pernos de corte de Ø½“ que deben ser instalados al espaciamiento que se indica para cada muro, con el fin del correcto traspaso de la carga de corte a la base.

Los drift obtenidos mediante el cálculo de deformaciones utilizando el método SDPWS se presentan en la Figura Nº 64. De ella se observa el cumplimiento de la deformación máxima permitida por la NCh 433.

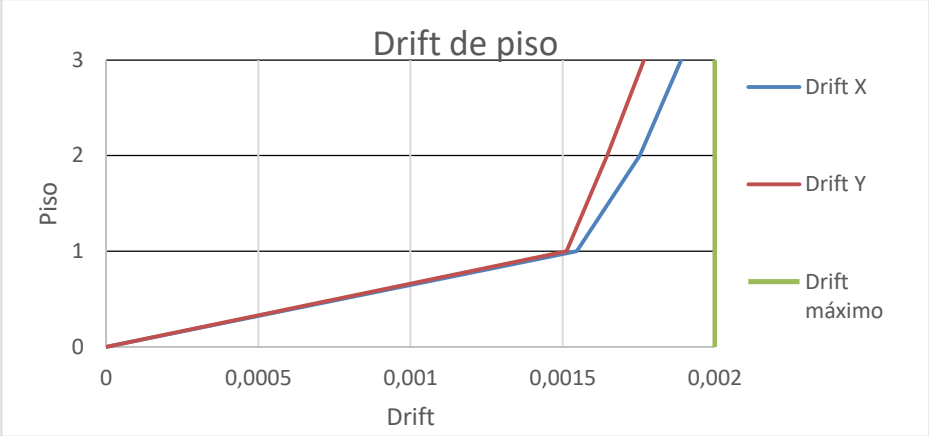


Figura Nº 64
Drift calculados SDPWS

Tabla Nº 83/1
Condición de trabajo, muros de corte dirección X

Eje X	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
1	M2-P1	3810	1.250	0,020	0,260	0,189	0,467
	M2-P2	3660	1.080	0,019	0,321	0,111	0,452
	M2-P3	2540	620	0,025	0,223	0,108	0,355
	M4-P1	1110	550	0,025	0,200	0,250	0,475
	M4-P2	660	430	0,023	0,125	0,305	0,453
	M4-P3	540	370	0,025	0,213	0,134	0,372
2	M14-P1	570	620	0,025	0,145	0,316	0,485
	M14-P2	290	540	0,019	0,071	0,329	0,419
	M14-P3	220	430	0,022	0,202	0,155	0,379
4	M11-P1	1680	590	0,015	0,193	0,237	0,445
	M11-P2	1380	470	0,019	0,160	0,231	0,410

Tabla Nº 83/2
Condición de trabajo, muros de corte dirección X

Eje X	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
4	M11-P3	1080	380	0,019	0,255	0,106	0,380
	M12-P1	1530	1.040	0,015	0,182	0,248	0,445
	M12-P2	1180	850	0,017	0,140	0,262	0,420
	M12-P3	910	500	0,017	0,224	0,110	0,351
5	M13-P1	6180	400	0,011	0,250	0,161	0,421
	M13-P2	4910	260	0,009	0,258	0,156	0,422
	M13-P3	2670	250	0,010	0,305	0,111	0,426
	M16-P1	570	620	0,025	0,145	0,316	0,485
	M16-P2	290	540	0,019	0,071	0,329	0,419
	M16-P3	220	430	0,022	0,202	0,155	0,379
6	M13-P1	6180	400	0,011	0,250	0,161	0,421
	M13-P2	4910	260	0,009	0,258	0,156	0,422
	M13-P3	2670	250	0,010	0,305	0,111	0,426
	M16-P1	570	620	0,025	0,145	0,316	0,485
	M16-P2	290	540	0,019	0,071	0,329	0,419
	M16-P3	220	430	0,022	0,202	0,155	0,379
7	M11-P1	1680	590	0,015	0,193	0,237	0,445
	M11-P2	1380	470	0,019	0,160	0,231	0,410
	M11-P3	1080	380	0,019	0,255	0,106	0,380
	M12-P1	1530	1.040	0,015	0,182	0,248	0,445
	M12-P2	1180	850	0,017	0,140	0,262	0,420
	M12-P3	910	500	0,017	0,224	0,110	0,351
9	M14-P1	570	620	0,025	0,145	0,316	0,485
	M14-P2	290	540	0,019	0,071	0,329	0,419
	M14-P3	220	430	0,022	0,202	0,155	0,379
10	M2-P1	3.810	1.250	0,020	0,260	0,189	0,468
	M2-P2	3.660	1.080	0,019	0,321	0,111	0,452
	M2-P3	2.540	620	0,025	0,223	0,108	0,355
	M4-P1	1.110	550	0,025	0,200	0,250	0,475
	M4-P2	660	430	0,023	0,125	0,305	0,453
	M4-P3	540	370	0,025	0,213	0,134	0,372

Tabla Nº 84/1
Valores admisibles y porcentajes de utilización, muros en dirección X

Eje X	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
1	M2-P1	0,488	4741	5.950	96	80	21
	M2-P2	0,488	3688	5.950	93	99	18
	M2-P3	0,488	3688	1.380	73	69	45
	M4-P1	0,488	1792	5.950	97	62	9
	M4-P2	0,488	1792	1.380	93	37	31
	M4-P3	0,488	896	1.380	76	60	27
2	M14-P1	0,488	1271	5.950	99	45	10
	M14-P2	0,488	1271	1.380	86	23	39
	M14-P3	0,488	436	1.380	78	50	31
4	M11-P1	0,488	2813	3.830	91	60	15
	M11-P2	0,488	2813	1.380	84	49	34
	M11-P3	0,488	1406	1.380	78	77	28
	M12-P1	0,488	2719	3.830	91	56	27
	M12-P2	0,488	2719	1.380	86	43	62
	M12-P3	0,488	1359	1.380	72	67	36
5	M13-P1	0,488	8237	6.930	86	75	6
	M13-P2	0,488	6407	3.830	87	77	7
	M13-P3	0,488	3203	1.380	87	83	18
	M16-P1	0,488	1271	5.950	99	45	10
	M16-P2	0,488	1271	1.380	86	23	39
	M16-P3	0,488	436	1.380	78	50	31
6	M13-P1	0,488	8237	6.930	86	75	6
	M13-P2	0,488	6407	3.830	87	77	7
	M13-P3	0,488	3203	1.380	87	83	18
	M16-P1	0,488	1271	5.950	99	45	10
	M16-P2	0,488	1271	1.380	86	23	39
	M16-P3	0,488	436	1.380	78	50	31
7	M11-P1	0,488	2813	3.830	91	60	15
	M11-P2	0,488	2813	1.380	84	49	34
	M11-P3	0,488	1406	1.380	78	77	28
	M12-P1	0,488	2719	3.830	91	56	27
	M12-P2	0,488	2719	1.380	86	43	62
	M12-P3	0,488	1359	1.380	72	67	36

Tabla Nº 84/2
Valores admisibles y porcentajes de utilización, muros en dirección X

Eje X	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
9	M14-P1	0,488	1271	5.950	99	45	10
	M14-P2	0,488	1271	1.380	86	23	39
	M14-P3	0,488	436	1.380	78	50	31
10	M2-P1	0,488	4741	5.950	96	80	21
	M2-P2	0,488	3688	5.950	93	99	18
	M2-P3	0,488	3688	1.380	73	69	45
	M4-P1	0,488	1792	5.950	97	62	9
	M4-P2	0,488	1792	1.380	93	37	31
	M4-P3	0,488	896	1.380	76	60	27

Tabla Nº 85/1
Condición de trabajo, muros de corte dirección Y

Eje Y	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
A	M1 -P1	643	1.190	0,029	0,165	0,199	0,393
	M1-P2	338	380	0,020	0,077	0,297	0,395
	M1-P3	251	150	0,018	0,159	0,135	0,312
	M6-P1	529	2.040	0,024	0,108	0,344	0,476
	M6-P2	206	760	0,014	0,054	0,361	0,429
	M6-P3	128	280	0,013	0,114	0,147	0,274
	M10-P1	1120	3.380	0,024	0,156	0,311	0,491
	M10-P2	714	1.510	0,015	0,127	0,249	0,391
	M10-P3	305	450	0,017	0,222	0,167	0,406
A,B	M15-P1	2539	1.180	0,016	0,187	0,064	0,267
	M15-P2	1835	480	0,022	0,213	0,124	0,358
	M15-P3	1280	230	0,019	0,289	0,058	0,365
B	M3-P1	2170	4.020	0,016	0,176	0,271	0,463
	M3-P2	1805	2.350	0,013	0,187	0,226	0,426
	M3-P3	1710	1.150	0,023	0,177	0,203	0,403
	M7-P1	1203	2.850	0,018	0,178	0,274	0,470
	M7-P2	601	1.220	0,015	0,099	0,355	0,469
	M7-P3	349	440	0,013	0,197	0,141	0,351
C	M5-P1	2080	3.210	0,015	0,215	0,216	0,447
	M5-P2	1633	1.730	0,012	0,169	0,166	0,347
	M5-P3	670	500	0,014	0,309	0,114	0,438
	M8-P1	1803	2.410	0,014	0,196	0,257	0,468

