

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Evaluación de la influencia de la ductilidad global asignada
sobre el diseño de estructuras de muros de madera**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Luis Andrés Quesada González

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.

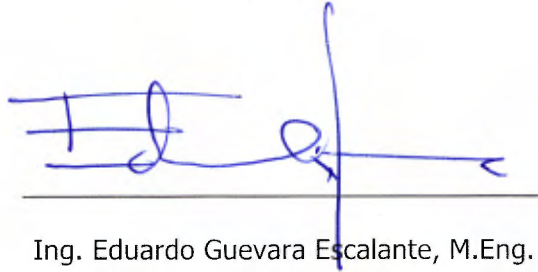
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Miembros del Comité Asesor



Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.

Director



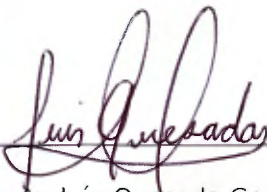
Ing. Eduardo Guevara Escalante, M.Eng.

Asesor

Ing. Francisco Villalobos Ramírez, M.Sc.

Asesor

Graduando



Luis Andrés Quesada González

Fecha: 2019, agosto, martes 20

El suscrito, Luis Andrés Quesada González, cédula 1-1621-0118, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **B35449**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Evaluación de la influencia de la ductilidad global asignada sobre el diseño de estructuras de muros de madera**, bajo la Dirección del **Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A Armando, Itzhel, Lola, Lila y Sole.

Agradecimientos

A Armando, Itzhel y Lola, por siempre estar ahí.

A mi familia, por su apoyo incondicional y sincero.

Al director de esta investigación, Guillermo González, y asesores, Eduardo Guevara y Francisco Villalobos, por sus enseñanzas y ayuda a lo largo de este proyecto.

A mis amigas y amigos, por sus consejos y buenos recuerdos.

Tabla de contenido

Capítulo 1.	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación	1
1.1.1 Problema específico	1
1.1.2 Importancia	2
1.1.3 Antecedentes teóricos y prácticos del problema	3
1.2 Objetivos	5
1.2.1 Objetivo general	5
1.2.2 Objetivos específicos	5
1.3 Hipótesis	5
1.4 Delimitación del problema	5
1.4.1 Alcance	5
1.4.2 Limitaciones	6
1.5 Metodología	6
1.6 Reglamentación	8
Capítulo 2.	9
MARCO TEÓRICO	9
2.1 Ductilidad de elementos estructurales	9
2.2 Análisis de cargas laterales	10
2.2.1 Cargas por sismo	10
2.2.2 Cargas por viento	15
2.3 Diseño de elementos estructurales	17
2.3.1 Factores de ajuste	17
2.3.2 Diseño de vigas y viguetas	21
2.3.3 Diseño de los postes de los muros	24
2.3.4 Diseño de diafragmas	25
2.3.5 Diseño de muros	34
Capítulo 3.	42
CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL	42
3.1 Caracterización de las estructuras	42
3.2 Análisis estructural	45

3.2.1	Cargas gravitacionales	46
3.2.2	Cargas laterales	48
Capítulo 4.	54
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	54
4.1	Diseño de viguetas y vigas	54
4.2	Diseño de postes	56
4.3	Diseño de diafragmas	57
4.3.1	Diseño por cargas gravitacionales	58
4.3.2	Diseño por cargas laterales	59
4.3.3	Diseño de cuerdas y colectores.....	60
4.4	Diseño de muros	61
4.4.1	Diseño por cargas laterales	61
4.4.2	Diseño de cuerdas y colectores.....	62
4.5	Anclaje muro-fundación	64
4.6	Desplazamientos y derivas	65
4.7	Cuantificación de materiales	68
Capítulo 5.	71
ANÁLISIS DE RESULTADOS	71
5.1	Vigas	73
5.2	Viguetas	73
5.3	Postes	74
5.4	Diafragmas	74
5.5	Muros estructurales	75
5.6	Comprobación de la rigidez del diafragma	77
5.7	Comparación con marcos de madera	77
5.8	Resumen	78
Capítulo 6.	83
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
6.1	Conclusiones	83
6.2	Recomendaciones	84
REFERENCIAS	85
ANEXO	87

Tabla de figuras

Figura 1. Diagrama de la metodología utilizada.....	7
Figura 2. Factor Espectral Dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S_3 en zona sísmica III.....	11
Figura 3. Zonas de influencia del viento para la determinación de la presión básica de diseño	16
Figura 4. Elementos estructurales en edificación de muros de madera	22
Figura 5. Transferencia de cargas laterales por medio de diafragmas y muros (izq.),.....	26
Figura 6. Configuración de diafragma entramado.....	27
Figura 7. Configuración de diafragma no entramado	27
Figura 8. Subdiafragmas alrededor de aberturas.....	29
Figura 9. Casos de carga para los diafragmas en estudio.....	32
Figura 10. Cuerdas y colectores en diafragma	33
Figura 11. Elementos dentro de un muro estructural de madera (izq.),	35
Figura 12. Recomendaciones de conexiones semirrígidas	37
Figura 13. Anclaje de cuerda HDU-4	37
Figura 14. Dimensiones de segmentos de muro.....	38
Figura 15. Anclaje de muros segmentados	39
Figura 16. Dimensiones en planta (a) y elevación (b y c) de las edificaciones (cotas en m). 43	
Figura 17. Cargas permanentes y temporales por piso	47
Figura 18. Sistema de muros sismorresistentes SM1 (izq.) y SM2 (der.)	48
Figura 19. Fuerzas sísmicas por nivel	51
Figura 20. Modelado de la estructura con diafragma rígido en software ETABS	52
Figura 21. Envolvente de carga para diseño de muros al considerar diafragma rígido y flexible	52
Figura 22. Distribución del sistema de entrepiso y azotea.....	54
Figura 23. Subdiafragmas utilizados en el diseño de las edificaciones.....	58
Figura 24. Porcentaje de madera promedio utilizada en cada elemento estructural	78
Figura 25. Porcentaje de acero promedio utilizado en cada elemento estructural	78
Figura 26. Volumen de madera utilizada en cada edificación.....	80
Figura 27. Masa de acero utilizada en cada edificación (kg).....	81

Tabla de cuadros

Cuadro 1. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , para un periodo de retorno de 475 años	12
Cuadro 2. Presiones básicas simplificadas para una velocidad básica de 175 km/h con TR = 700 años	17
Cuadro 3. Aplicabilidad de factores de ajuste para madera aserrada	17
Cuadro 4. Aplicabilidad de factores de ajuste para madera laminada encolada	18
Cuadro 5. Factor de tamaño, C_F	19
Cuadro 6. Cargas uniformes nominales (C_n) en panel estructural tipo "Sheathing" de APA (kN/m^2)	30
Cuadro 7. Espesor predominante asociado a cada grado estructural del panel	31
Cuadro 8. Propiedades mecánicas del pino radiata chileno	44
Cuadro 9. Propiedades mecánicas Glulam 24F-1.8E DF	45
Cuadro 10. Combinaciones para obtener la resistencia requerida	45
Cuadro 11. Cargas permanentes de la azotea	46
Cuadro 12. Cargas permanentes del entrepiso	46
Cuadro 13. Cargas permanentes y temporales totales por piso	47
Cuadro 14. Características sísmicas del sitio	49
Cuadro 15. Periodo y coeficiente sísmico de las edificaciones	49
Cuadro 16. Peso total y fuerza sísmica por nivel	50
Cuadro 17. Presiones básicas de diseño (kN/m^2) para velocidad básica de 110 km/h, TR = 50 años	53
Cuadro 18. Fuerza lateral por viento por nivel (kN)	53
Cuadro 19. Diseño de vigas	55
Cuadro 20. Diseño de viguetas	56
Cuadro 21. Diseño de postes	57
Cuadro 22. Espesor mínimo de diafragmas, forro tipo "Sheathing"	58
Cuadro 23. Diseño de forro de diafragmas	59
Cuadro 24. Diseño de cuerdas y colectores de diafragmas	60
Cuadro 25. Diseño de muros SM1 (Dirección transversal)	61
Cuadro 26. Diseño de muros SM2 (Dirección longitudinal)	62
Cuadro 27. Diseño de cuerdas y colectores de muros	63
Cuadro 28. Cantidad de anclajes muro-fundación para cada edificación	64

Cuadro 29. Desplazamientos y derivas SM1 (dirección transversal)	65
Cuadro 30. Desplazamientos y derivas SM2 (dirección longitudinal)	66
Cuadro 31. Verificación de la rigidez de diafragmas	67
Cuadro 32. Volumen de madera (m ³) utilizado en cada edificación.....	68
Cuadro 33. Masa de acero (kg) utilizada en cada edificación.....	69
Cuadro 34. Comparación entre volumen de madera utilizada para cada elemento estructural	72
Cuadro 35. Comparación entre masa de acero utilizada para cada elemento estructural	72
Cuadro 36. Comparación entre volumen total de madera utilizado en las estructuras	80
Cuadro 37. Comparación entre la masa total de acero utilizada en las estructuras.....	81

Quesada González, Luis Andrés

Evaluación de la influencia de la ductilidad global asignada sobre el diseño de estructuras de muros de madera

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

L. Quesada G., 2019

xi, 86, [51]h; ils. col. – 21 refs.

Resumen

Esta investigación busca realizar un análisis de la influencia que genera la suposición de la ductilidad global asignada sobre el diseño de estructuras de muros de madera, con el fin de aumentar la cantidad de información disponible respecto al diseño de edificaciones de este material en Costa Rica.

Para esto, se plantean doce estructuras compuestas por muros de madera con emplantillado de madera aserrada y forros de madera contrachapada, las cuales difieren en su cantidad de niveles y valores de ductilidad global, especificados en el Código Sísmico de Costa Rica del 2010. Se realiza el análisis estructural y diseño de las edificaciones, para contabilizar el volumen de madera y masa de acero utilizados en cada uno de los elementos estructurales y conexiones considerados.

No se presenta una variación significativa en el volumen de madera al modificar la ductilidad global asignada de las edificaciones; sin embargo, se exhibe una disminución del 43.8% en la masa de acero destinada al diseño de la estructura de cuatro niveles con ductilidad global asignada igual que 2, respecto a la edificación con la misma cantidad de niveles con ductilidad global igual que 1. L.A.Q.G.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS; ESTRUCTURAS DE MADERA; DUCTILIDAD GLOBAL.

Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.

Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

1.1.1 Problema específico

El uso de la madera en Costa Rica ha adquirido un segundo plano con el paso de los últimos años. El desarrollo de técnicas avanzadas de diseño y construcción de edificaciones de concreto y acero, ha desplazado la utilización de la madera como material estructural y lo ha limitado a ser apto solamente para construcciones rústicas o temporales de poco valor (Paniagua, s.f).

Actualmente, existen vacíos relacionados con la investigación del comportamiento sismorresistente de la madera, ya que se le ha dado más énfasis al estudio de otros materiales, por lo que es de suma importancia generar más información respecto a las propiedades estructurales de este material y rescatar sus ventajas respecto a otros materiales estructurales.

Sumado a esto, se tiene una serie de estigmas relacionados al uso de la madera, tales como su predisposición a la descomposición, su inestabilidad dimensional, su comportamiento ante la acción del fuego y la falta de conocimiento de sus propiedades físico-mecánicas; razones que indisponen la investigación y construcción con este material (Paniagua, s.f). Además, en Costa Rica aún no se cuenta con mano de obra especializada y los materiales no siempre cuentan con grados estructurales, lo cual dificulta la identificación de sus propiedades para el diseño.

En los últimos años, se han implementado técnicas que permiten construir edificaciones de madera de mayor altura, con el fin de retomar su uso como material estructural. El diseño de estructuras con muros de madera y forros de madera contrachapada permite construir estructuras de hasta 4 niveles con 20 m de altura según el Código Sísmico de Costa Rica

(CSCR-10/14), aceptando deformaciones en rango inelástico con ductilidades globales de hasta 3.0 para la disipación de energía inducida por sismos.

En Costa Rica, la investigación respecto al diseño sismorresistente de muros de madera es reducida, por lo que con este estudio se pretende contribuir al análisis de la influencia de la ductilidad global asignada (DGA) en el diseño de edificios de muros de madera, para así promover el diseño de edificaciones con mayores ductilidades, más económicas y de mayor altura.

1.1.2 Importancia

La madera es un material sumamente sostenible. Según Arriaga (1995), para fabricar el mismo peso de concreto, se necesita 4 veces más energía que para la madera y hasta 60 veces para el caso del acero. Si se compara con el concreto, la madera genera un impacto al ambiente mucho menor, principalmente porque la industria productora de cemento es una de las más contaminantes a nivel mundial. Otra ventaja radica en que cuando la estructura de la madera ha cumplido su vida útil, puede ser utilizada como combustible, recuperando una gran parte de la energía que se invirtió en su crecimiento, además de que mantiene el CO₂ atrapado en las edificaciones.

La existencia de mitos que generan incertidumbre acerca del uso de la madera como material estructural, ha provocado una disminución en su utilización para el diseño de edificaciones. Sin embargo, el utilizar un tratamiento adecuado en los elementos garantiza su integridad estructural ante eventos sísmicos o fuego, lo cual es evidente en estructuras que fueron construidas hace siglos alrededor del mundo y que aún permanecen en pie.

En Costa Rica, el estudio de las propiedades estructurales de la madera no ha sido tan desarrollado como en otros materiales. Con el paso de los últimos años se ha generado más información acerca del diseño de estructuras de madera, principalmente por presentarse como un material sostenible, liviano y de rápida producción y construcción; sin embargo, es evidente la necesidad de generar mayor investigación en el diseño y construcción con este material, frente a un escenario global que necesita de la utilización de materiales sostenibles con el ambiente.

De esta forma, se pretende generar información de interés para el diseñador acerca del comportamiento estructural de edificaciones de muros de madera y de su costo asociado, al

considerar diferentes valores de ductilidad global asignada. Esto permite incentivar el diseño de estructuras de mayor altura y promover el uso de la madera en este tipo de edificaciones como una alternativa más.