Tabla Nº 85/2
Condición de trabajo, muros de corte dirección Y

Eje Y	Muro	Corte (kgf)	Tracción (kgf)	$D_{Flexión}$ (cm)	D_{corte} (cm)	$D_{volcamiento}$ (cm)	D_{total} (cm)
C	M8-P2	1307	1.230	0,017	0,153	0,251	0,421
	M8-P3	720	430	0,014	0,302	0,100	0,416
D	M9-P1	6906	1.980	0,008	0,295	0,076	0,379
	M9-P2	6322	1.310	0,011	0,256	0,091	0,357
	M9-P3	4620	590	0,010	0,294	0,041	0,344
E	M5-P1	2080	3.210	0,015	0,215	0,216	0,447
	M5-P2	1633	1.730	0,012	0,169	0,166	0,347
	M5-P3	670	500	0,014	0,309	0,114	0,438
	M8-P1	1803	2.410	0,014	0,196	0,257	0,468
	M8-P2	1307	1.230	0,017	0,153	0,251	0,421
	M8-P3	720	430	0,014	0,302	0,100	0,416
F	M3-P1	2170	4.020	0,016	0,176	0,271	0,463
	M3-P2	1805	2.350	0,013	0,187	0,226	0,426
	M3-P3	1710	1.150	0,023	0,177	0,203	0,403
	M7-P1	1203	2.850	0,018	0,178	0,274	0,470
	M7-P2	601	1.220	0,015	0,099	0,355	0,469
	M7-P3	349	440	0,013	0,197	0,141	0,351
F,G	M15-P1	2539	1.180	0,016	0,187	0,064	0,267
	M15-P2	1835	480	0,022	0,213	0,124	0,358
	M15-P3	1280	230	0,019	0,289	0,058	0,365
G	M1 -P1	643	1.190	0,029	0,165	0,199	0,393
	M1-P 2	338	380	0,020	0,077	0,297	0,395
	M1-P3	251	150	0,018	0,159	0,135	0,312
	M6-P1	529	2.040	0,024	0,108	0,344	0,476
	M6-P2	206	760	0,014	0,054	0,361	0,429
	M6-P3	128	280	0,013	0,114	0,147	0,274
	M10-P1	1120	3.380	0,024	0,156	0,311	0,491
	M10-P2	714	1.510	0,015	0,127	0,249	0,391
	M10-P3	305	450	0,017	0,222	0,167	0,406

Tabla Nº 86/1
Valores admisibles y porcentajes de utilización, muros en dirección Y

Eje Y	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
A	M1 -P1	0,488	1250	5.950	81	51	20
	M1-P 2	0,488	1250	1.380	81	27	28
	M1-P3	0,488	429	1.380	64	59	11
	M6-P1	0,488	1581	5.950	98	33	34
	M6-P2	0,488	1230	1.380	88	17	55
	M6-P3	0,488	422	1.380	56	30	20
	M10-P1	0,488	2344	6.930	101	48	49
	M10-P2	0,488	1823	3.830	80	39	39
	M10-P3	0,488	625	1.380	83	49	33
A,B	M15-P1	0,488	4179	6.930	55	61	17
	M15-P2	0,488	3250	1.380	73	56	35
	M15-P3	0,488	1625	1.380	75	79	17
B	M3-P1	0,488	4018	5.950	95	54	68
	M3-P2	0,488	3125	3.830	87	58	61
	M3-P3	0,488	3125	1.380	83	55	83
	M7-P1	0,488	2188	5.950	96	55	48
	M7-P2	0,488	2188	1.380	96	27	88
	M7-P3	0,488	750	1.380	72	47	32
C	M5-P1	0,488	3125	5.950	92	67	54
	M5-P2	0,488	3125	3.830	71	52	45
	M5-P2	0,488	1071	1.380	90	63	36
	M8-P1	0,488	3063	3.830	96	59	63
	M8-P2	0,488	3063	1.380	86	43	89
	M8-P3	0,488	1050	1.380	85	69	31
D	M9-P1	0,488	8000	3.830	78	86	52
	M9-P2	0,488	8000	1.380	73	79	95
	M9-P3	0,488	5143	1.380	71	90	43
E	M5-P1	0,488	3125	5.950	92	67	54
	M5-P2	0,488	3125	3.830	71	52	45
	M5-P2	0,488	1071	1.380	90	63	36
	M8-P1	0,488	3063	3.830	96	59	63
	M8-P2	0,488	3063	1.380	86	43	89
	M8-P3	0,488	1050	1.380	85	69	31
F	M3-P1	0,488	4018	5.950	95	54	68
	M3-P2	0,488	3125	3.830	87	58	61

Tabla Nº 86/2
Valores admisibles y porcentajes de utilización, muros en dirección Y

Eje Y	Muro	D_{adm} (cm)	$Corte_{adm}$ (kgf)	$Tracción_{adm}$ (kgf)	Utilización Deformación (%)	Utilización Capacidad al corte (%)	Utilización Tracción anclaje (%)
F	M3-P3	0,488	3125	1.380	83	55	83
	M7-P1	0,488	2188	5.950	96	55	48
	M7-P2	0,488	4179	1.380	96	27	88
	M7-P3	0,488	3250	1.380	72	47	32
F,G	M15-P1	0,488	1625	6.930	55	61	17
	M15-P2	0,488	1250	1.380	73	56	35
	M15-P3	0,488	1250	1.380	75	79	17
G	M1 -P1	0,488	429	5.950	81	51	20
	M1-P 2	0,488	1581	1.380	81	27	28
	M1-P3	0,488	1230	1.380	64	59	11
	M6-P1	0,488	422	5.950	98	33	34
	M6-P2	0,488	2344	1.380	88	17	55
	M6-P3	0,488	1823	1.380	56	30	20
	M10-P1	0,488	625	6.930	101	48	49
	M10-P2	0,488	4179	3.830	80	39	39
	M10-P3	0,488	3250	1.380	83	49	33

Tabla Nº 87
Número de pernos de corte y espaciamiento máximo de instalación, Muros eje X

Eje X	Muro	N° de pernos de corte	Espaciamiento de pernos de corte (cm)
1	M2-P1	12	27
	M2-P2	12	28
	M2-P3	8	41
	M4-P1	4	41
	M4-P2	2	70
	M4-P3	2	82
2	M14-P1	2	53
	M14-P2	1	-
	M14-P3	1	-
4	M11-P1	5	45
	M11-P2	4	57
	M11-P3	4	71
	M12-P1	5	48
	M12-P2	4	64
	M12-P3	3	81
5	M13-P1	20	29
	M13-P2	16	36
	M13-P3	10	62
	M16-P1	2	53
	M16-P2	1	117
	M16-P3	1	122
6	M13-P1	20	29
	M13-P2	16	36
	M13-P3	10	62
	M16-P1	2	53
	M16-P2	1	-
	M16-P3	1	-
7	M11-P1	5	45
	M11-P2	4	57
	M11-P3	4	71
	M12-P1	5	48
	M12-P2	4	64
	M12-P3	3	81
9	M14-P1	2	53
	M14-P2	1	-
	M14-P3	1	-
10	M2-P1	12	27
	M2-P2	12	28
	M2-P3	8	41
	M4-P1	4	41
	M4-P2	2	70
	M4-P3	2	82

Tabla Nº 88/1
Número de pernos de corte y espaciamiento máximo de instalación, Muros eje Y

Eje Y	Muro	N° de pernos de corte	Espaciamiento de pernos de corte (cm)
A	M1 -P1	2	47
	M1-P 2	1	-
	M1-P3	1	-
	M6-P1	2	56
	M6-P2	1	-
	M6-P3	1	-
	M10-P1	4	42
	M10-P2	2	66
	M10-P3	1	-
A,B	M15-P1	8	37
	M15-P2	7	43
	M15-P3	5	63
B	M3-P1	7	39
	M3-P2	6	47
	M3-P3	5	52
	M7-P1	4	48
	M7-P2	2	90
	M7-P3	1	-
C	M5-P1	7	41
	M5-P2	5	52
	M5-P2	3	87
	M8-P1	6	45
	M8-P2	5	59
	M8-P3	3	89
D	M9-P1	23	32
	M9-P2	20	37
	M9-P3	15	51
E	M5-P1	7	41
	M5-P2	5	52
	M5-P2	3	87
	M8-P1	6	45
	M8-P2	5	59
	M8-P3	3	89
F	M3-P1	7	39
	M3-P2	6	47
	M3-P3	5	52
	M7-P1	4	48
	M7-P2	2	90
	M7-P3	1	-

Tabla Nº 88/2
Número de pernos de corte y espaciamiento máximo de instalación, Muros eje Y

Eje Y	Muro	N° de pernos de corte	Espaciamiento de pernos de corte (cm)
F,G	M15-P1	8	37
	M15-P2	7	43
	M15-P3	5	63
G	M1 -P1	2	47
	M1-P 2	1	-
	M1-P3	1	-
	M6-P1	2	56
	M6-P2	1	-
	M6-P3	1	-
	M10-P1	4	42
	M10-P2	2	66
	M10-P3	1	-

REFERENCIAS

INN, 2014. NCh 1198: Madera. Construcciones en madera. Cálculo. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

INN, 1996 modificada 2009. NCh 433: Diseño Sísmico de Edificios. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

INN, 2009. NCh 1537. Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

INN, 2017. NCh 3171. Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de carga. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

González, Ignacio y Vargas, Jorge. 2019. Método Simplificado para Modelación de Edificios en Media Altura Tipo Marco-Plataforma de Madera Utilización un Programa de Elementos Finitos. XII Congreso Chileno de Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019.

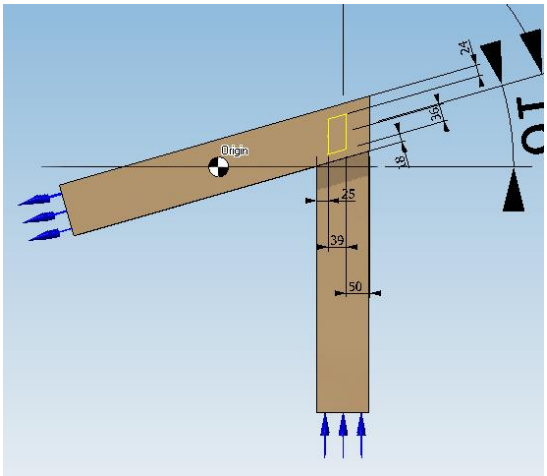
SDPWS, 2015. Special Design Provisions for Wind and Seismic. American Wood Council, EE.UU.

Vásquez, L.; González, M. y Hernández, G., 2011. Guía Práctica para la Construcción de Viviendas de Madera con Sistema Plataforma. Instituto Forestal. Concepción, Chile.

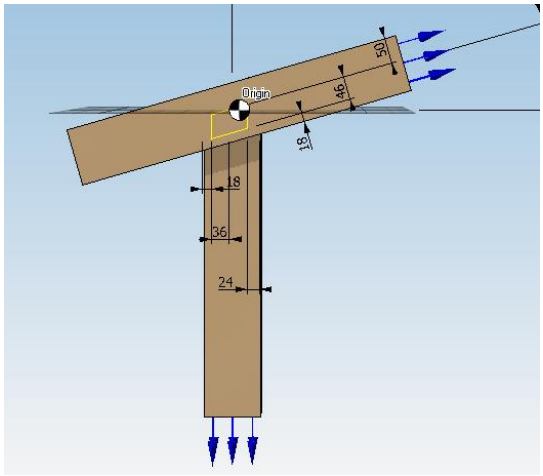
APÉNDICES

Detalle de uniones cercha

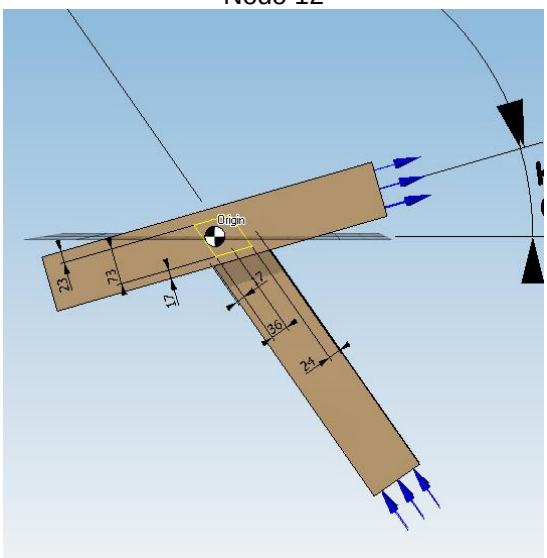
Nodo 13



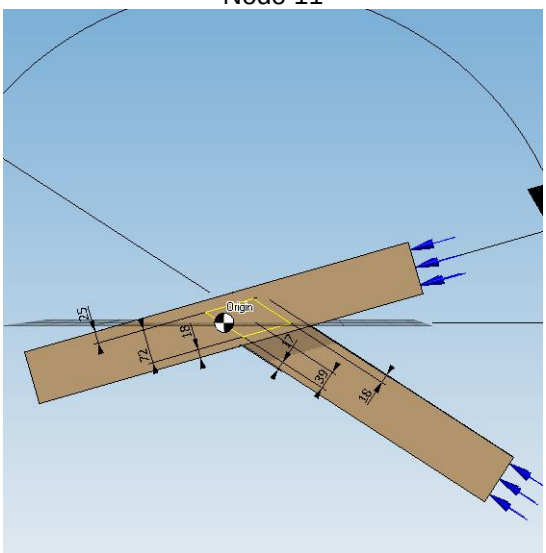
Nodo 12



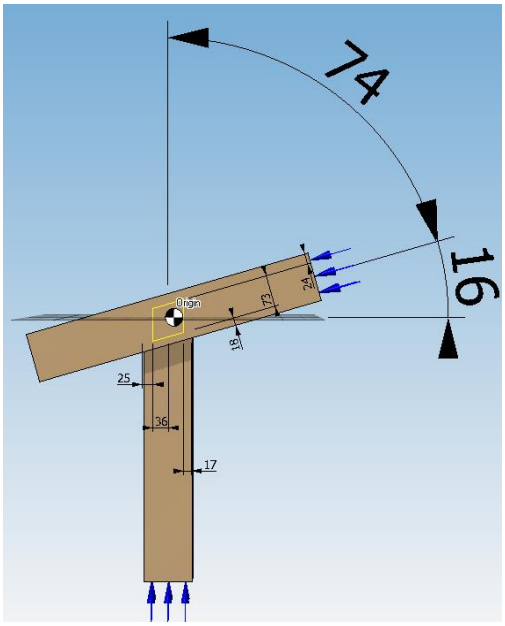
Nodo 12



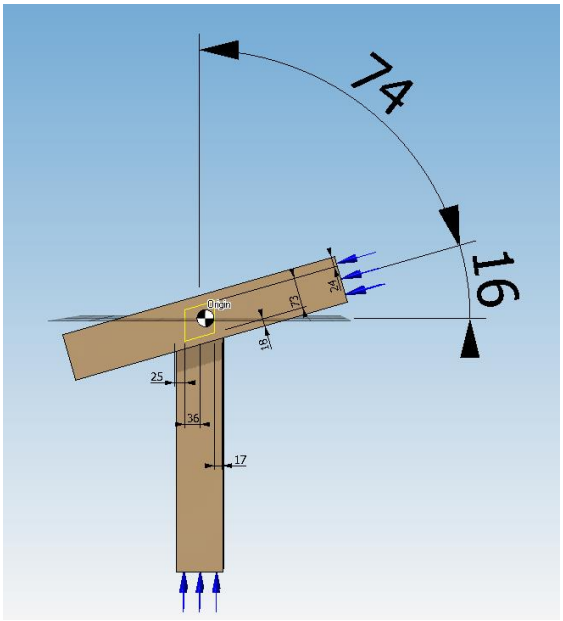
Nodo 11



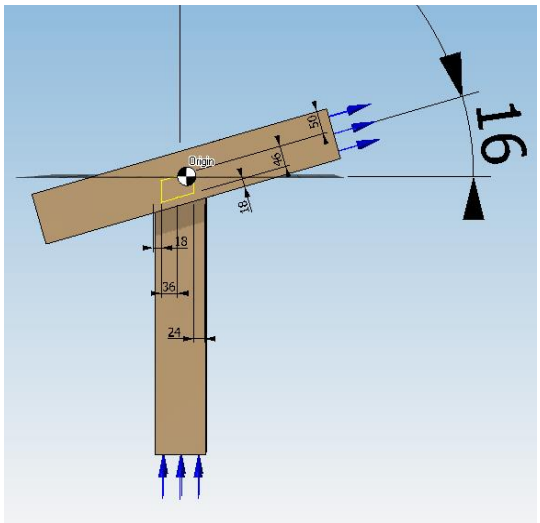
Nodo 11



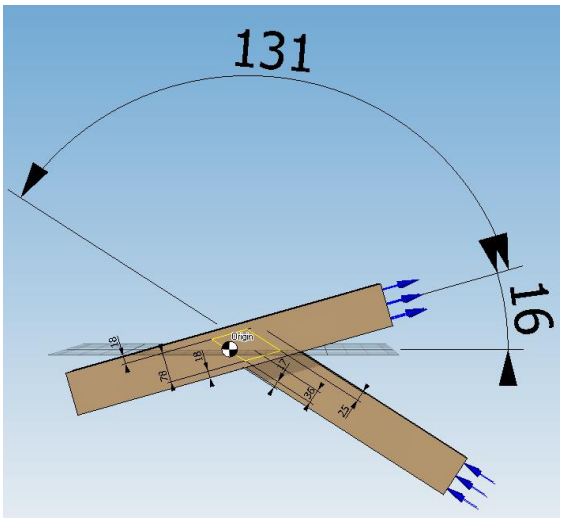
Nodo 10



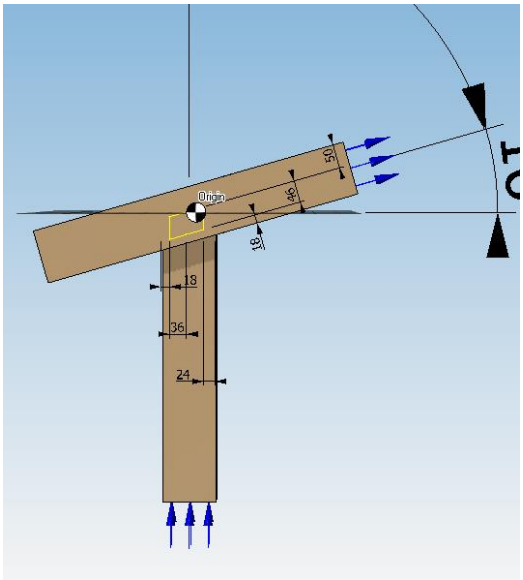
Nodo 14



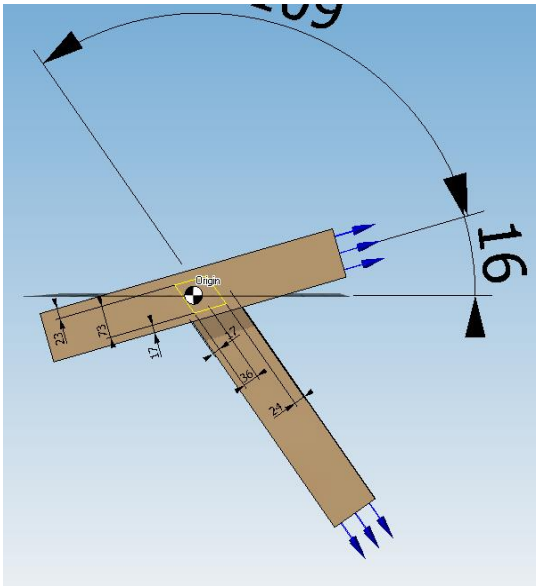
Nodo 14



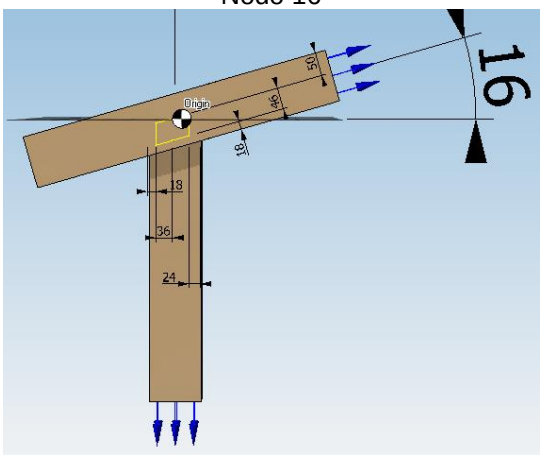
Nodo 15



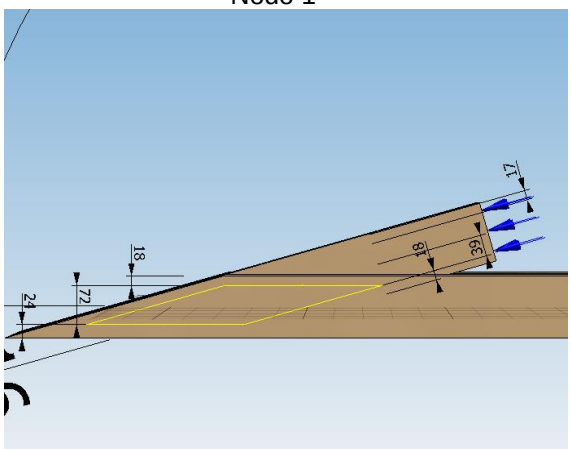