1.1.3 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

En octubre de 2010, Bernardo Salas [18] realiza una investigación sobre el comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal. En esta investigación, realiza ensayos sobre diferentes configuraciones de muros de madera a escala natural y compara sus resultados con los valores teóricos calculados. En el documento se presenta que los resultados esperados sobre resistencia ante carga horizontal según la teoría sí se cumplen, pero no en la magnitud esperada, ya que la teoría supone que los postes extremos del muro no sufren levantamientos (situación que sí sucedió al ejecutar el experimento, debido a la falta de anclaje de estos a la base). Esta acción disminuye en gran medida la resistencia a cortante del muro, por lo que no se pudo comprobar de manera acertada el cumplimiento de la teoría.

En mayo de 2013, Alejandro Robles [16] presenta en su proyecto final de graduación un estudio sobre el comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal, con anclajes a la base. En este se comprueba experimentalmente que la resistencia en cortante de las paredes supera la resistencia nominal teórica calculada por medio de las metodologías propuestas en el estudio, a diferencia de la investigación realizada por Salas, en donde no se alcanzó esta capacidad debido a la falta de anclaje del muro a la fundación.

Por su parte, en julio de 2017, Carlos Alberto Rodríguez [17] realiza un estudio de la influencia de la ductilidad global asignada en el diseño de marcos de madera laminada. En esta investigación se presenta el diseño de 9 estructuras, caracterizadas según las ductilidades y cantidad de niveles propuestos por el CSCR-10, con el fin de evaluar la cantidad de madera y acero utilizados para su diseño. Al final del documento se concluye que, para estructuras de un nivel, es recomendable realizar un diseño que se comporte en el rango elástico (ductilidad $\mu=1,0$), ya que la utilización de una ductilidad mayor no tendría efecto en la cantidad de material utilizado para esta estructura. Lo mismo sucede con estructuras de marcos de madera laminada de dos niveles, donde la cantidad de material utilizado para su

diseño es similar para las tres ductilidades evaluadas, por lo que se recomienda el diseño con $\mu=1,0$. En cambio, para estructuras con marcos de tres niveles, la cantidad de madera necesaria para generar un diseño en rango elástico es 20% mayor que para un diseño utilizando una ductilidad $\mu=2,0$, por lo que concluye que el efecto de la ductilidad global asignada en estructuras de marcos de madera comienza a tener influencia a partir de estructuras de tres niveles, según las dimensiones consideradas para la edificación.

Internacionalmente, el profesor J.D. Dolan (1997) [9] del *Virginia Polytechnic Institute and State University*, realizó una investigación experimental titulada: "*Cyclic Tests of Long Shear Walls with Openings*", en la cual falló distintas configuraciones de muros con aberturas, en los cuales se varió tanto la longitud de estas aberturas, como su posición a lo largo del muro, así como la cantidad de segmentos forrados con paneles estructurales de plywood y gypsum, con el fin de determinar su capacidad, ductilidad, rigidez elástica y desplazamientos al aplicar cargas monotónicas y cíclicas. Con la investigación, se concluyó que la falla en los muros estructurales se da cuando todos los clavos que conectan el marco con el forro estructural en la parte superior o inferior de alguno de los segmentos de muro fallan, lo cual induce una falla progresiva del resto de los segmentos del muro. También, se observó que los segmentos cercanos al centro del muro son los primeros en fallar, debido a que no tienen anclajes a la fundación que impidan su levantamiento.

Finalmente, María Fernández (2017) [10] realiza una investigación para la Universidad Politécnica de Cartagena, donde se compara el costo de los materiales necesarios para la construcción de edificios de 4 y 8 niveles de concreto reforzado sometidos a la acción sísmica, variando la ductilidad global asignada. En sus resultados se puede observar que, para la estructura de 4 niveles, el costo de materiales aumenta conforme se incrementa la ductilidad de la edificación. Sin embargo, para los edificios de 8 niveles, el costo de la estructura disminuye conforme se incrementa su valor de ductilidad, por lo que se pudo demostrar que la utilización de ductilidades mayores contribuye al diseño de estructuras más económicas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Evaluar la influencia de la ductilidad global asignada sobre el diseño de estructuras de muros de madera.

1.2.2 Objetivos específicos

- Definir estructuras de muros de madera representativas para la investigación.
- Realizar el análisis estructural para cada una de las edificaciones.
- Diseñar las estructuras planteadas según las características de ductilidad y cantidad de niveles de cada edificación.
- Comparar el volumen de madera y masa de acero utilizadas en el diseño de las edificaciones.
- Determinar la influencia que presenta la ductilidad global asignada sobre el diseño de estructuras de muros de madera.

1.3 Hipótesis

El uso de los distintos valores de ductilidad global asignada especificados en el Capítulo 11 del CSCR 10-14, afecta la cantidad de material empleada en el diseño de las estructuras de muros de madera propuestas.

1.4 Delimitación del problema

1.4.1 Alcance

Esta investigación comprende el diseño de 12 edificaciones de madera de 1 a 4 niveles, utilizando muros tipo 3 con ductilidades globales asignadas de 1, 2 y 3, con el fin de comparar el volumen de madera y masa de acero utilizados para el diseño de cada una. Las edificaciones son regulares tanto en planta como en altura, y presentan la misma distribución en cada nivel.

Para cada estructura, se limitará solamente al diseño de los muros estructurales (postes, paneles estructurales, cuerdas), los diafragmas de entrepiso y azotea (vigas, viguetas, panel estructural, cuerdas y colectores), así como el anclaje de los muros con la fundación.

Para la determinación de las cargas de diseño se utilizó el método estático, según el capítulo 7 del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10/14). Las cargas de viento se determinaron utilizando el Capítulo 28 del reglamento ASCE 7-16.

El diseño de los elementos estructurales se realizará según la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design) de factores de carga y resistencia, basándose en el CSCR-10/14 y las especificaciones: National Design Specification for Wood Construction (NDS-18), Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS-15) y Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE 7-16).

1.4.2 Limitaciones

Dado que la investigación consiste en el diseño y análisis de estructuras, se tiene control sobre los factores que influyen en la realización de la misma, por lo que no existen limitaciones a la investigación propuesta.

1.5 Metodología

La metodología utilizada para la elaboración del proyecto se muestra en la Figura 1, la cual está compuesta de cinco fases.

Para la primera fase, se realizó una búsqueda bibliográfica en artículos técnicos, libros de texto y se revisó la normativa vigente relacionada al diseño de estructuras de madera en Costa Rica y en el mundo.

La segunda sección consistió en la caracterización y determinación de las cargas de las estructuras diseñadas, tomando como base una planta típica de una edificación.

Se definió una nomenclatura para cada una de las 12 edificaciones, con el fin de diferenciarlas según la cantidad de niveles (desde 1 hasta 4) y la ductilidad global asignada ($\mu=1$, $\mu=2$, $\mu=3$) que poseen. Posteriormente, se determinaron las cargas sísmicas, de viento y demás parámetros de diseño según los códigos consultados, para luego realizar el diseño de los elementos estructurales de cada edificación.

La tercera sección comprendió el diseño de los elementos estructurales de las edificaciones, tales como el diseño de muros, los diafragmas y el anclaje de los muros con la fundación, tomando en cuenta las demandas obtenidas por el análisis realizado en la fase anterior.

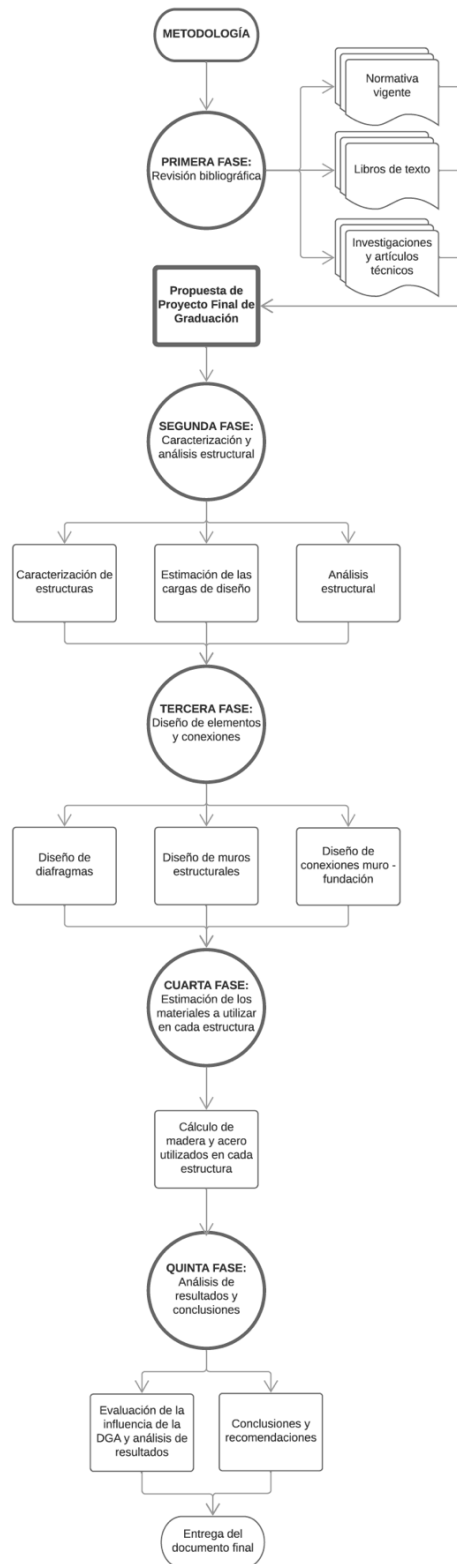


Figura 1. Diagrama de la metodología utilizada

Teniendo las estructuras diseñadas, en la cuarta fase se contabilizó la cantidad de material necesario para su construcción, tomando en cuenta el volumen madera aserrada y contrachapada para los muros y diafragmas, así como el acero necesario para las conexiones de los paneles estructurales y el de los muros con la fundación.

Finalmente, en la quinta fase se analizó la cantidad de material utilizada para la construcción de las edificaciones y se concluyó respecto a la variación de la ductilidad global asignada expuesta en el CSCR-10/14 para las estructuras consideradas. De la misma manera, se realizó un análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones para los resultados obtenidos.

1.6 Reglamentación

Para el análisis estructural de las edificaciones, se utilizó la metodología de diseño LRFD, tomando en cuenta la siguiente normativa:

CSCR-10/14: Código Sísmico de Costa Rica (2010), Revisión 2014

ANSI / AF&PA NDS-2018: National Design Specification for Wood Construction (2018)

ANSI / AF&PA SDPWS-2015: Special Design Provisions for Wind and Seismic (2015)

ASCE 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (2016)

IBC 2015: International Building Code (2015)

Capítulo 2.

MARCO TEÓRICO

2.1 Ductilidad de elementos estructurales

Al momento de diseñar una estructura en una zona sísmica, el ingeniero estructural debe elegir el comportamiento por ductilidad que desarrollará la estructura durante el sismo, mediante la escogencia de un coeficiente de ductilidad que rija el diseño de los elementos estructurales.

Según el inciso 4.4.1 del CSCR-10/14:

“Se clasifican como elementos, componentes y uniones frágiles, o gobernados por fuerzas, aquellos que son incapaces de mantener al menos del 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones exceden el doble de las deformaciones correspondientes al límite de cedencia. Adicionalmente, estos elementos, componentes y uniones deben ser capaces de resistir deformaciones compatibles con los niveles de desplazamientos relativos máximos especificados en la tabla 7.2 para la estructura en consideración, manteniendo su capacidad de resistir cargas gravitacionales cuando les corresponda.”

Por otra parte:

“Se clasifican como elementos, componentes y uniones dúctiles, o gobernados por desplazamientos, todos aquellos que son capaces de resistir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, manteniendo al menos del 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones exceden el doble de las deformaciones correspondientes al límite de cedencia. Adicionalmente, estos elementos, componentes y uniones deben ser capaces de resistir deformaciones compatibles con los niveles de desplazamientos relativos máximos especificados en la tabla 7.2 para la estructura en consideración.”

Pese a que la madera se comporta como un material frágil, las conexiones metálicas entre sus elementos proporcionan ductilidad a la estructura. De esta manera, según la configuración de

los elementos estructurales dentro de la edificación, y las conexiones entre ellos, puede que lleguen a comportarse como elementos rígidos o flexibles, tal es el caso para los diafragmas de madera.

2.2 Análisis de cargas laterales

2.2.1 Cargas por sismo

Para el análisis de las cargas laterales por sismo que afectan cada edificación, se utilizó el método estático, expuesto en la sección 7.4 del CSCR-10/14, el cual se explicará más adelante. Para cada una de las estructuras planteadas, se calculó su periodo natural y su factor espectral dinámico (FED), según la ductilidad global asignada de cada edificación, para así determinar el coeficiente sísmico correspondiente a cada una.

Al ser una estructura de madera, no se utiliza la estimación del periodo del primer modo de vibración expuesto en la sección 7.4.5 del CSCR-10/14, ya que está orientada, principalmente, a estructuras en concreto, acero y mampostería. En su lugar, para tomar en cuenta que la madera es un material más flexible que los mencionados anteriormente, se utiliza la ecuación (12.8-7) de la norma ASCE 7-16, la cual toma en cuenta tanto el material del sistema estructural, el tipo de sistema y su altura.

En el caso en estudio, al tratarse de un sistema estructural conformado por muros de madera, los factores C_t y x de esta ecuación, corresponden a 0,0488 y 0,75, respectivamente. De esta manera, la estimación del periodo natural para las edificaciones se simplifica a:

$$T_a = 0,0488 h_n^{0.75} \quad [1]$$

donde:

T_a : periodo del primer modo de vibración aproximado (s)

h_n : altura promedio del edificio (m)

Conociendo el periodo fundamental de la estructura, se utiliza la Figura 2 para determinar el FED para un sitio de cimentación S_3 y una zona sísmica III.