Nodo 15



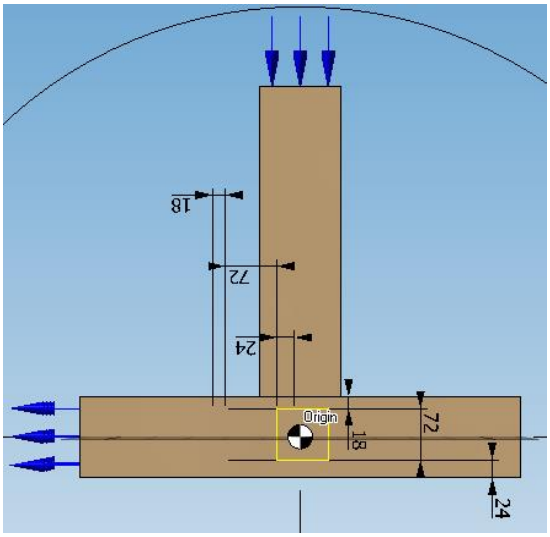
Nodo 16



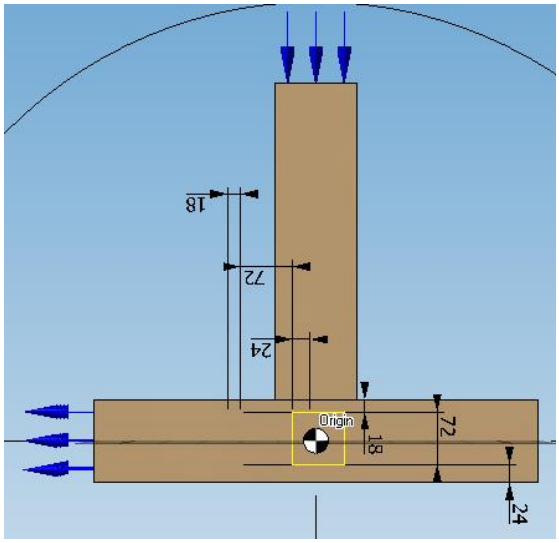
Nodo 1



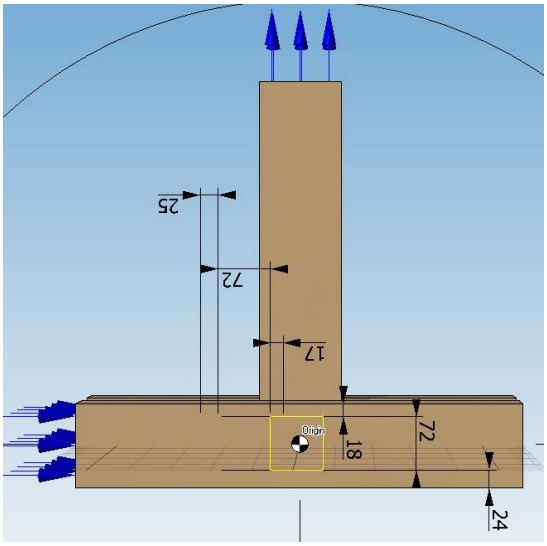
Nodo 2



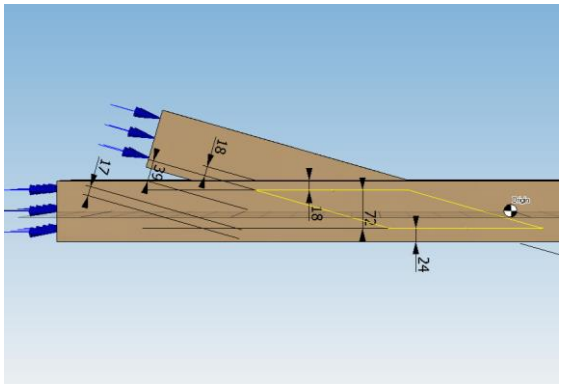
Nodo 3



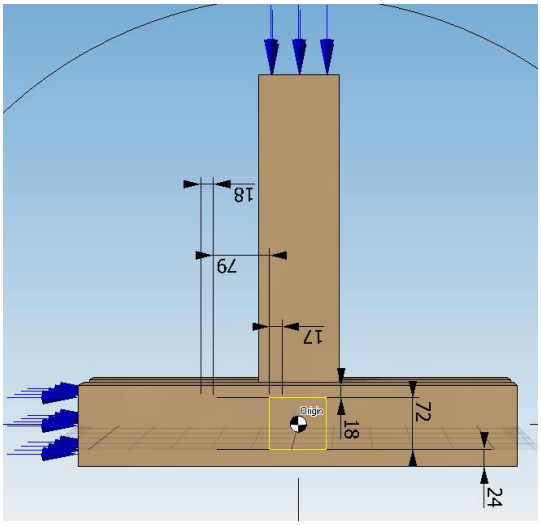
Nodo 4



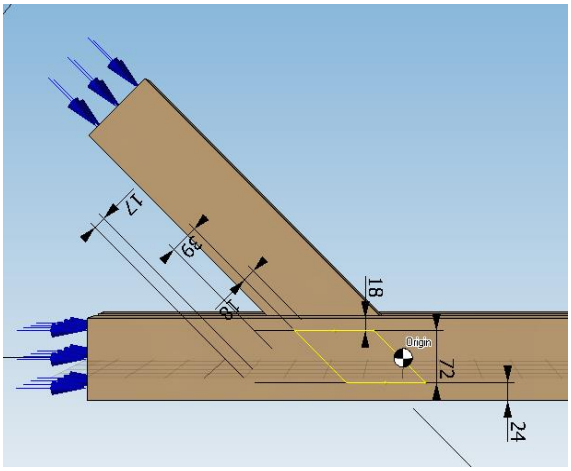
Nodo 4



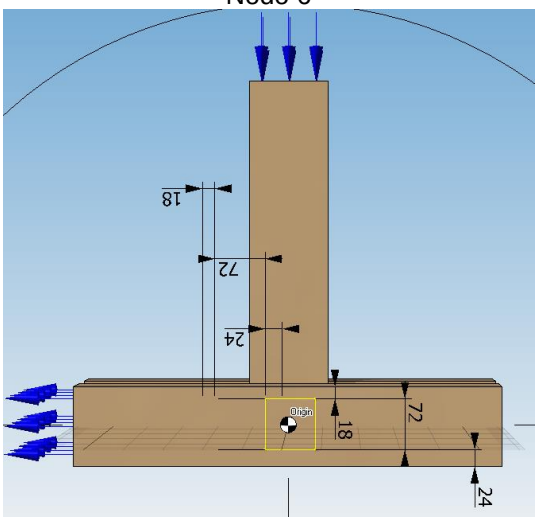
Nodo 5



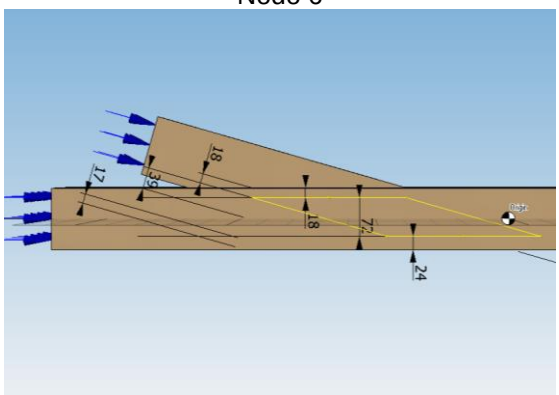
Nodo 5



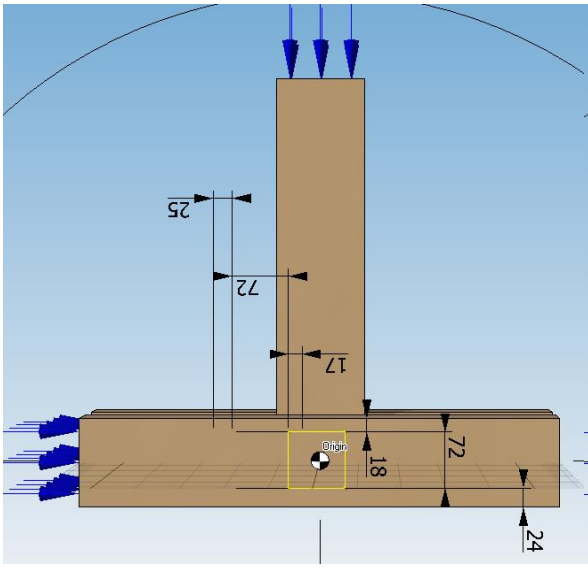
Nodo 6



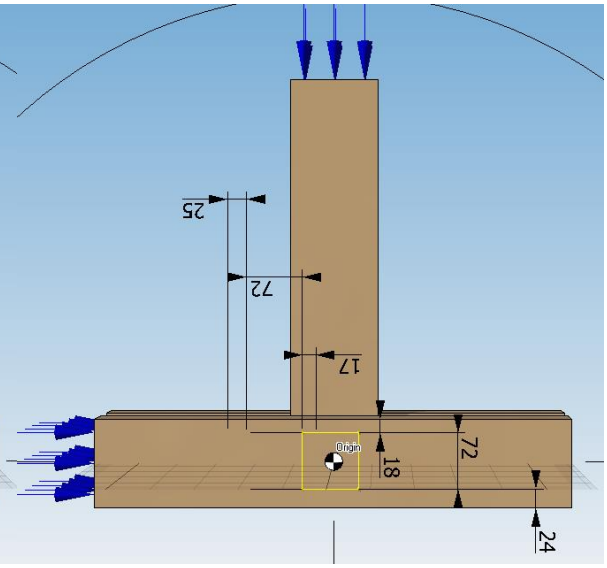
Nodo 6



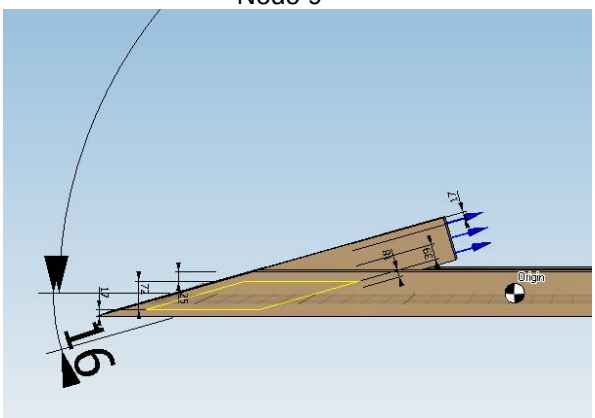
Nodo 7



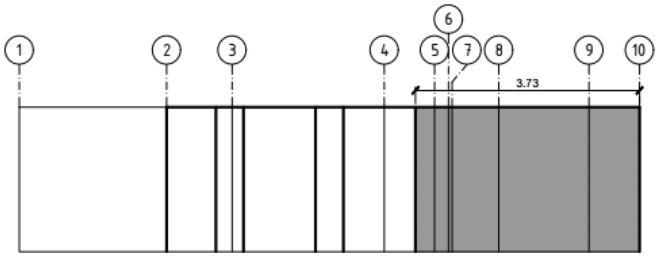
Nodo 8



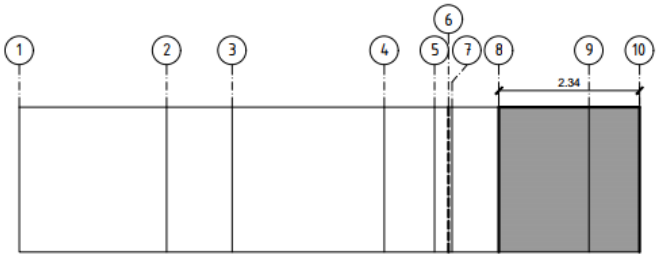
Nodo 9



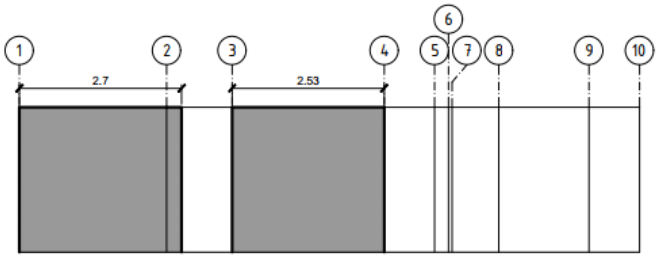
Elevaciones de muros vivienda 1 piso.



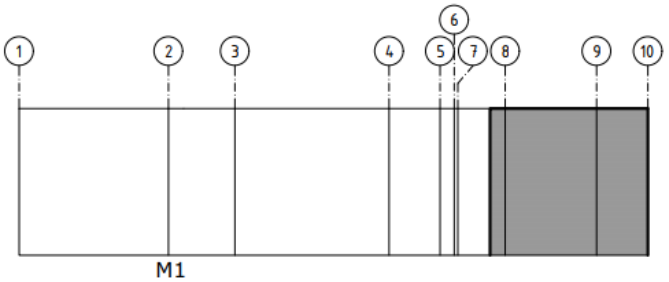
ELEVACIÓN EJE G



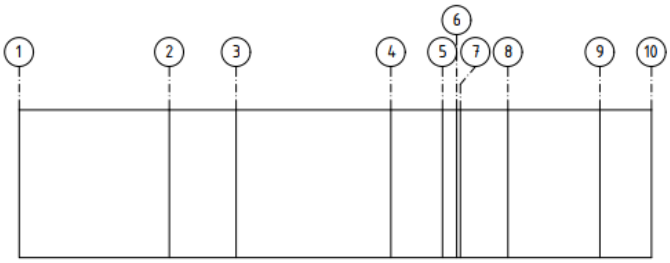
ELEVACIÓN EJE E



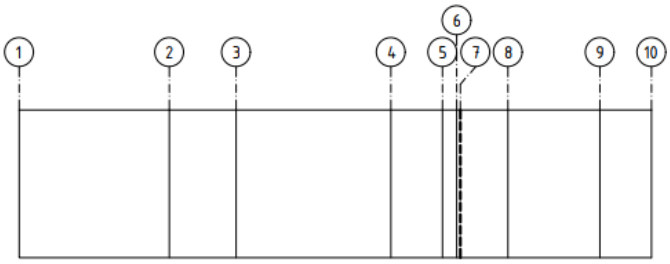
ELEVACIÓN EJE D



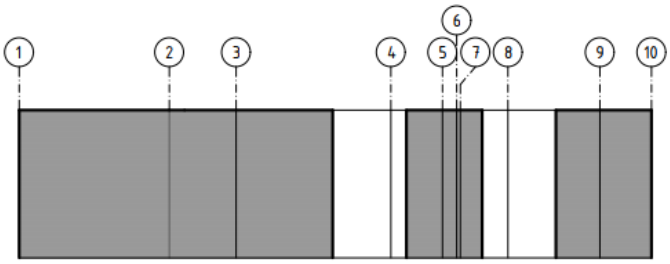
ELEVACIÓN EJE C



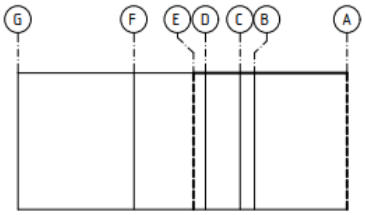
ELEVACIÓN EJE C



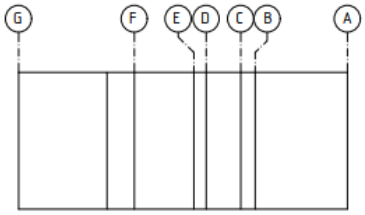
ELEVACIÓN EJE B



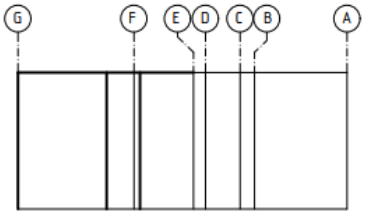
ELEVACIÓN EJE A



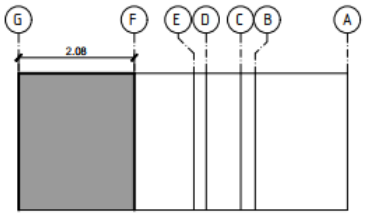
ELEVACIÓN EJE 1



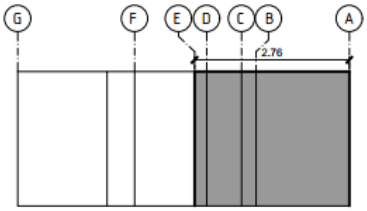
ELEVACIÓN EJE 5



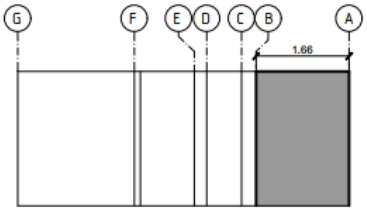
ELEVACIÓN EJE 2



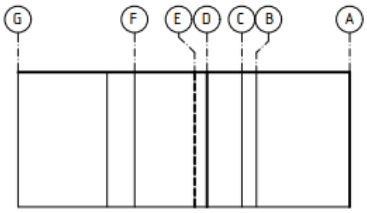
ELEVACIÓN EJE 6



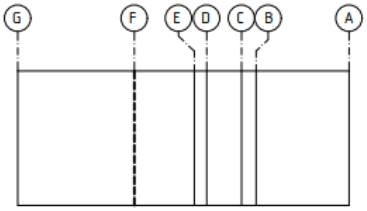
ELEVACIÓN EJE 3



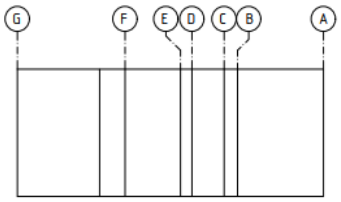
ELEVACIÓN EJE 7



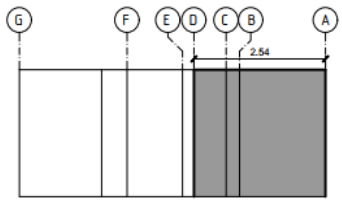
ELEVACIÓN EJE 4



ELEVACIÓN EJE 8

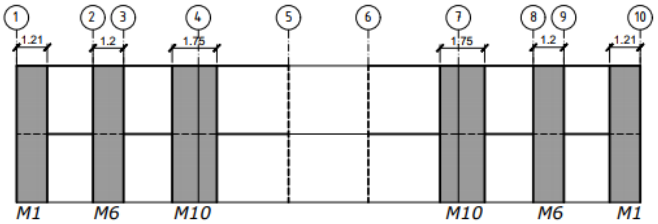


ELEVACIÓN EJE 9

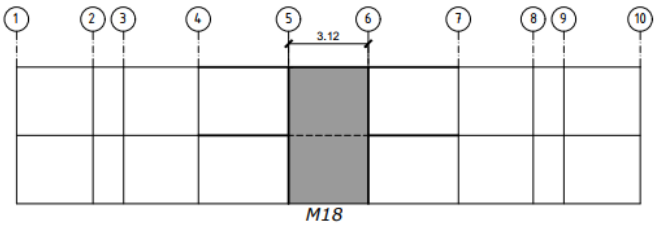


ELEVACIÓN EJE 10

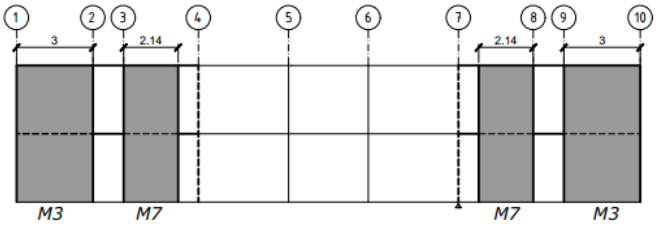
Elevaciones de muros vivienda 2 pisos



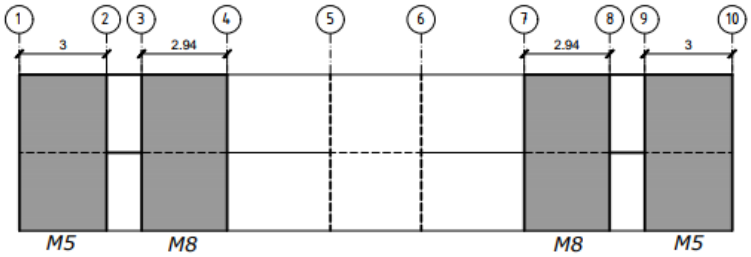
ELEVACIÓN EJE A