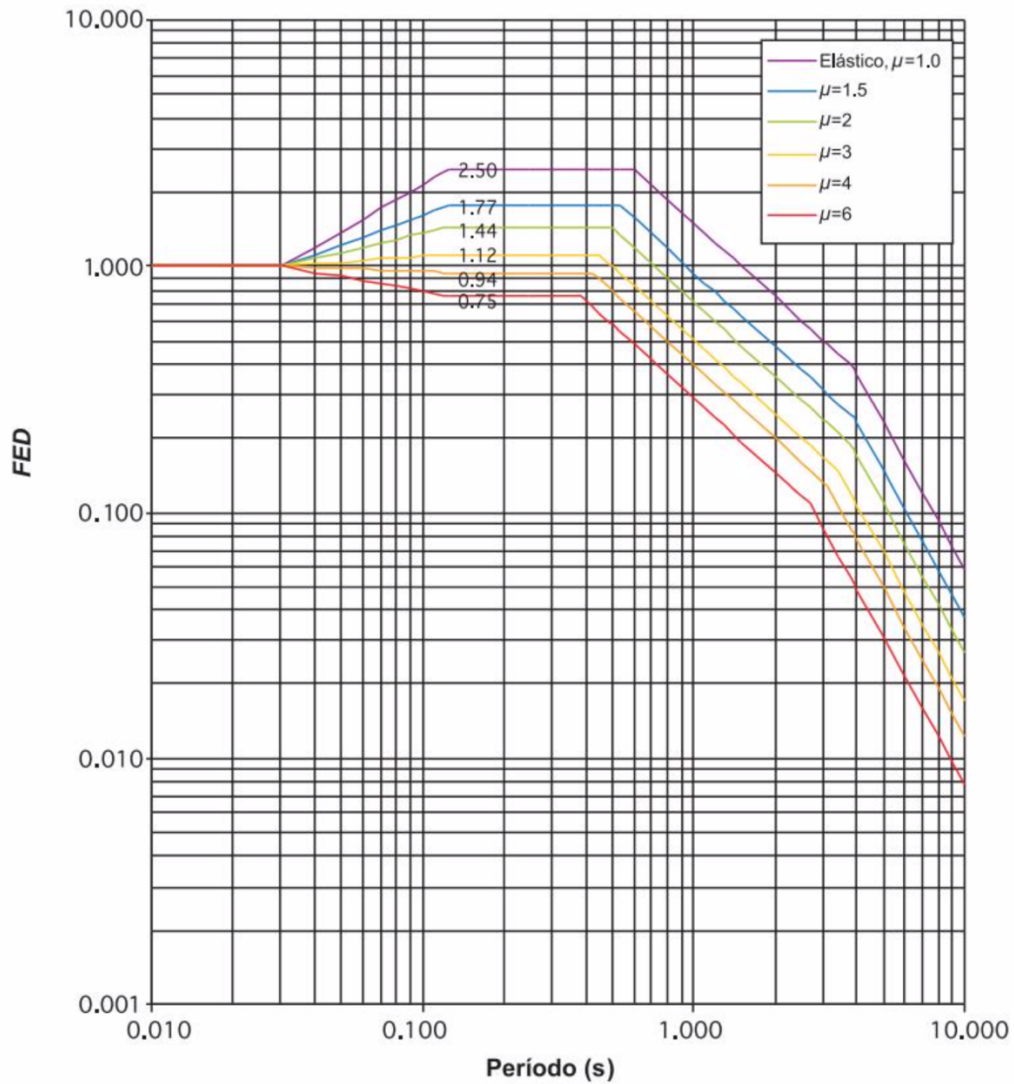


Figura 2. Factor Espectral Dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S_3 en zona sísmica III

Fuente: CSCR, 2010

El Cuadro 1 se utiliza para determinar la aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , de un periodo de retorno de 475 años, para el cálculo del coeficiente sísmico de la estructura, el cual se calcula mediante la ecuación [2] para cada edificación:

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR} \quad [2]$$

donde:

C: coeficiente sísmico

a_{ef} : aceleración pico efectiva

I: factor de importancia

FED: factor espectral dinámico

SR: factor de sobrerresistencia

Cuadro 1. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , para un periodo de retorno de 475 años

<i>Tipo de sitio</i>	<i>Zona II</i>	<i>Zona III</i>	<i>Zona IV</i>
S ₁	0,20	0,30	0,40
S ₂	0,24	0,33	0,40
S ₃	0,28	0,36	0,44
S ₄	0,34	0,36	0,36

Fuente: CSCR-10/14

La sección 7.4 del CSCR-10/14 describe el método estático para la distribución de las cargas sísmicas para el diseño de edificaciones, el cual cuantifica los efectos del sismo por medio de un análisis elástico-lineal del sistema sismorresistente de la edificación, al aplicar fuerzas horizontales en cada uno de sus niveles.

En esta sección se expone que una edificación debe ser diseñada para solicitaciones sísmicas horizontales en dos direcciones ortogonales de forma independiente, donde la demanda corresponde a la suma vectorial de los efectos en una dirección más el 30% de los efectos en la otra, desarrollando este proceso en ambos sentidos.

Esta sección permite el diseño de los elementos y componentes estructurales de acuerdo con las solicitaciones de cada sentido ortogonal, si la edificación cumple ser regular tanto en planta como en altura y sus sistemas sismorresistentes son ortogonales y paralelos entre sí, tal como es el caso de las estructuras planteadas.

Debido a su condición aproximada, se deben cumplir las siguientes tres características para poder recurrir a su utilización en el diseño de estructuras:

- Ser un edificio regular en altura, según el inciso 4.3.1. del CSCR-10/14.

- Ser un edificio regular en planta, según el inciso 4.3.2. del CSCR-10/14.
- Ser un edificio con un número de edificios inferior a cinco, con una altura sobre el nivel de calle inferior a veinte metros.

Si se cumplen las tres características anteriores, es posible calcular el cortante basal de la estructura, el cual corresponde a una fuerza sísmica horizontal en cada dirección ortogonal, cuya magnitud, V , se calcula con la ecuación [7-1] del CSCR-10:

$$V = C \cdot W \quad [3]$$

donde:

V : cortante en la base o sumatoria de todas las fuerzas sísmicas horizontales en cada dirección ortogonal.

C : coeficiente sísmico, obtenido según el capítulo 5 del mismo código.

$W = \sum_{i=1}^N W_i$, peso total de la edificación para efectos sísmicos.

W_i : peso asignado al nivel i , calculado para efectos sísmicos.

N : número total de pisos del edificio.

Según la sección 6.1.3 del CSCR-10, el peso asignado a cada nivel i (W_i) corresponde al peso de la carga permanente de cada nivel más una fracción de su carga temporal, la cual representa el porcentaje de carga temporal que podría encontrarse en la edificación al momento del evento. La carga sísmica de cada nivel se puede calcular con la ecuación [4]:

$$W_i = CP_i + \alpha CT_i \quad [4]$$

donde:

W_i : peso asignado al nivel i

CP_i : carga permanente aplicada al nivel i

α : 0,15 para edificios

α : 0,00 para azoteas, marquesinas y techos

CT_i : carga temporal aplicada al nivel i

Es importante mencionar que, para el cálculo del peso por piso, se incluye el peso de la mitad de los muros y elementos verticales de los pisos inmediatamente superior e inferior que estén vinculados a ese nivel.

Para realizar la distribución de fuerzas sísmicas se utiliza la ecuación [7-2] del CSCR-10/14:

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N W_k h_k} \quad [5]$$

donde:

F_i : fuerza sísmica aplicada al nivel i .

V : cortante en la base.

h_i : altura del nivel i sobre el nivel de base.

De esta forma, se realiza el diseño estructural de los elementos de la edificación, considerando las fuerzas sísmicas que rigen el diseño de cada elemento de la estructura para finalmente recalculer el periodo fundamental de vibración y verificar que el FED determinado por medio del periodo fundamental aproximado (T_a) sea igual que el FED definido por el recálculo del periodo fundamental (T), expresado en la ecuación [6]:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} \quad [6]$$

donde:

δ_i^e : desplazamiento elástico en el nivel i debido a las fuerzas sísmicas horizontales

g : aceleración de la gravedad

La sección 7.4.6 del CSCR-10/14 expone que, si el FED correspondiente al nuevo período produce un coeficiente sísmico mayor que el estimado inicialmente, se deben incrementar los efectos sísmicos en la proporción correspondiente. Si, por el contrario, el nuevo período produce un coeficiente sísmico menor, los efectos sísmicos se pueden reducir en la proporción correspondiente.

2.2.2 Cargas por viento

Para el diseño por cargas de viento, se utilizó el método simplificado, expuesto en el capítulo 28 de la norma ASCE 7-16, realizando una analogía con las velocidades básicas obtenidas según los mapas de viento expuestos en el XIV Congreso de Estructuras de la Asociación Costarricense de Ingeniería Estructural y Sísmica (ACIES), por parte de la Ing. Beatriz Mayorga (2017). De esta manera, se asume que las estructuras diseñadas se encuentran en una zona III de velocidad moderada (110 km/h), basada en ráfagas de 3 s con un periodo de retorno TR = 50 años para edificaciones de uso normal (importancia grupo D, según CSCR-10/14), la cual es equivalente a una velocidad de diseño de 175 km/h, con un periodo de retorno de 700 años, dada por el ASCE 7-16.

Así, se utilizó la parte 2 de este método, ya que la estructura cumple los siguientes requerimientos, expuestos en la sección 28.5.2 de este código:

- La edificación está compuesta por un diafragma simple, el cual transmite las cargas de viento a los elementos que resisten estas cargas laterales (muros). Estos diafragmas corresponden a los de la azotea y los entrepisos.
- La edificación es de poca altura, ya que todas las estructuras tienen una altura inferior a los 18 m y la elevación de la edificación es inferior a la menor de las dimensiones en planta.
- La edificación es cerrada, ya que para su diseño se asume que la presión del viento también incide sobre las ventanas externas, por lo que no existen aberturas permanentes que permitan el paso del aire.
- La edificación tiene una forma regular, ya que su forma en planta corresponde a un rectángulo.
- La edificación no es clasificada como flexible, ya que ninguna tiene una frecuencia natural de oscilación que sea inferior a 1 Hz (superior a 1 s).

Así, la ecuación [7] es utilizada para el cálculo de la presión básica neta de diseño,

$$\rho_s = \lambda k_{zt} \rho_{30} \quad [7]$$

donde:

ρ_s : presión de diseño neta (kN/m^2)

λ : factor de ajuste por exposición y altura (Figura 28.5-1 ASCE 7-16)

k_{zt} : factor de ajuste por topografía (sección 26.8.2 ASCE 7-16)

ρ_{30} : presión de diseño simplificada (kN/m^2)

Al ser un método simplificado, se asume que la edificación se encontrará en una zona de exposición B, la cual incluye áreas urbanas y suburbanas que se extienden por más de 792 m alrededor de la estructura, según la sección 26.7.3 de la norma ASCE 7-16. En caso de encontrarse en alguna zona con una exposición al viento distinta a la supuesta, es necesario utilizar el factor λ para ajustar la presión neta según la exposición y la altura de la estructura. Por otra parte, el factor k_{zt} es utilizado para realizar el ajuste según las condiciones topográficas de la zona donde se diseña la edificación. Para las estructuras diseñadas, se asume que se encontrarán en un terreno plano y sin taludes o pendientes en el terreno cercanas que podrían acelerar el flujo de aire, por lo que se utilizará $k_{zt} = 1.0$.

Por último, la parte 2 del método a utilizar propone diferentes zonas en la edificación en las cuales se produce compresión o succión por parte de las cargas de viento (Figura 3), a las cuales se asigna una presión básica de diseño simplificada (ρ_{30}) según la pendiente del techo de la estructura, la cual se modifica por los factores λ y k_{zt} , explicados anteriormente, para obtener la presión básica de diseño neta (ρ_s). En las edificaciones propuestas se asume un techo plano (0° de inclinación), así que con este valor se obtienen las diferentes zonas de influencia del viento y su presión simplificada respectiva, mostradas en el Cuadro 2.

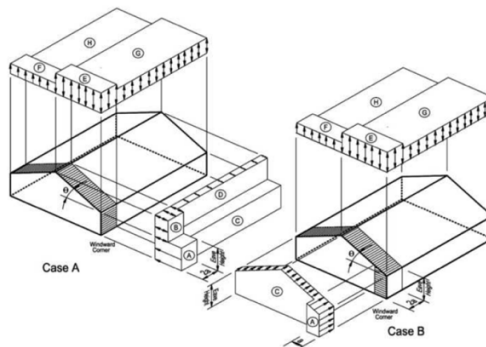


Figura 3. Zonas de influencia del viento para la determinación de la presión básica de diseño

Fuente: ASCE 7-16

Cuadro 2. Presiones básicas simplificadas para una velocidad básica de 175 km/h con TR = 700 años

Presiones Horizontales (kN/m ²)				Presiones Verticales (kN/m ²)			
A	B	C	D	E	F	G	H
0,94	-0,49	0,62	-0,29	-1,13	-0,64	-0,78	-0,49

2.3 Diseño de elementos estructurales

2.3.1 Factores de ajuste

Luego de conocer las cargas verticales y laterales que actúan sobre la estructura, es posible realizar el diseño estructural de sus elementos y conexiones.

Es importante conocer los factores de ajuste que se utilizan en el diseño de estructuras de madera considerados en las edificaciones, los cuales se muestran en el Cuadro 3 y Cuadro 4 para madera aserrada y laminada, respectivamente, los cuales se explican a continuación:

Cuadro 3. Aplicabilidad de factores de ajuste para madera aserrada

		Factor de Humedad	Factor de Temperatura	Factor de Estabilidad de Viga	Factor de Tamaño	Factor de Uso Plano	Factor de Incisión	Factor de Miembro Repetitivo	Factor de Estabilidad de Columna	Factor de Rigidez de Pandeo	Factor de Área de Aplastamiento	Factor de conversión de formato (LRFD)	Factor de Resistencia	Factor de Duración de Carga
												K_F	ϕ	
$F'_b = F_b$	x	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	-	-	-	2,54	0,85	λ
$F'_t = F_t$	x	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	-	-	-	2,70	0,80	λ
$F'_v = F_v$	x	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	2,88	0,75	λ
$F'_c = F_c$	x	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	C_p	-	-	2,40	0,90	λ
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	x	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	C_b	1,67	0,90	-
$E' = E$	x	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	x	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	C_T	-	1,76	0,85	-

Fuente: NDS, 2018

Cuadro 4. Aplicabilidad de factores de ajuste para madera laminada encolada

		Factor de Humedad	Factor de Temperatura	Factor de Estabilidad de Viga	Factor de Volumen	Factor de Uso Plano	Factor de Curvatura	Factor de Interacción de Esfuerzo	Factor de Reducción de Cortante	Factor de Estabilidad de Columna	Factor de Área de Aplastamiento	Factor de conversión de formato (LRFD)	Factor de Resistencia	Factor de Duración de Carga
												K_F	ϕ	
$F'_b = F_b$	x	C_M	C_t	C_L	C_V	C_{fu}	C_c	C_I	-	-	-	2,54	0,85	λ
$F'_t = F_t$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	2,70	0,80	λ
$F'_v = F_v$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	C_{vr}	-	-	2,88	0,75	λ
$F'_{rt} = F_{rt}$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	2,88	0,75	λ
$F'_c = F_c$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	C_p	-	2,40	0,90	λ
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	C_b	1,67	0,90	-
$E' = E$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	x	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	1,76	0,85	-

Fuente: NDS, 2018

- Factor de Humedad (C_M): Se utilizará $C_M = 1,0$ para el diseño de todos los elementos, ya que los elementos tendrán una humedad inferior al 19%.
- Factor de Temperatura (C_t): Se utilizará $C_t = 1,0$ ya que las edificaciones no se encontrarán en ambientes con temperaturas superiores a 65 °C.
- Factor de Estabilidad de Viga (C_L): Se refiere a la estabilidad de la viga según su longitud sin soporte lateral, calculada según la sección 3.3.3 del NDS (2018). Sin embargo, para el propósito de esta investigación, todos los elementos sometidos a flexión (vigas y viguetas) tienen el ala en compresión arriostrada a lo largo de toda su longitud por medio de paneles estructurales de madera, conectados a su parte superior, por lo que $C_L = 1,0$.

- Factor de Tamaño (C_F): Para elementos con grado estructural 1, 2 ó 3, con su dimensión más pequeña inferior a 100 mm, tales como los utilizados en esta investigación, el factor C_F se calcula por medio del Cuadro 5. Si el grado del elemento es diferente a estos o su dimensión menor es superior a 125 mm, se calculan según la sección 4.3.6 del NDS-2018.

Cuadro 5. Factor de tamaño, C_F

b (mm)	d (mm)	Sección (pulgadas)	C_F		
			F_b	F_t	F_c
38	64	2 x 3	1,5	1,5	1,15
38	89	2 x 4	1,5	1,5	1,15
38	114	2 x 5	1,4	1,4	1,1
38	140	2 x 6	1,3	1,3	1,1
38	184	2 x 8	1,2	1,2	1,05
38	235	2 x 10	1,1	1,1	1,0
38	286	2 x 12	1,0	1,0	1,0
38	337	2 x 14	0,9	0,9	0,9
64	89	3 x 4	1,5	1,5	1,15
64	114	3 x 5	1,4	1,4	1,1
64	140	3 x 6	1,3	1,3	1,1
64	184	3 x 8	1,2	1,2	1,05
64	235	3 x 10	1,1	1,1	1,0
64	286	3 x 12	1,0	1,0	1,0
64	337	3 x 14	0,9	0,9	0,9
64	387	3 x 16	0,9	0,9	0,9
89	89	4 x 4	1,5	1,5	1,5
89	114	4 x 5	1,4	1,4	1,4
89	140	4 x 6	1,3	1,3	1,3
89	184	4 x 8	1,3	1,2	1,2
89	235	4 x 10	1,2	1,1	1,1
89	286	4 x 12	1,1	1,0	1,0
89	337	4 x 14	1,0	0,9	0,9
89	387	4 x 16	1,0	0,9	0,9

Fuente: NDS, 2018

- Factor de uso plano (C_{fu}): Se aplica este factor si existe carga aplicada sobre el borde de mayor dimensión del elemento (eje débil); sin embargo, ningún elemento se encuentra cargado de esta manera, por lo que $C_{fu} = 1,0$.

- Factor de incisión (C_i): Se aplica si existen incisiones en el elemento para su preservación. Para esta investigación, $C_i = 1,0$ debido que se considera que los elementos no fueron preservados con esta metodología.
- Factor de miembro repetitivo (C_r): Se aplica un factor de repetición, $C_r = 1,15$, a las viguetas y postes de los muros que tengan espesores entre 50 mm y 100 mm, que se encuentren separados a menos de 60 cm y no sean menos de 3 elementos soportando la misma carga. De lo contrario, se utiliza $C_r = 1,0$.
- Factor de Estabilidad de Columna (C_p): Se aplica a elementos verticales sometidos a compresión. Se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_p = \frac{1+(F_{cE}/F_{c*})}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1+(F_{cE}/F_{c*})}{2c}\right)^2 - \frac{(F_{cE}/F_{c*})}{c}} \quad [8]$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{(\ell_e/d)^2} \quad [9]$$

donde:

$F_{c*} = F_c$ multiplicado por todos los factores aplicables, excepto C_p

$c = 0,8$ para madera aserrada

$\ell_e = K_e \cdot \ell$, donde K_e se calcula con la Tabla G1, NDS-2018

ℓ : longitud de la columna

$E_{min} = E_{prom} (1-1,645 COV_E) (1,03) / (1,66)$, con $COV_E = 0,25$ siendo el coeficiente de variación para madera clasificada visualmente

d : dimensión mayor de la sección transversal de la columna

- Factor de Rigidez de Pandeo (C_T): Se aplica en cerchas de madera, en este caso no se tienen, por lo que $C_T = 1,0$.
- Factor de Área de Aplastamiento (C_b): Se aplica a miembros sujetos a compresión perpendicular al grano, donde la longitud de aplastamiento, ℓ_b , se mide en la dirección paralela al grano del elemento, y se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{\ell_b + 9,53}{\ell_b} \quad [10]$$

donde:

ℓ_b : longitud de aplastamiento en la dirección paralela al grano (mm)

- Factor de Volumen (C_V): Se aplica para elementos de madera laminada, calculado por medio de la siguiente ecuación:

$$C_V = \left(\frac{6,4}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{0,3}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{0,13}{b}\right)^{0,1} \leq 1,0 \quad [11]$$

donde:

L: largo de la viga (m)

d: altura de la viga (m)

b: ancho de la viga (m)

Este factor no se debe aplicar simultáneamente con C_L para elementos de madera laminada. Se debe escoger el menor de ambos.

- Factor de Curvatura (C_c): Aplica para elementos curvos, en las edificaciones diseñadas, $C_c = 1,0$ ya que no se cuenta con elementos curvos.

- Factor de Interacción de Esfuerzos (C_I): Se aplica a elementos que poseen esquinas o bordes puntiagudos donde se podría dar concentración de esfuerzos. No aplica para el caso en estudio, por lo que $C_I = 1,0$.

- Factor de Reducción de Cortante (C_{vr}): Se debe aplicar una reducción de $C_{vr} = 0,72$ si el elemento diseñado no es prismático, así como si se encuentra sometido a ciclos repetitivos de carga o al diseñar elementos en las conexiones.

De esta manera, conociendo el valor de los factores aplicables a cada tipo de esfuerzo, se procede al diseño de los elementos estructurales de las edificaciones.

2.3.2 Diseño de vigas y viguetas

El emplantillado estructural del entrepiso y la azotea está formado por las vigas y viguetas de cada nivel. Estos elementos son los encargados de soportar las cargas gravitacionales y controlar las deflexiones del entrepiso, por lo que se diseñan para resistir la flexión y cortante

que causan estas cargas. La Figura 4 muestra un diagrama de una estructura con muros de madera, en la cual se pueden identificar los elementos que se diseñarán en las edificaciones.

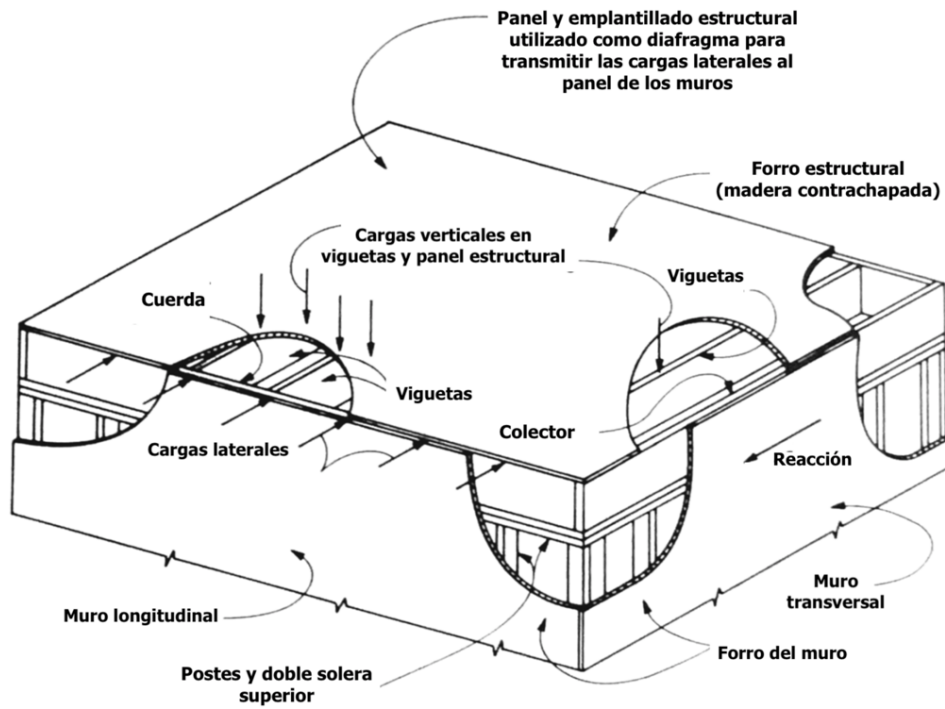


Figura 4. Elementos estructurales en edificación de muros de madera

Modificado de: Applied Technology Council, 1981

Diseño por flexión

El diseño de las vigas se realizó considerándolas como simplemente apoyadas, por lo que el momento máximo se encuentra en el centro del claro. Se debe cumplir que la resistencia de diseño por flexión del elemento sea mayor que la resistencia requerida en flexión causada por las cargas gravitacionales para elementos rectangulares:

$$M' \geq M_u \quad [12]$$

$$M' = F'_b \cdot S \quad [13]$$

donde:

M' : resistencia de diseño en flexión

M_u : momento requerido

F'_b : esfuerzo de diseño ajustado

S: módulo de sección = $\frac{bd^2}{6}$ para elemento rectangular

De igual manera, es necesario verificar la relación de esbeltez del elemento sometido a flexión:

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} \leq 50 \quad [14]$$

Diseño por cortante

Para el diseño por cortante, se debe cumplir que la resistencia en cortante de diseño sea mayor que la resistencia en cortante requerida en el elemento. Al considerar las vigas como simplemente apoyadas, las fuerzas cortantes máximas se dan en sus extremos. Para elementos rectangulares se debe cumplir:

$$V' \geq V_u \quad [15]$$

$$V' = \frac{2}{3} F'_v b d \quad [16]$$

donde:

V' : cortante resistente de diseño

F'_v : esfuerzo cortante ajustado

V_u : fuerza cortante requerida en la viga

b : ancho de la viga

d : altura de la viga

Deflexiones

Se consideran dos tipos de deflexiones máximas, una causada por la carga temporal y la otra causada por la carga total:

$$- \delta_{CT,máx} = L/360$$

$$- \delta_{(CT+CP),máx} = L/240$$

Donde L corresponde a la longitud de la viga y la deflexión para una viga simplemente apoyada se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad [17]$$

donde:

δ : deflexión máxima de una viga simplemente apoyada

w: carga uniformemente distribuida en el elemento

E, I: módulo de elasticidad e inercia de la sección

L: longitud de la viga

2.3.3 Diseño de los postes de los muros

Los postes son los elementos que conforman el muro y soportan las cargas gravitacionales del entrespacio o azotea. También, conforman el emplantillado sobre el cual se conectan los paneles estructurales de los muros, los cuales soportan las cargas laterales.

Las vigas que soportan los diafragmas se encuentran colocadas en dirección norte-sur, por lo que los muros ubicados en dirección este-oeste son los que reciben la mayor carga gravitacional del entrespacio.

Los postes que se encuentran en los muros externos de las edificaciones, soportan tanto las cargas gravitacionales como laterales, por lo que estos elementos deben ser diseñados para esfuerzos en flexocompresión, así como flexión pura. También, se debe garantizar que la fuerza de compresión perpendicular al grano por parte de los postes con la solera inferior del muro, sea adecuada para que no ocurra una falla por aplastamiento en este último elemento.

Diseño por compresión axial pura

La primera verificación que se debe realizar para el diseño de los postes es por compresión axial pura, donde se debe verificar las siguientes relaciones:

$$\begin{cases} P' \geq P_u ; P' = F'_c \cdot A \\ P' \geq P_u ; P' = F_c^* \cdot A_n \end{cases} \quad [18]$$

donde:

F'_c : resistencia en compresión de diseño, calculada según el Cuadro 3

F_c^* : F_c multiplicado por todos los factores correspondientes, excepto C_p

P_u : resistencia requerida

A: área bruta en la sección crítica

A_n : área neta en los extremos del elemento, eliminando el área de agujeros

Diseño por flexión pura

Tal como se mencionó anteriormente, los postes exteriores se encuentran sometidos a cargas constantes de viento y sismo, por lo que es necesario verificar que este esfuerzo cumpla con las ecuaciones [12] y [13], presentadas anteriormente.

Diseño por flexocompresión

El elemento debe soportar la combinación entre las fuerzas en compresión por cargas gravitacionales y el pandeo generado por el viento, por lo que se debe verificar la siguiente desigualdad, para flexión uniaxial:

$$\left(\frac{P_u}{P'_c}\right)^2 + \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{P_E}\right)} \left(\frac{M_u}{M'}\right) \leq 1.0 \quad [19]$$

donde:

P_u : resistencia en compresión requerida

P'_c : resistencia en compresión de diseño

P_E : carga crítica de Euler = $F_{CE} \cdot A$ (ver ecuación [9])

A : área de la sección

M_u : momento requerido

M' : momento de diseño en flexión

2.3.4 Diseño de diafragmas

Los diafragmas de madera son elementos horizontales que reciben las cargas laterales de viento y sismo y las transmiten a los muros estructurales, los cuales se encargan de llevar estas cargas hasta la fundación (Figura 5). La continuidad en la transmisión de fuerzas se logra por medio de las conexiones entre los elementos.