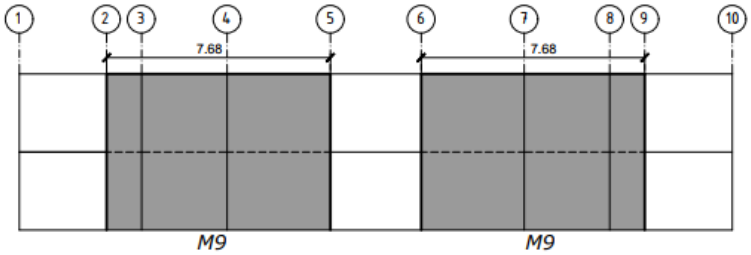
ELEVACIÓN EJE AU1



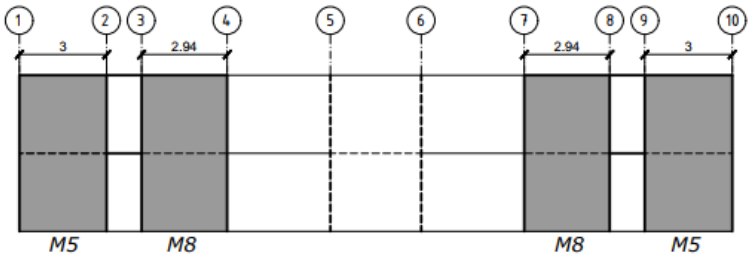
ELEVACIÓN EJE B



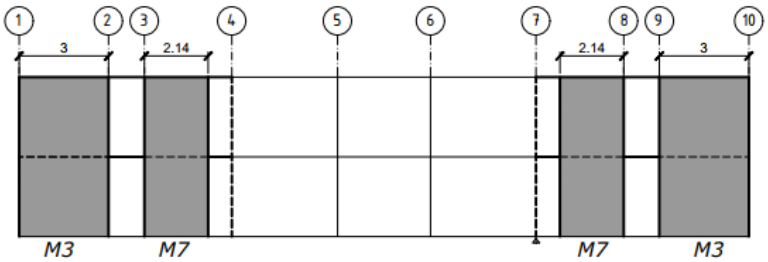
ELEVACIÓN EJE C



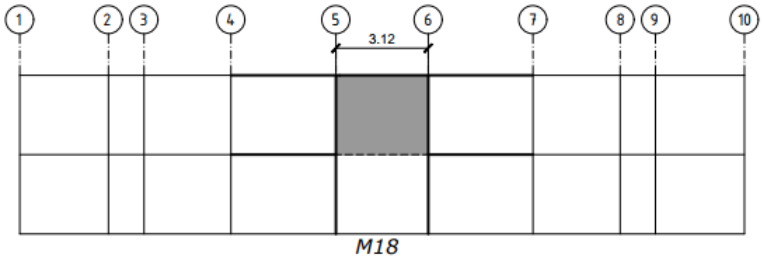
ELEVACIÓN EJE D



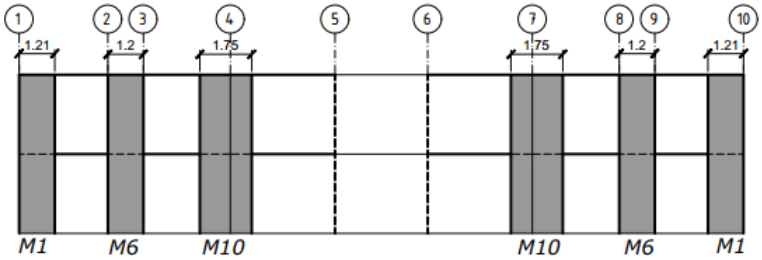
ELEVACIÓN EJE E



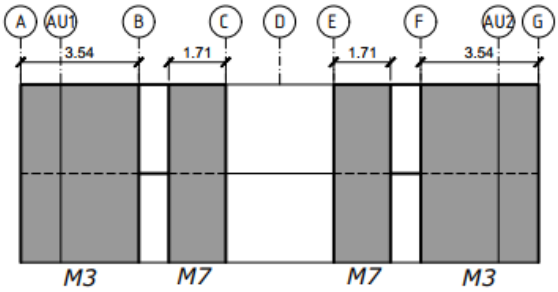
ELEVACIÓN EJE F



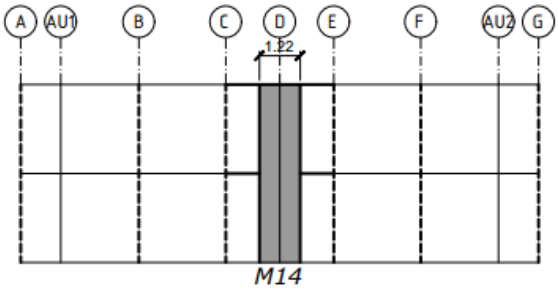
ELEVACIÓN EJE AU2



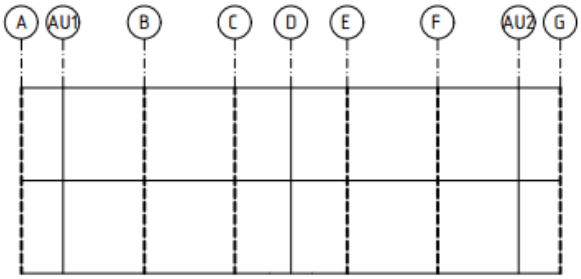
ELEVACIÓN EJE G



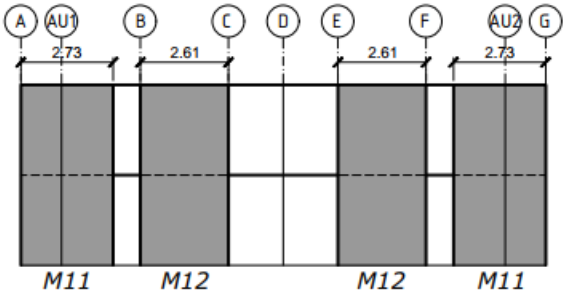
ELEVACIÓN EJE1



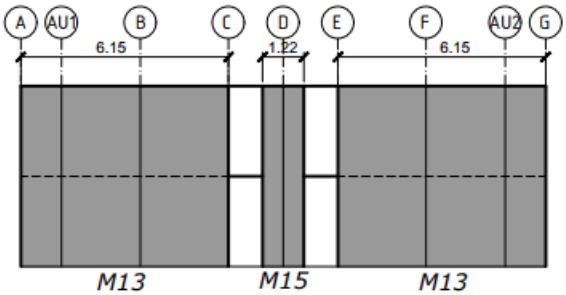
ELEVACIÓN EJE 2



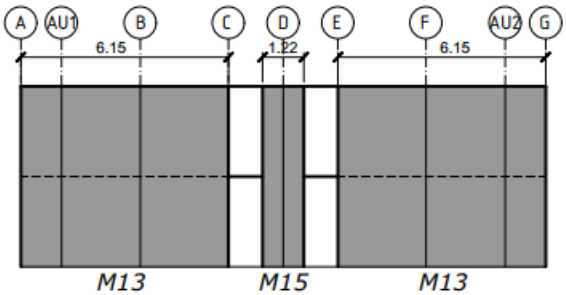
ELEVACIÓN EJE 3



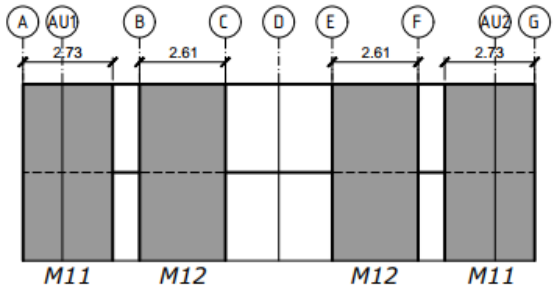
ELEVACIÓN EJE 4



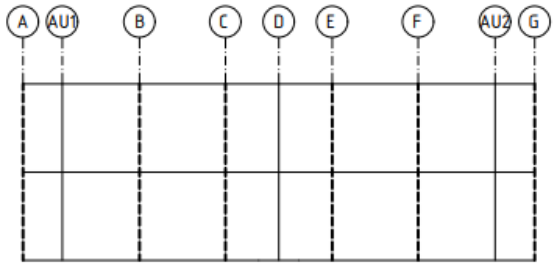
ELEVACIÓN EJE 5



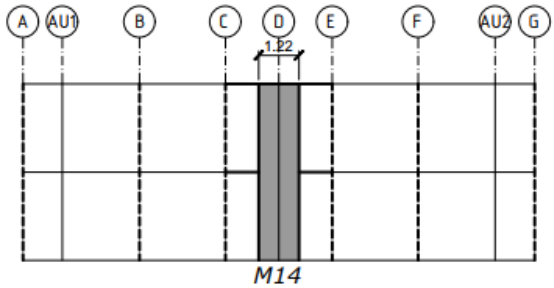
ELEVACIÓN EJE 6



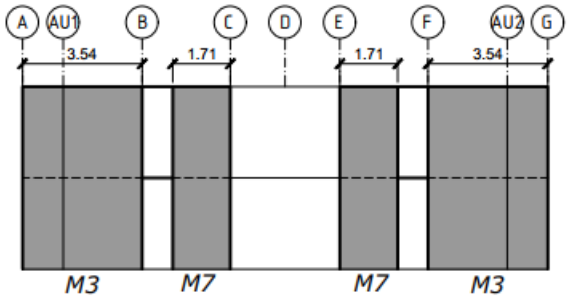
ELEVACIÓN EJE 7



ELEVACIÓN EJE 8

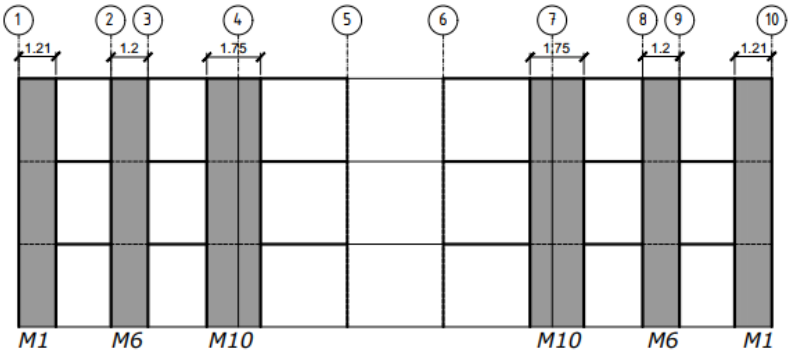


ELEVACIÓN EJE 9

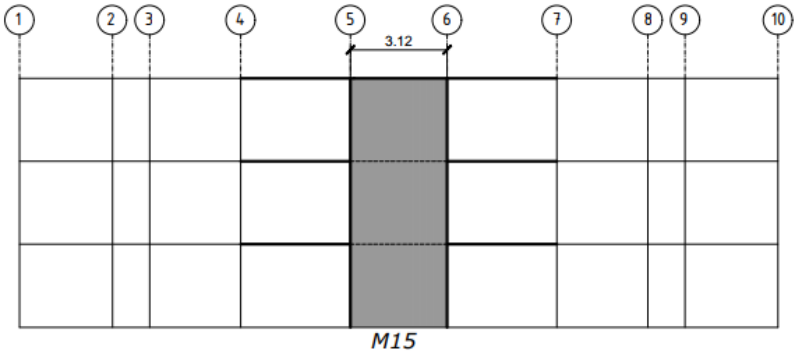


ELEVACIÓN EJE 10

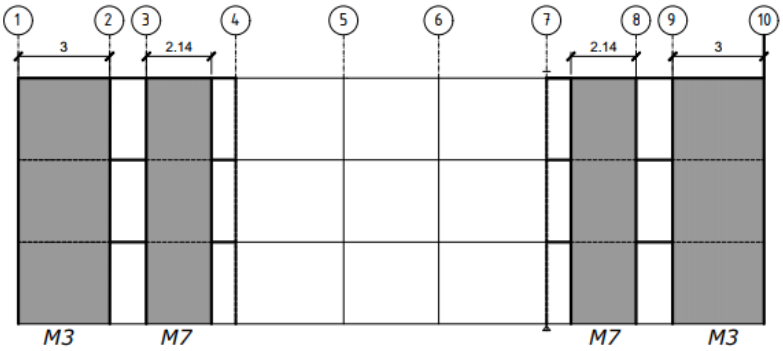
Elevaciones de muros vivienda 3 pisos.