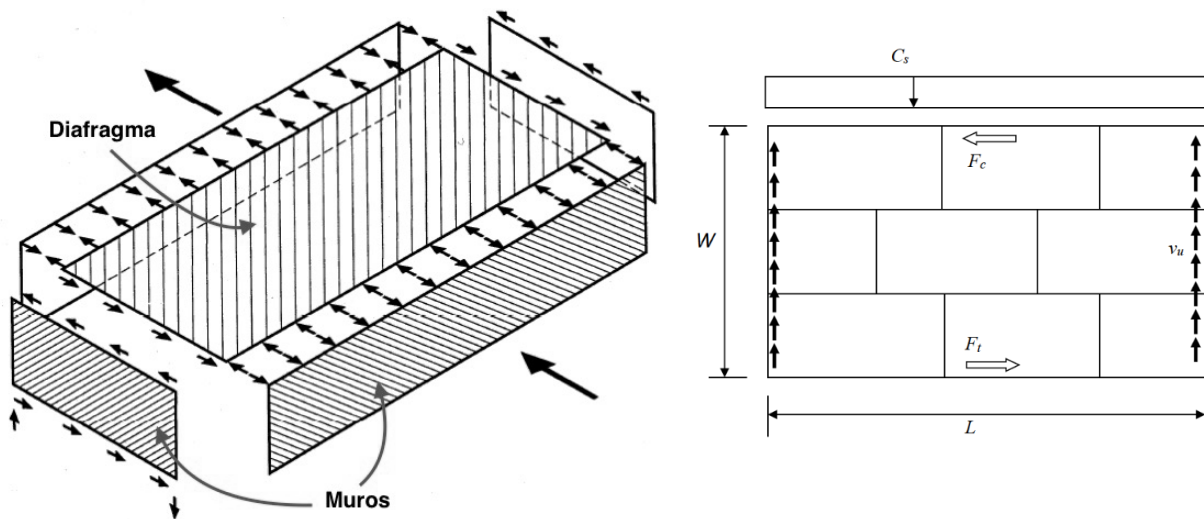


Figura 5. Transferencia de cargas laterales por medio de diafragmas y muros (izq.),
transmisión de cargas en diafragma (der.)

Modificado de: González, 2011

donde:

W : ancho del diafragma

L : longitud del diafragma

C_s : fuerza sísmica sobre el diafragma

F_c : fuerza de compresión en el diafragma (cuerda)

F_t : fuerza de tensión en el diafragma (cuerda)

v_u : cortante unitario en el diafragma

Los diafragmas de madera pueden ser entramados ("blocked") o no entramados ("unblocked"). Los primeros consisten en diafragmas conformados por paneles estructurales, los cuales se encuentran unidos al emplantillado del diafragma en todos sus bordes, por lo que necesitan elementos de soporte extra para garantizar que todos sus bordes estén conectados a las vigas de entrepiso o azotea que conforman el emplantillado, tal como se muestra en la Figura 6. Por su parte, los diafragmas no entramados no se encuentran conectados al marco del diafragma en sus juntas continuas (Figura 7). Debido a esta diferencia de conexiones, los diafragmas entramados poseen más resistencia al cortante, por lo que normalmente son utilizados en entrepisos con una mayor demanda sísmica.

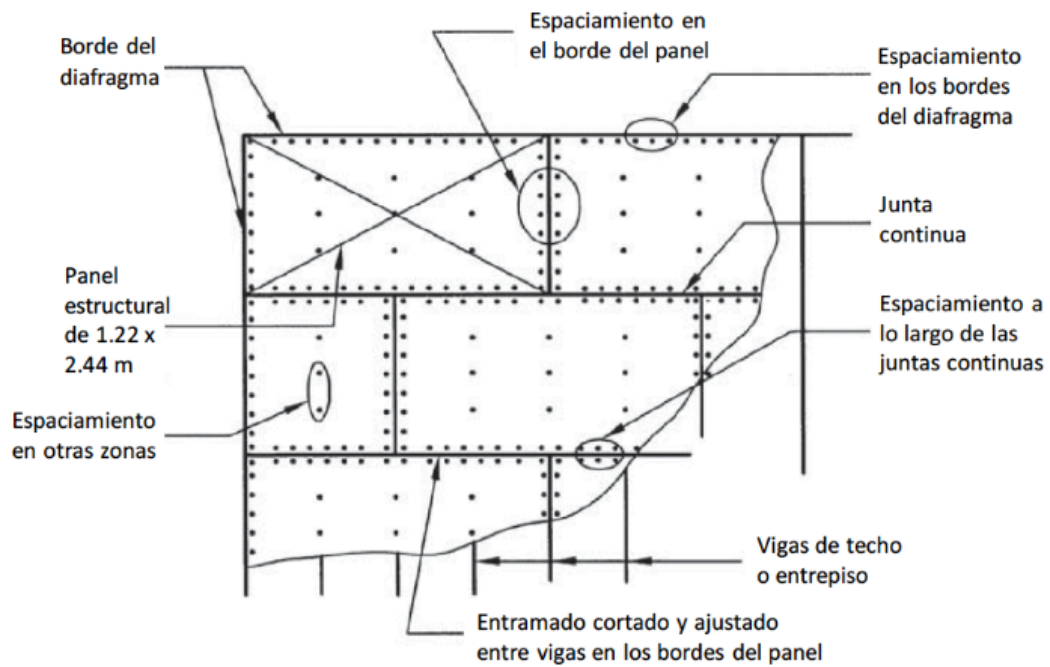


Figura 6. Configuración de diafragma entramado

Fuente: González, 2011

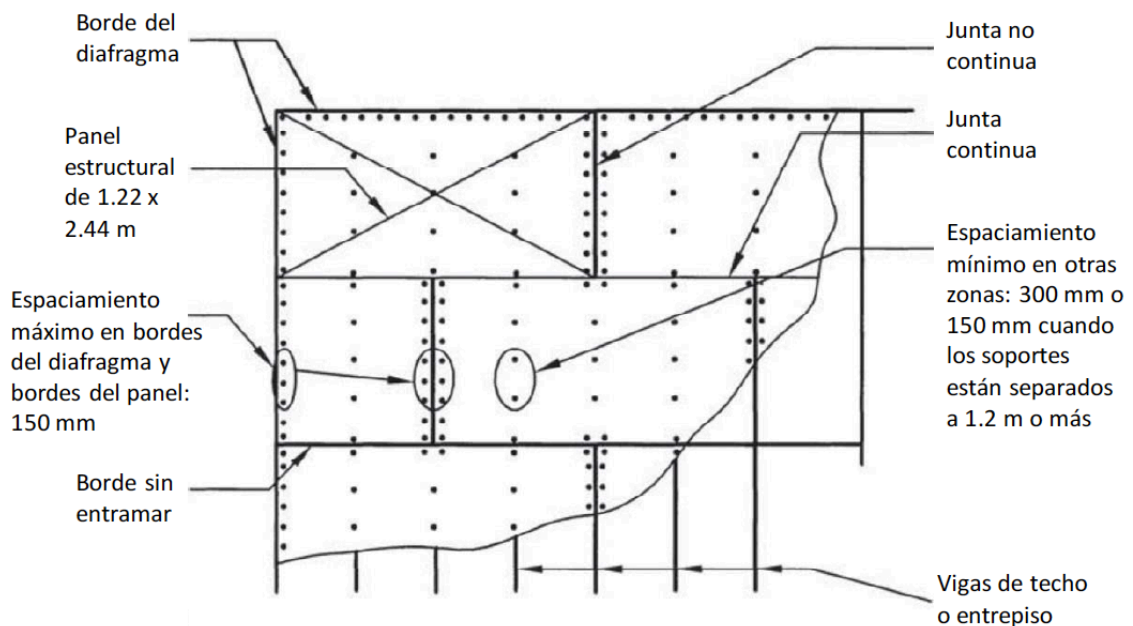


Figura 7. Configuración de diafragma no entramado

Fuente: González, 2011

Según el CSCR-10/14, los diafragmas deben ser diseñados para soportar una carga diferente a la fuerza sísmica (F_i) determinada para cada nivel, la cual se calcula según la ecuación [4-9] de este código:

$$Fd_j = \frac{\sum_{i=j}^N (F_i)}{\sum_{i=j}^N (W_i)} W_j \quad [20]$$

donde:

F_{dj} : Fuerza en el diafragma del nivel j

F_i : Fuerza aplicada en el nivel i

W_i : Peso del nivel i

W_j : Peso del nivel j

Estas fuerzas pueden ser amplificadas por medio del factor incremental (FI), el cual tiene un valor de 1,6 para diafragmas con una $SR = 2,0$, en caso de que el diafragma sea rígido. Si el diafragma es flexible, no es necesario amplificar la fuerza F_{dj} .

Los diafragmas de madera regularmente son considerados elementos flexibles, los cuales distribuyen las cargas laterales por medio de áreas tributarias a los muros estructurales. Para ser considerado como flexible, el CSCR-10/14 expone que la deformación lateral máxima del diafragma en su propio plano debe ser mayor de dos veces el promedio de las derivas máxima y mínima del diafragma, en caso contrario, el diafragma se considera rígido. En este último caso, las cargas se distribuyen según las rigideces de los elementos verticales del sistema sismorresistente.

De esta manera, para realizar esta verificación, se calculan los desplazamientos de cada uno de los niveles de cada edificación, así como la deflexión máxima en el plano de cada diafragma, para verificar si este se comporta como rígido o flexible, con el fin de realizar la distribución de cargas según corresponda.

El diseño de los diafragmas de esta investigación se realizó considerando subdiafragmas, debido a que la edificación cuenta con muros estructurales internos, por lo que es necesario garantizar una transmisión adecuada de las fuerzas laterales entre los muros y el diafragma, por medio de colectores y cuerdas extras ubicados en el interior de este.

La norma ASCE 7-16 define un subdiafragma como una porción de un diafragma, utilizada para transmitir las fuerzas de anclaje a los colectores principales del diafragma, y lograr que el elemento trabaje como unidad. Estos elementos son comúnmente utilizados para garantizar la compatibilidad de deformaciones dentro del diafragma y para transmitir las cargas laterales alrededor de aberturas en el mismo, por medio de la inclusión de subcuerdas y colectores, los cuales transmiten la fuerza hacia las cuerdas y colectores principales en zonas donde existe una reducción de área, tal como se muestra en la Figura 8.

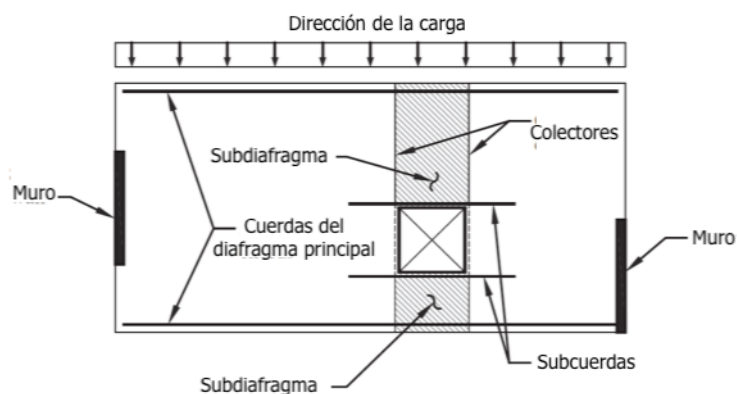


Figura 8. Subdiafragmas alrededor de aberturas

Modificado de: ASCE 7-16

La relación de aspecto para cada diafragma y subdiafragma, debe cumplir con los límites establecidos en la Tabla 11.5 del CSCR-10/14, la cual especifica que, para paneles estructurales de madera:

Panel estructural de madera, sin entramado: L/W máxima = 3

Panel estructural de madera, con entramado: L/W máxima = 4

Donde L y W corresponden a la longitud y ancho del diafragma, respectivamente.

Diseño por cargas gravitacionales

El forro de madera contrachapada es el elemento del diafragma encargado de recibir la carga sísmica y soportar la fuerza cortante generada por esta, transmitiéndola a las cuerdas y colectores del diafragma, por medio de los conectores entre estos. Los paneles estructurales

deben ser diseñados para soportar tanto las cargas laterales generadas por las fuerzas sísmicas como las cargas gravitacionales del entrepiso y la azotea.

Tanto el diafragma de entrepiso como la azotea, deben estar diseñados para soportar las cargas permanentes y temporales que se encuentren sobre él. Para esto, existen tablas de resistencias nominales según el grado y el espesor de la madera contrachapada. El Cuadro 6 muestra las capacidades nominales utilizadas en el diseño de las edificaciones para paneles estructurales de madera contrachapada tipo "Sheathing" para forros según la American Plywood Association (APA – *The Engineered Wood Association*). Cada grado de panel tiene un espesor predominante asociado, el cual se muestra en el Cuadro 7.

Cuadro 6. Cargas uniformes nominales (C_n) en panel estructural tipo "Sheathing" de APA (kN/m^2)

Grado del panel	Carga gobernada por	Distancia c.a.c. entre soportes (cm)				
		30	40	50	60	75
24/0	L/360	13,7	5,2	2,8	1,4	0,7
	L/240	20,6	7,8	4,3	2,1	1,0
	L/180	27,5	10,3	5,7	2,7	1,3
	Flexión	10,0	5,6	3,9	2,5	1,6
	Cortante	14,1	10,2	8,4	6,6	5,2
32/16	L/360	26,1	9,8	5,4	2,6	1,3
	L/240	39,1	14,7	8,0	3,9	1,9
	L/180	52,1	19,6	10,7	5,2	2,5
	Flexión	14,8	8,3	5,7	3,7	2,3
	Cortante	18,2	13,2	10,8	8,5	6,7
40/20	L/360	52,1	19,6	10,7	5,2	2,5
	L/240	78,1	29,4	16,1	7,8	3,8
	L/180	104,2	39,2	21,5	10,4	5,1
	Flexión	25,0	14,0	9,7	6,2	4,0
	Cortante	22,4	16,2	13,3	10,4	8,2
48/24	L/360	91,7	34,5	18,9	9,1	4,5
	L/240	137,5	51,7	28,3	13,7	6,7
	L/180	183,3	69,0	37,7	18,3	9,0
	Flexión	37,1	20,9	14,5	9,3	5,9
	Cortante	27,3	19,8	16,2	12,8	10,1

Fuente: APA, 2011

Cuadro 7. Espesor predominante asociado a cada grado estructural del panel

<i>Grado estructural del panel</i>	<i>Espesor predominante (mm)</i>
24/0	9,5
24/16	11,1
32/16	11,9
40/20	15,1
48/24	18,3

Fuente: APA, 2011

Para el diseño del forro por cargas gravitacionales, se debe cumplir que la resistencia nominal factorizada, sea mayor que la combinación última crítica:

$$\text{Flexión:} \quad \lambda \phi_b K_F C_{n,f} \geq CU \quad [21]$$

$$\text{Cortante:} \quad \lambda \phi_v K_F C_{n,v} \geq CU \quad [22]$$

$$\text{Deflexión (L/360):} \quad C_{n,L/360} \geq CT \quad [23]$$

$$\text{Deflexión (L/240):} \quad C_{n,L/240} \geq CT + CP \quad [24]$$

Donde C_n corresponde a la carga nominal presentada en el Cuadro 6 para cada una de las comprobaciones anteriores; λ , ϕ_b y ϕ_v son los factores de duración de carga y de resistencia para flexión y cortante, respectivamente, K_F es el factor de conversión a LRFD y CT y CP son las cargas temporales y permanentes, sin mayorar, con las cuales se calculan las deflexiones del panel. Por su parte, CU corresponde a la resistencia requerida para flexión y cortante, según la combinación última crítica aplicable del Cuadro 10.

De esta manera, con base en los cuadros anteriores, se determina el espesor mínimo para resistir las cargas gravitacionales en el diafragma. Este espesor mínimo se utilizará para determinar la capacidad ante cargas laterales del mismo.

Diseño por cargas laterales

El diseño de los diafragmas para cargas laterales se realiza utilizando la especificación SDPWS (2015). Las Tablas 4.2A y 4.2C presentan las resistencias nominales (v_n) para diafragmas entramados y no entramados, respectivamente, con las cuales se especifica el tipo de clavos a utilizar, así como su penetración mínima en los elementos de soporte y el espaciamiento

entre estos (Apéndices A y B). Se utiliza el Caso 2 y Caso 4 de carga, donde los diafragmas tienen las juntas continuas de los paneles paralelas a las viguetas y el lado largo de estos perpendicular a las mismas, tal como se muestra en la Figura 9.

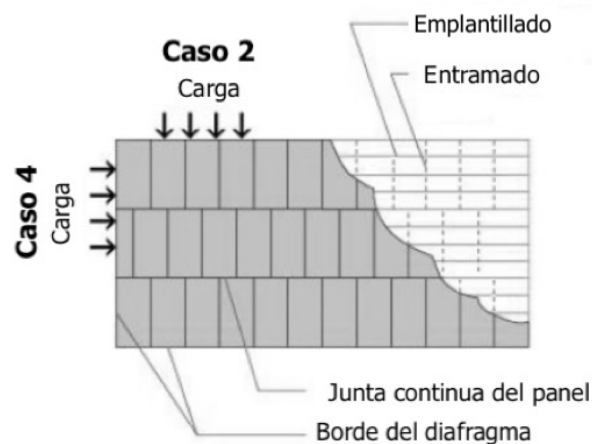


Figura 9. Casos de carga para los diafragmas en estudio

Modificado de: SDPWS, 2015

Se debe cumplir que la resistencia requerida de cortante unitaria del panel sea mayor que la resistencia de diseño:

$$D' = v' = \phi_D v_n \geq v_u \quad [25]$$

La especificación SDPWS-2015 detalla que el factor de resistencia para diafragmas, ϕ_D tiene un valor de 0.80, según la sección 4.2.3 de esta norma.

Diseño por compresión de las cuerdas y colectores

Las cuerdas y los colectores son los elementos encargados de soportar las cargas de tracción y compresión generadas por las cargas laterales en el diafragma. La diferencia entre estos dos elementos radica en que las cuerdas se encuentran ubicadas en dirección perpendicular a la carga, soportando los momentos flectores por medio de tensión y compresión, mientras que los colectores garantizan la continuidad de la carga a través de la transmisión de la fuerza sobre las aberturas de los muros en dirección paralela a la fuerza aplicada (Figura 15). Estos elementos se pueden observar en la Figura 10.

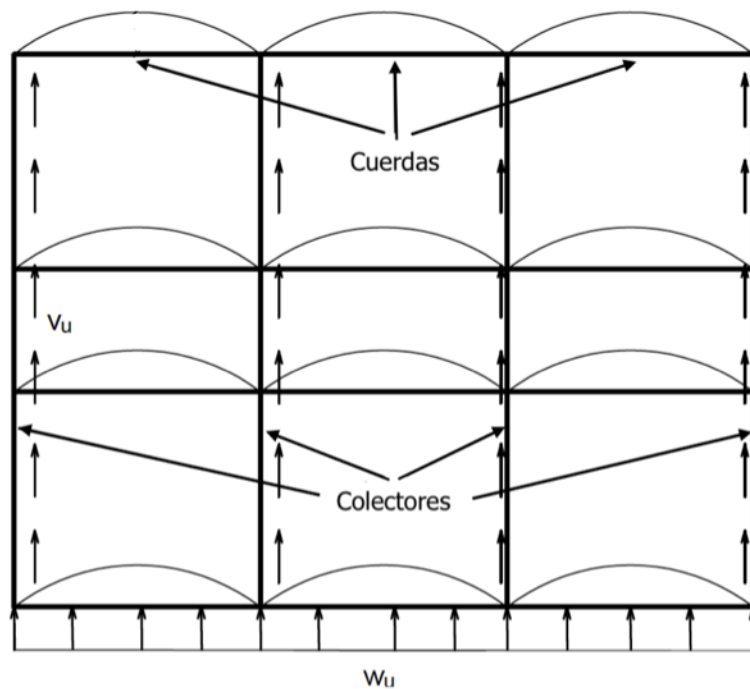


Figura 10. Cuerdas y colectores en diafragma

En edificaciones con muros de madera, las cuerdas y colectores regularmente corresponden a la solera superior doble que se encuentra sobre los muros estructurales (Figura 4), por lo que se presentará el diseño de estos elementos para soportar los esfuerzos de tensión y compresión, considerando la cuerda o el colector más esforzado para cada nivel.

Se debe cumplir con la ecuación [18] para garantizar que las cuerdas y colectores soportan las fuerzas en compresión provocadas por las cargas laterales.

Diseño por tensión de las cuerdas y colectores

Las fuerzas sobre el diafragma (F_{dj}) provocan momentos flectores en las cuerdas, así como fuerzas axiales en los colectores, las cuales deben cumplir con la siguiente relación:

$$T' \geq T_u \quad [26]$$

$$T' = F'_t \cdot A \quad [27]$$

$$T_u = \frac{M_u}{b} = \frac{w_u L^2}{8b} \quad [28]$$

donde:

T' : tensión de diseño

T_u : tensión requerida

F'_t : esfuerzo en tensión requerido

A: área de la sección

M_u : momento flector requerido en la viga

w_u : carga distribuida en el diafragma

b: distancia entre las cuerdas del diafragma

L: longitud de la cuerda

La ecuación [24] se aplica para calcular la fuerza de tensión y compresión en las cuerdas. Para los colectores es necesario calcular la fuerza soportada por los segmentos de muros que provocan esa reacción, así como la fuerza que soportaría el muro si no tuviera aberturas que disminuyan su capacidad. La diferencia entre esta fuerza axial corresponde a la carga que debe soportar el colector.

2.3.5 Diseño de muros

Los muros estructurales en una edificación de madera actúan como diafragmas verticales y corresponden a los elementos encargados de transmitir las cargas laterales que recibe del diafragma horizontal hasta la fundación, por medio de las cuerdas, las cuales soportan las fuerzas de tensión, y los paneles estructurales de madera contrachapada, que transmiten las fuerzas cortantes en el muro. Los postes, tal como se mencionó anteriormente, soportan las cargas gravitacionales del entrepiso y las cargas fuera del plano del muro provocadas por el viento o sismo. La Figura 11 muestra los elementos que componen un muro estructural de madera y la transmisión de fuerzas en él.

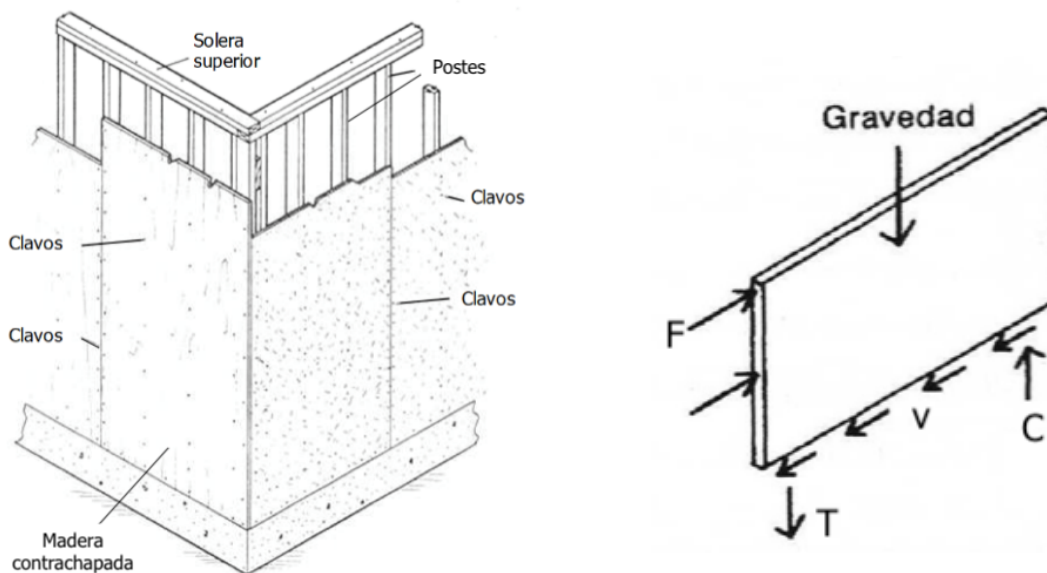


Figura 11. Elementos dentro de un muro estructural de madera (izq.),
transmisión de fuerzas en el muro (der.)

Modificado de: Salas, 2010

La Tabla 11.4 del CSCR-10/14 define 3 tipos de estructuras tipo muro. Los muros tipo 3 se utilizarán en esta investigación ya que permiten desarrollar ductilidades más altas en sus conexiones, así como alturas mayores, y son definidos por el CSCR-10/14 como:

Sistemas con muros que resisten la carga horizontal en los cuales las conexiones entre los muros, el marco y el panel se realizan mediante conexiones semirrígidas. Los diafragmas pueden ser unidos mediante adhesivos o conectores mecánicos. (p. 11/8)

Las edificaciones con muros de madera tipo 3 tienen una ductilidad global asignada de 3,0; en las cuales se permiten estructuras de hasta 4 niveles o 20 m de altura.

Según Fernández (2017), la ductilidad es la capacidad que tienen las estructuras, sus componentes o los materiales que las constituyen, de deformarse hasta el límite plástico manteniendo su capacidad mecánica y de disipar energía durante los ciclos de carga o histéresis. Esta ductilidad de las estructuras de madera se alcanza mediante los conectores de acero (tornillos y clavos) entre sus elementos estructurales, los cuales se deforman al soportar las cargas aplicadas sobre la estructura, evitando una falla frágil en la edificación. Por otra

parte, la rigidez y resistencia de los muros y diafragmas es proporcionada por la interacción entre el emplantillado de madera con los forros de madera contrachapada (Stewart, 1987).

Según la ductilidad que se asuma para el diseño, existen diferentes tipos de conexiones para transmitir fuerzas y momentos flectores en elementos de madera. Según el inciso 11.6.2 del CSCR-10/14, las conexiones articuladas son aquellas que tienen poca capacidad para transmitir momentos flectores entre dos elementos, por lo que deben ser diseñadas para transmitir fuerzas axiales y cortantes entre ellos. Estas conexiones normalmente consisten en placas de acero conectadas por medio de pernos con los elementos de madera.

Por su parte, las conexiones rígidas son capaces de transmitir tanto momentos flectores como fuerzas axiales y cortantes; sin embargo, no son capaces de deformarse al superar su capacidad elástica, como es el caso de las conexiones con adhesivos rígidos.

Tal como se mencionó anteriormente, los muros tipo 3 utilizan conexiones semirrígidas, las cuales son capaces de transmitir fuerzas, axiales cortantes y momentos flectores entre elementos, aparte de que se deforman después de superar su capacidad elástica; es decir, son más dúctiles. La Figura 12 muestra el detalle de algunas conexiones semirrígidas recomendadas por el CSCR-10/14.

En el caso de las edificaciones de esta investigación, no se diseñarán las conexiones entre los elementos de los muros y el diafragma, solamente el anclaje de las cuerdas de los muros a la fundación para soportar la tensión (Figura 13) y el cortante basal, transmitido a la cimentación por medio de pernos, pero se asume que las edificaciones cuentan con conexiones de estos tipos entre sus elementos para garantizar el desarrollo de la ductilidad en la estructura.