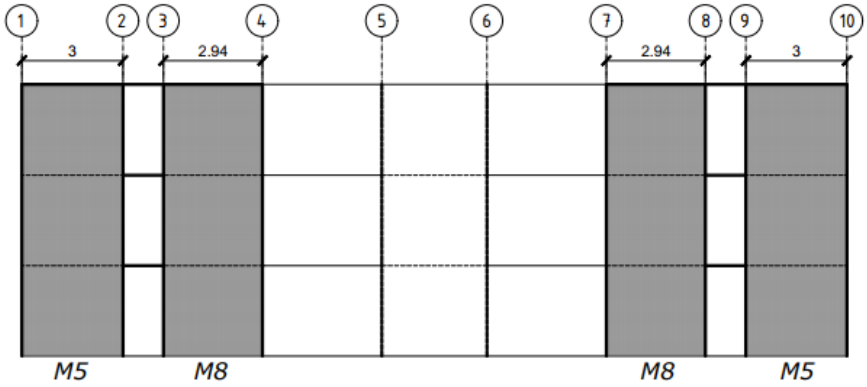
ELEVACIÓN EJE A



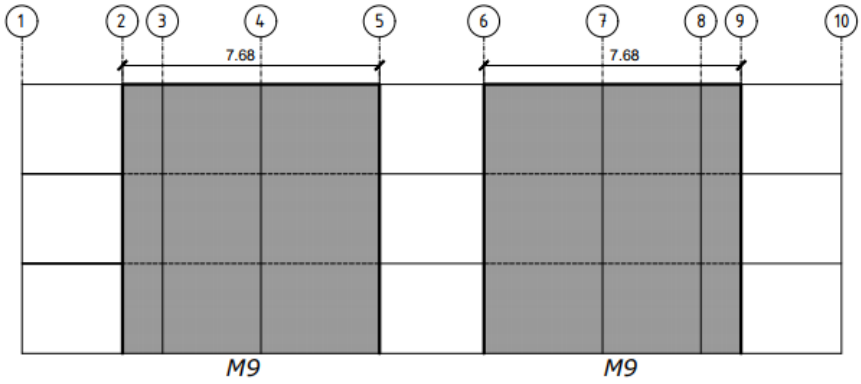
ELEVACIÓN EJE AU1



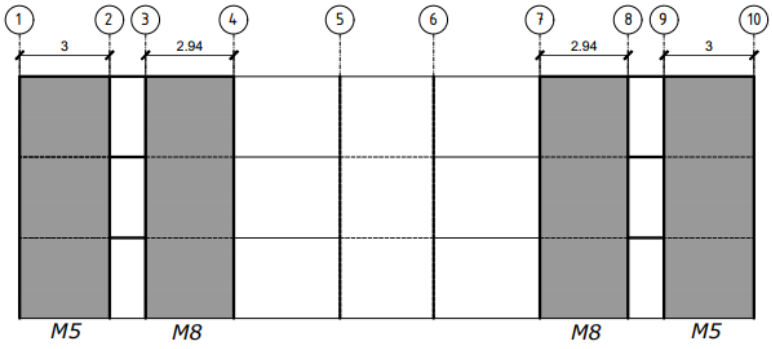
ELEVACIÓN EJE B



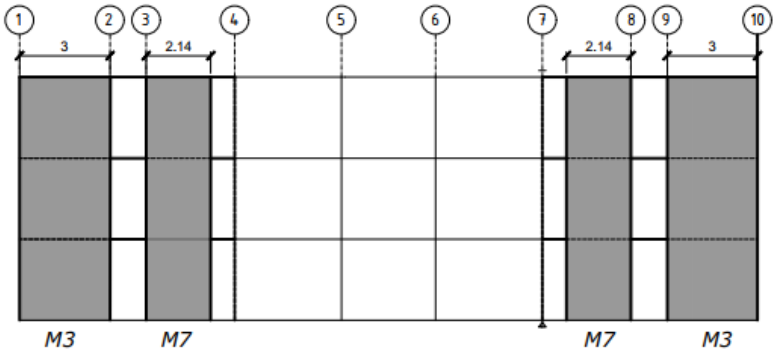
ELEVACIÓN EJE C



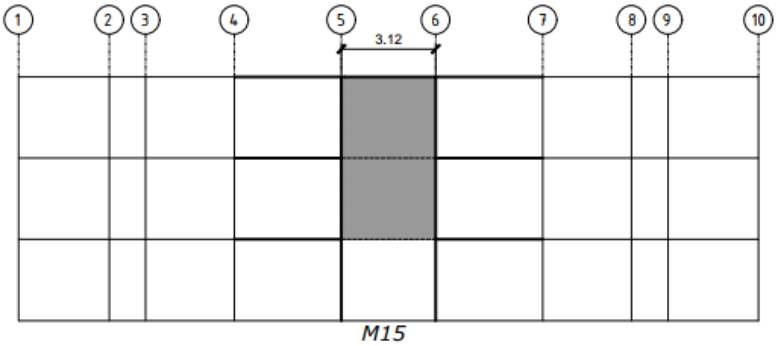
ELEVACIÓN EJE D



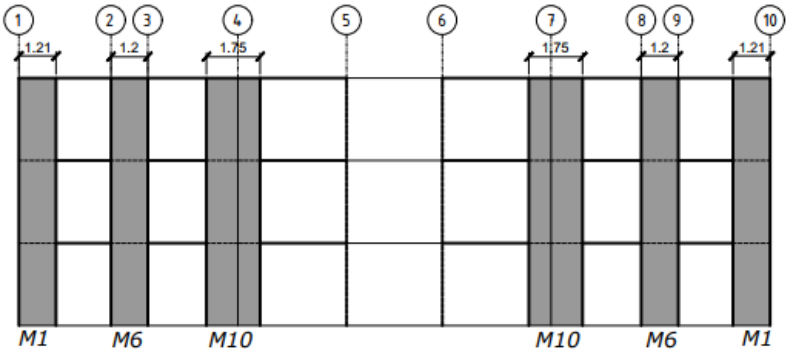
ELEVACIÓN EJE E



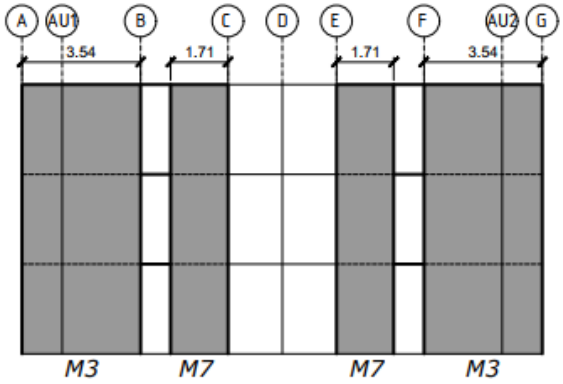
ELEVACIÓN EJE F



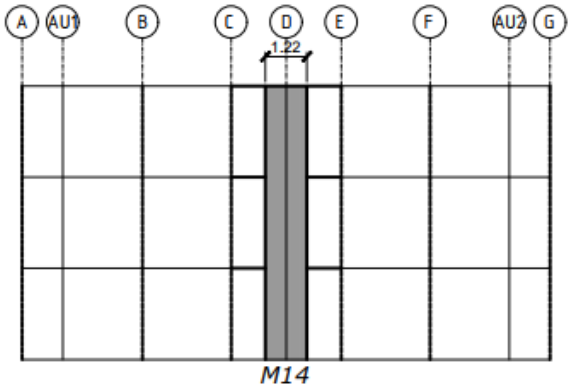
ELEVACIÓN EJE AU2



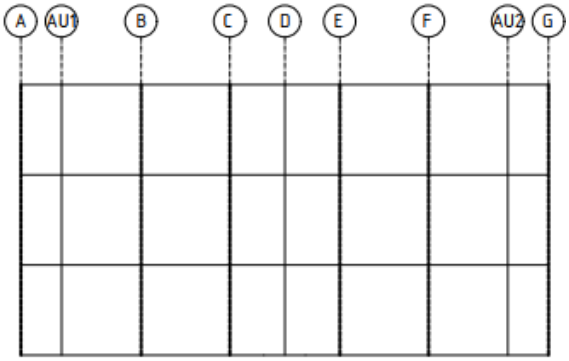