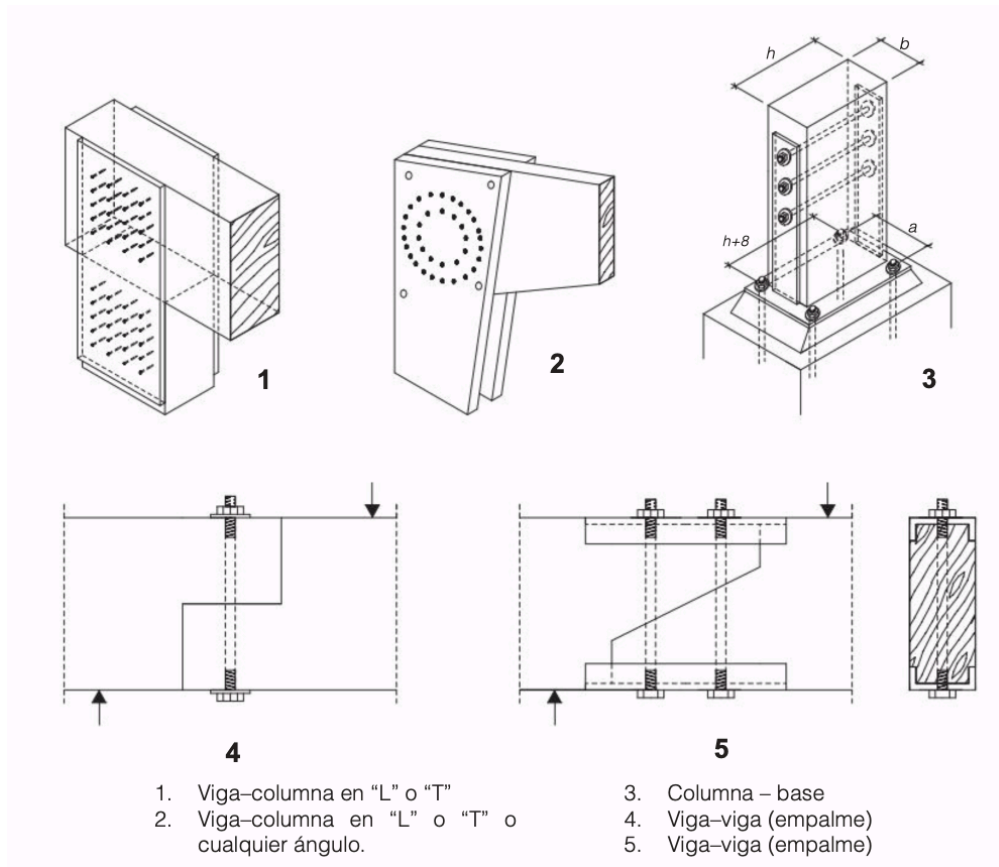


Figura 12. Recomendaciones de conexiones semirrígidas

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, 2010, Revisión 2014

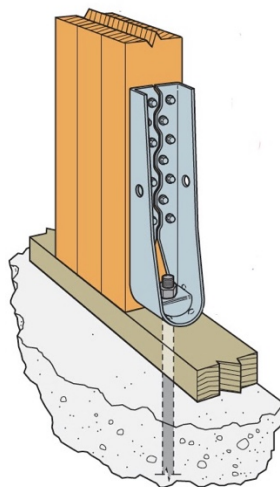


Figura 13. Anclaje de cuerda HDU-4

Fuente: Simpson Strong-Tie Company Inc., 2019

Existen diferentes metodologías de diseño para muros estructurales de madera. Para el caso de esta investigación, se utilizará el método de muros segmentados, en el cual se asume que solamente los segmentos con altura completa de muro resisten las cargas laterales impuestas sobre él, como si fueran muros individuales en voladizo; es decir, se ignoran las secciones de muro que tienen aberturas de puertas o ventanas para la determinación de la resistencia total, donde cada uno de dichos segmentos, debe cumplir con la relación de aspecto especificada en el CSCR-10/14:

- Panel estructural de madera, todos los bordes clavados: h/b_s máx: 3,5

Donde h corresponde a la altura del segmento y b_s a la longitud del mismo.

Por otra parte, para valores de h/b_s mayores que 2, debe realizarse una reducción de la capacidad del segmento, dada por $2b_s/h$. Sin embargo, todos los segmentos de muro utilizados en las edificaciones, tienen una relación de aspecto inferior a 2, por lo que no es necesario realizar esta reducción de capacidad a ninguno de los segmentos de muro de la estructura.

Las dimensiones de la altura (h) y longitud (b_s) de cada segmento se muestran en la Figura 14, donde la altura se mide desde la parte superior del marco del piso inferior hasta la parte inferior del marco del piso superior:

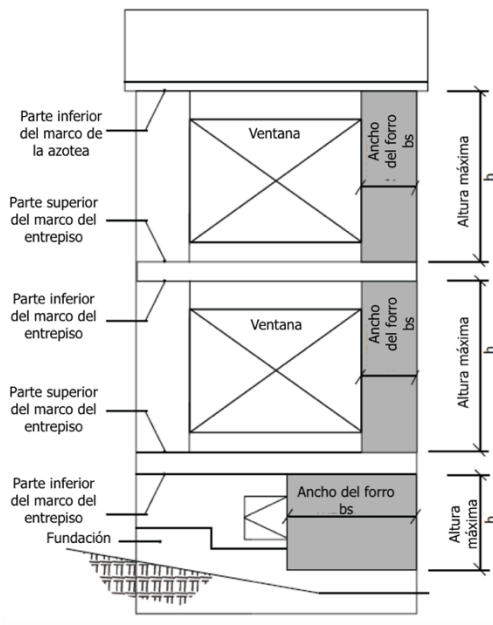


Figura 14. Dimensiones de segmentos de muro

Modificado de: SDPWS, 2015

La Figura 15 muestra el anclaje a la base cuando se consideran muros segmentados, donde se observa que en los extremos de cada segmento, existen anclajes como el mostrado en la Figura 13 en cada una de las cuerdas, así como pernos para transmitir el cortante a la cimentación colocados a lo largo de los segmentos de muro.

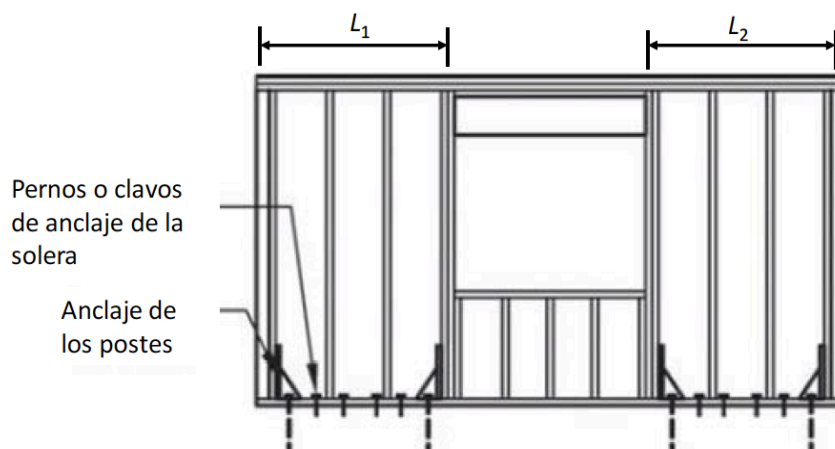


Figura 15. Anclaje de muros segmentados

Fuente: González, 2011

Pese a que regularmente las edificaciones de madera son diseñadas con diafragmas flexibles (debido a las propiedades mecánicas del material), dependiendo de la distribución de los muros, la inclusión de subcuerdas y subcolectores dentro del diafragma pueden lograr que el diafragma se comporte como un elemento rígido.

Tal es el caso de estas edificaciones, donde la adición de cuerdas y colectores en el interior del diafragma generan una reducción en su deflexión máxima, semejando el comportamiento de un diafragma rígido. Por esta razón se realiza una envolvente de cargas, donde se consideran los diafragmas tanto rígidos como flexibles, y se diseñan los muros para las fuerzas máximas dadas por esta envolvente. La rigidez del diafragma se comprueba al final del diseño, al verificar las derivas de los niveles y las deflexiones máximas de los entresijos.

Al igual que en el diafragma, los paneles estructurales de madera contrachapada en los muros son los elementos encargados de soportar las cargas laterales, debido a la interacción con el marco del muro, por medio de los conectores. De esta manera, estos elementos deben ser

capaces de soportar tanto las cargas fuera del plano, como en el plano (causadas por el viento o sismo).

Diseño por cargas fuera del plano

Las cargas de viento normalmente rigen el diseño del forro estructural ante cargas fuera del plano. Para determinar el espesor mínimo del panel, se utiliza la Tabla 3.2.1 del SDPWS-2015, en la cual se especifica la resistencia nominal de los paneles estructurales según su espesor y el espaciamiento de los postes sobre los cuales se apoyan.

De esta manera, se calculan las cargas que inciden perpendicularmente sobre el panel y se verifica que la resistencia en flexión de diseño de este sea mayor que la resistencia requerida:

$$\phi_b C_{n,f} \geq CU \quad [29]$$

Donde C_n corresponde a la carga nominal presentada en la Tabla 3.2.1 de esta especificación, ϕ_b es el factor de resistencia para flexión ($\phi_b = 0,85$) y CU corresponde a la combinación crítica aplicable.

Utilizando la tabla anterior, se verifica que el espesor mínimo para resistir las cargas fuera del plano es de 9,5 mm (3/8") para un panel estructural de madera tipo "Sheathing", para todos los muros en cuestión.

Diseño por cargas laterales

El diseño de los muros ante cargas laterales se realiza utilizando la especificación SDPWS-2015, por medio de la Tabla 4.3A, la cual presenta las resistencias nominales (v_n) para muros conformados por paneles estructurales (Apéndice C).

Al igual que en los diafragmas horizontales, se debe cumplir que la resistencia de diseño en cortante unitaria del panel sea mayor que la resistencia requerida, expresada anteriormente en la ecuación [25].

Diseño por compresión de las cuerdas y colectores

Tal como se muestra en la Figura 15, las cuerdas corresponden a los elementos que soportan la tensión y compresión causada por las cargas laterales en los muros, las cuales son transmitidas a la fundación por medio de los anclajes. Por su parte, los colectores de los muros consisten en la doble solera que se coloca en la parte superior para garantizar la continuidad de la carga sobre las aberturas de los muros, con el fin de que todos los segmentos trabajen

como unidad. En el caso de los muros de madera, los colectores de los muros son los mismos elementos que las cuerdas y colectores del diafragma que se apoya sobre ellos.

El CSCR-10/14 presenta en sus ecuaciones [11-11] y [11-12] la determinación de las cargas de compresión para las cuerdas de los muros, dependiendo de la cantidad de lados con forro:

- $P_{u,c} = 0,67 v_u h$ para forros por un solo lado, o,

- $P_{u,c} = 0,75 v_u h$ para forros por ambos lados.

Sin embargo, para efectos de esta investigación, no se realizará una disminución de la carga expresada en el código, sino que se considera que la carga en compresión de diseño será igual a la carga máxima causada por las combinaciones de carga, asumiendo que la carga en compresión generada por las fuerzas sísmicas tiene una magnitud de $CS = v_u \cdot h$.

$$P_{u,c} = CU \quad [30]$$

De igual manera, se debe cumplir con la ecuación [18] para garantizar que las cuerdas y colectores soportan las fuerzas en compresión provocadas por las cargas laterales.

Diseño por tensión de las cuerdas y colectores

La ecuación [11-13] del CSCR-10/14 presenta la carga de tensión de diseño para las cuerdas de los muros, la cual se utilizará para el diseño de estos elementos:

$$P_{u,t} = v_u h \quad [31]$$

El esfuerzo provocado por esta carga debe ser verificado por medio de la ecuación [26].

Capítulo 3.

CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 Caracterización de las estructuras

Para esta investigación, se realiza el diseño de las estructuras considerando ductilidades globales de 1, 2 y 3. Estas edificaciones serán utilizadas como apartamentos (grupo D de importancia) en un terreno ubicado en una zona sísmica III según la sección 2.1 del CSCR-10/14, considerando una velocidad máxima de viento de 110 km/h y un sitio de cimentación tipo S_3 .

La tipología estructural de edificaciones de muros de madera de hasta 4 pisos no es característica en el país, pero se espera que, con la implementación de esta investigación, se considere este tipo de edificaciones para el diseño de estructuras en zonas con características similares.

Cada apartamento cuenta con un área aproximada de 56 m², para un total de 6 apartamentos y un pasillo por planta. De esta manera, en total se diseñaron 12 edificaciones rectangulares de 432 m² de área, con la distribución en planta y elevación observada en la Figura 16.