ELEVACIÓN EJE G



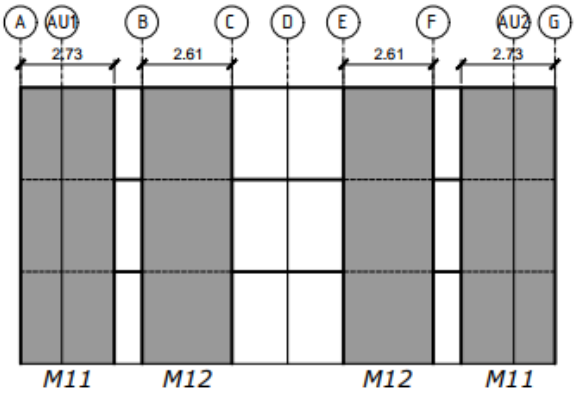
ELEVACIÓN EJE1



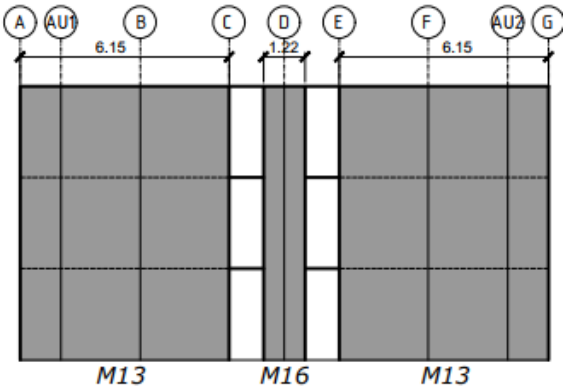
ELEVACIÓN EJE 2



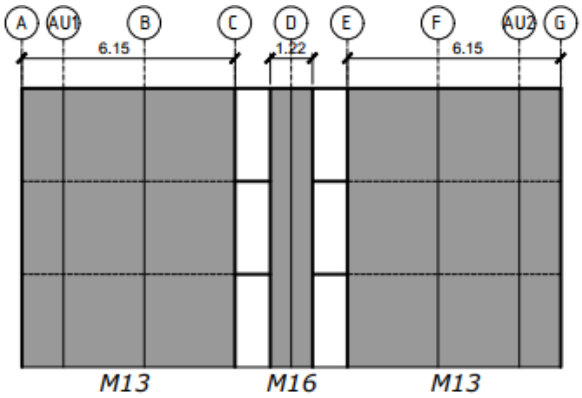
ELEVACIÓN EJE 3



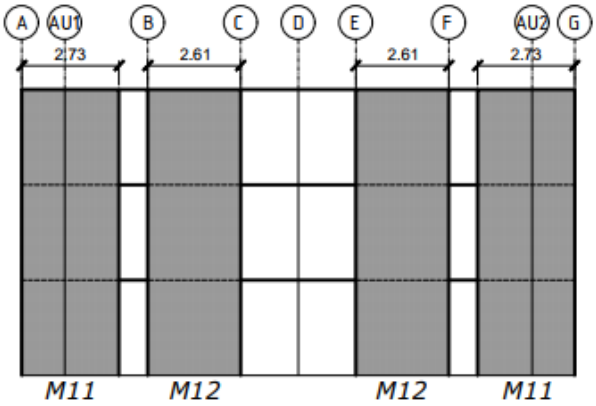
ELEVACIÓN EJE 4



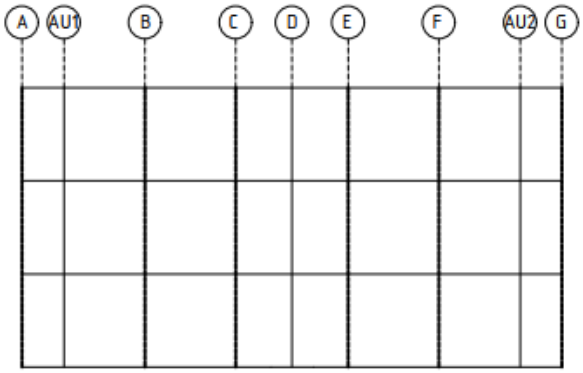
ELEVACIÓN EJE 5



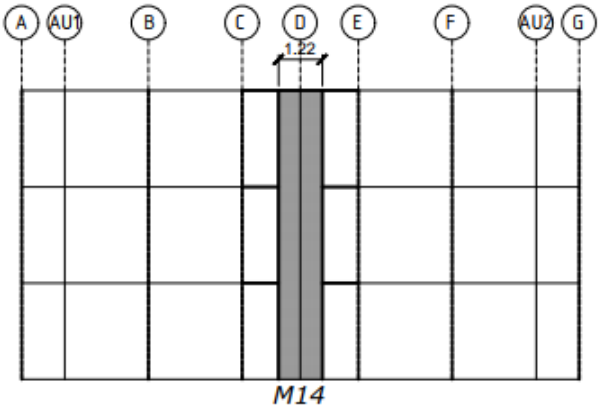
ELEVACIÓN EJE 6



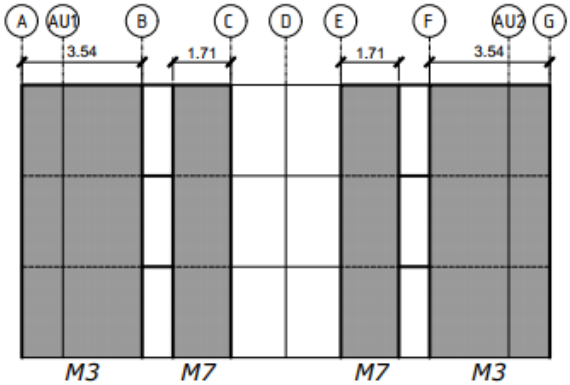
ELEVACIÓN EJE 7



ELEVACIÓN EJE 8



ELEVACIÓN EJE 9



ELEVACIÓN EJE 10

INFOR Instituto Forestal

www.infor.cl