De esta forma, se asignó una nomenclatura asociada a la cantidad de niveles y la ductilidad global asociada a cada estructura. Así, las 12 edificaciones a diseñar corresponden a:

N1D1: Edificación de 1 nivel con un coeficiente de ductilidad global asignada de 1,0

N1D2: Edificación de 1 nivel con un coeficiente de ductilidad global asignada de 2,0

N1D3: Edificación de 1 nivel con un coeficiente de ductilidad global asignada de 3,0

N2D1: Edificación de 2 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 1,0

N2D2: Edificación de 2 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 2,0

N2D3: Edificación de 2 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 3,0

N3D1: Edificación de 3 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 1,0

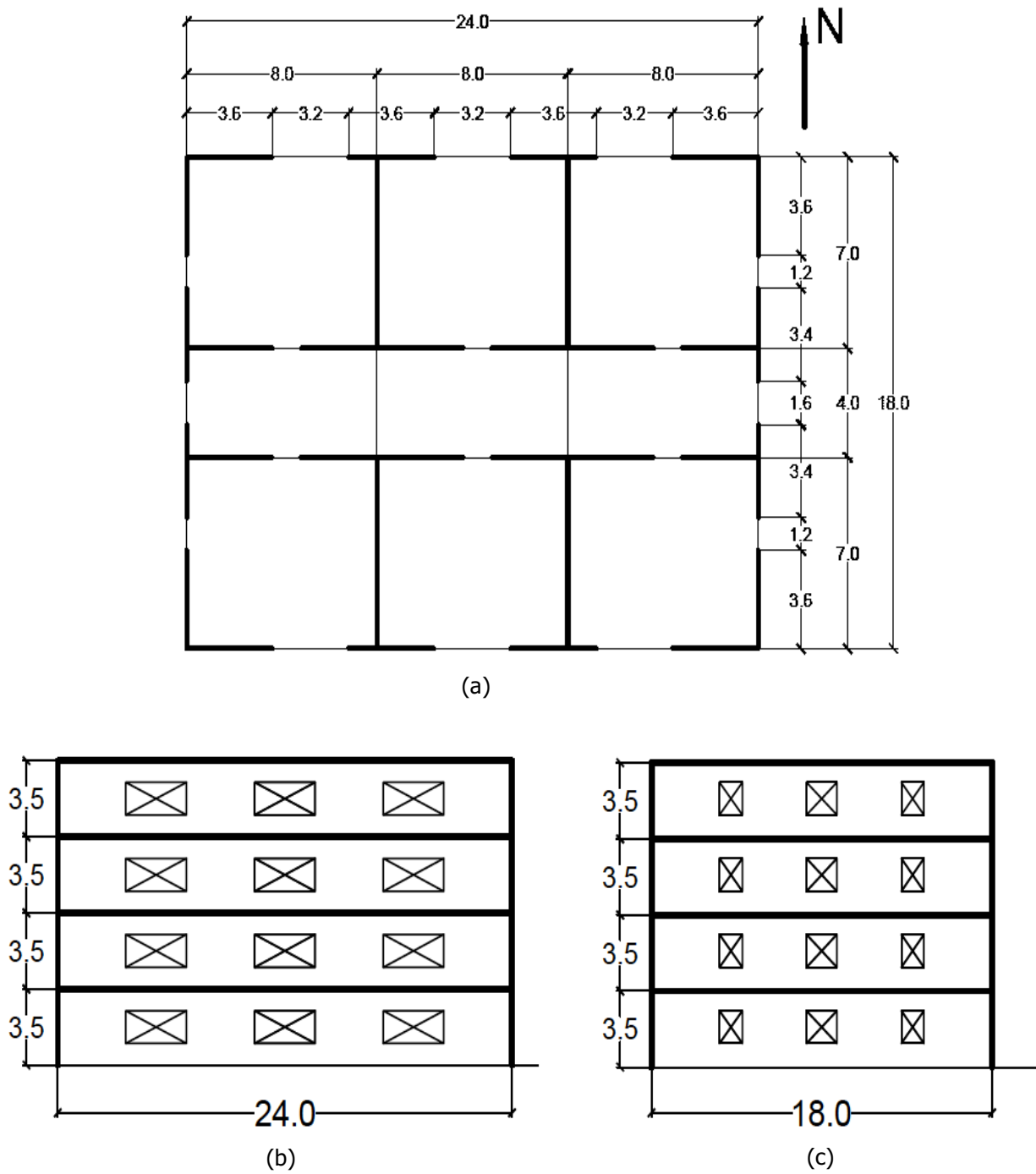


Figura 16. Dimensiones en planta (a) y elevación (b y c) de las edificaciones (cotas en m)

N3D2: Edificación de 3 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 2,0

N3D3: Edificación de 3 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 3,0

N4D1: Edificación de 4 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 1,0

N4D2: Edificación de 4 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 2,0

N4D3: Edificación de 4 niveles con un coeficiente de ductilidad global asignada de 3,0

El diseño de los muros se realizó considerando madera de pino radiata chileno para el emplentillado estructural de los muros y el diafragma, además madera contrachapada (plywood del tipo Sheathing) para los forros y madera laminada Glulam 24F-1.8E DF para las vigas de entrepiso y azotea. Las propiedades mecánicas de estos materiales fueron obtenidas de la Tabla 4.b de la Norma Chilena Oficial NCh1198.Of91 (1999) y la especificación NDS (2018) y se presentan en el Cuadro 8 y Cuadro 9.

Cuadro 8. Propiedades mecánicas del pino radiata chileno

<i>Pino radiata seco</i>	
Humedad	12%
Clase estructural	G1
Gravedad específica	0,48
<i>Esfuerzos admisibles</i>	
Flexión, F_b	7,5 MPa
Compresión paralela, F_c	5,6 MPa
Tensión paralela, F_t	4,5 MPa
Compresión perpendicular, $F_{c\perp}$	2,5 MPa
Cortante, F_v	0,7 MPa
Módulo de elasticidad, E	9000 MPa

Fuente: Nch1198.Of91, 1999

Cuadro 9. Propiedades mecánicas Glulam 24F-1.8E DF

<i>Glulam 24F-1.8E DF</i>	
Gravedad específica	0,50
<i>Capacidades admisibles</i>	
Flexión, F_b	16,5 MPa
Compresión paralela, F_c	11,0 MPa
Tensión paralela, F_t	7,6 MPa
Compresión perpendicular, $F_{c\perp}$	4,5 MPa
Cortante, F_v	1,8 MPa
Módulo de elasticidad, E	12410 MPa
Módulo de elasticidad mínimo, E_{\min}	6550 MPa

Fuente: NDS, 2018

En las siguientes secciones, se mostrará la determinación de las cargas horizontales y verticales utilizadas en el diseño de las edificaciones.

3.2 Análisis estructural

De los códigos consultados para la investigación, para el diseño de las estructuras se utilizó un total de 8 combinaciones de carga última de diseño, expuestas en el CSCR-10/14 y ASCE 7-16, con sus factores de duración de carga asociados, las cuales se muestran en el Cuadro 10.

Cuadro 10. Combinaciones para obtener la resistencia requerida

<i>CU</i>	<i>Combinación de resistencia requerida</i>	<i>Factor de duración de carga, λ</i>
1	1,4 CP	0,6
2	1,2 CP + 1,6 CT	0,8
3	1,05 CP + 0,5 CT + CS	1,0
4	1,05 CP + 0,5 CT - CS	1,0
5	0,95 CP + CS	1,0
6	0,95 CP - CS	1,0
7	1,2 CP + CT + CV	1,0
8	1,2 CP + CT - CV	1,0

3.2.1 Cargas gravitacionales

Cargas permanentes

Las cargas verticales permanentes que actúan sobre la estructura, fueron obtenidas de la tabla C3.1-1b del reglamento ASCE 7-16, en la cual se muestran las magnitudes mínimas de cargas permanentes (CP) que se deben considerar en el diseño. Las cargas permanentes para la azotea, entepiso y el peso de los muros estructurales utilizadas en el diseño de las edificaciones se muestran en el Cuadro 11 y Cuadro 12.

Cuadro 11. Cargas permanentes de la azotea

<i>CP Azotea</i>	<i>kN/m²</i>
Cubierta de techo (tejas de madera)	0,143
Forro de madera contrachapada de 11,9 mm de espesor	0,073
Viguetas de azotea (se estima 38 x 140 @ 600 mm c.a.c)	0,070
Vigas de azotea (se estima 146 x 349 @ 2000 mm c.a.c)	0,200
Aislante de fibra de vidrio de 25 mm	0,054
Cielo raso de gypsum de 13 mm	0,102
Muros estructurales	0,132
Instalaciones electromecánicas	0,100
CP total azotea	≈ 0,88 kN/m ²

Cuadro 12. Cargas permanentes del entepiso

<i>CP Entepiso</i>	<i>kN/m²</i>
Piso de madera de 19 mm de espesor	0,095
Forro de madera contrachapada de 11,9 mm de espesor	0,073
Viguetas de entepiso (se estima 38 x 140 @ 600 mm c.a.c)	0,066
Vigas de azotea (se estima 146 x 356 @ 2000 mm c.a.c)	0,198
Muros estructurales	0,264
Particiones	0,166
Instalaciones electromecánicas	0,100
CP total entepiso	≈ 1,00 kN/m ²

Cargas temporales

Al tratarse de edificios de uso residencial, el CSCR-10/14 especifica en la sección 6.1.2 una carga temporal mínima de diseño de 2 kN/m² para los entresijos, y para azoteas con una pendiente inferior al 5 por ciento, una carga igual a 2 kN/m², las cuales serán utilizadas para el análisis y diseño de las edificaciones.

De esta manera, se calcula el peso del entresijo y la azotea para las edificaciones, cuyas magnitudes se muestran en el Cuadro 13 y se muestran gráficamente en la Figura 17.

Cuadro 13. Cargas permanentes y temporales totales por piso

Nivel	CP (kN/m ²)	CT (kN/m ²)	Peso nivel, W (kN)
Azotea	0,88	2,00	376
Entresijo	1,00	2,00	561

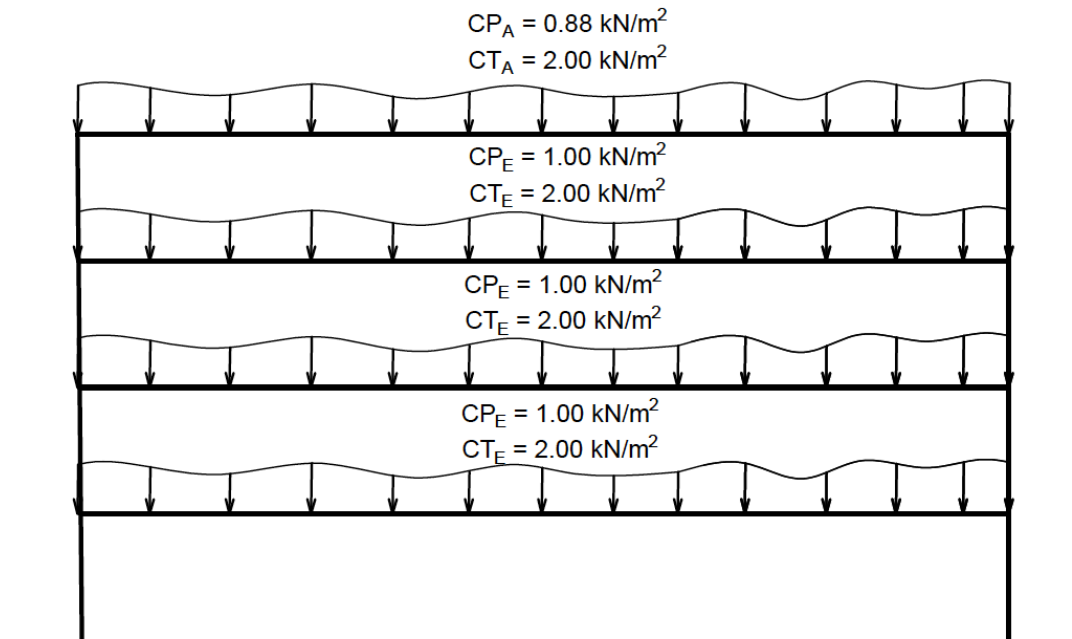


Figura 17. Cargas permanentes y temporales por piso

3.2.2 Cargas laterales

Cargas sísmicas

El diseño por cargas laterales se realizó considerando de manera independiente la dirección transversal y longitudinal de los edificios. Para esto, se definió un sistema de muros sismorresistentes en cada sentido de aplicación de la carga a la estructura. De esta manera, se le llamará SM1 al sistema de muros sismorresistentes para las cargas aplicadas en la dirección transversal y SM2 al sistema de muros sismorresistentes para las cargas aplicadas en la dirección longitudinal. La Figura 18 muestra los sistemas SM1 y SM2.

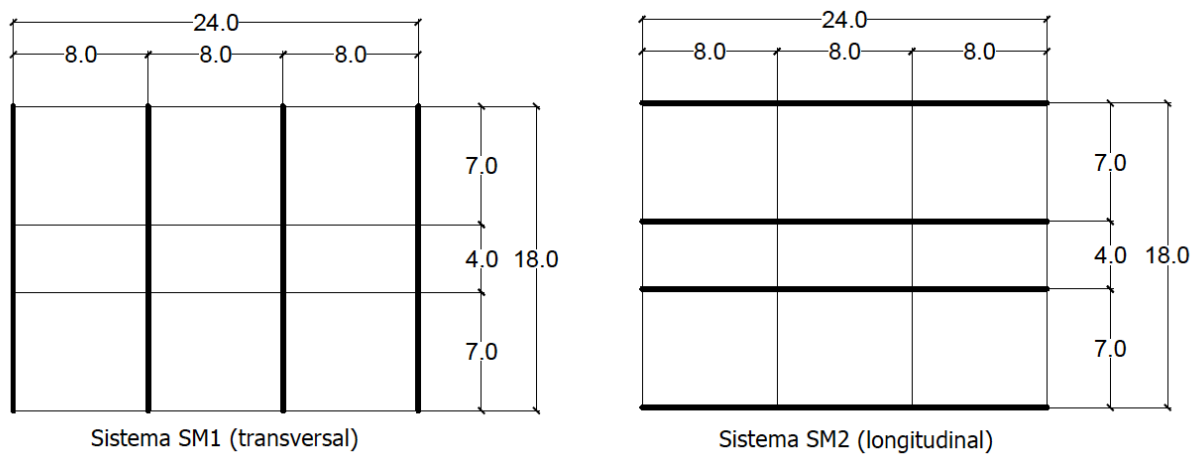


Figura 18. Sistema de muros sismorresistentes SM1 (izq.) y SM2 (der.)

El Cuadro 14 resume las características sísmicas del sitio donde se diseñarán las estructuras, mientras que el Cuadro 15 presenta el periodo y el coeficiente sísmico calculado para cada una de las edificaciones:

Cuadro 14. Características sísmicas del sitio

Zona sísmica	III	
Sitio de cimentación	S ₃	
Aceleración pico efectiva (a _{ef})	0,36	
Factor de importancia (I)	1	D (Normal)
Factor de sobrerresistencia (SR)	2	Estructuras tipo muro

Cuadro 15. Periodo y coeficiente sísmico de las edificaciones

Altura total (m)	Cantidad de niveles	Ductilidad global asignada	T (s)	FED	C
14,0	4	1,0	0,523	2,500	0,45
		2,0	0,584	1,230	0,22
		3,0	0,559	0,904	0,16
10,5	3	1,0	0,438	2,500	0,45
		2,0	0,479	1,443	0,26
		3,0	0,439	1,118	0,20
7,0	2	1,0	0,346	2,500	0,45
		2,0	0,374	1,443	0,26
		3,0	0,371	1,118	0,20
3,5	1	1,0	0,227	2,500	0,45
		2,0	0,256	1,443	0,26
		3,0	0,274	1,118	0,20

Así que, el Cuadro 16 muestra el peso por nivel y la fuerza sísmica calculada para las edificaciones, mientras que la Figura 19 muestra un diagrama con la fuerza sísmica aplicada en cada nivel para cada estructura.

Cuadro 16. Peso total y fuerza sísmica por nivel

Estructura	N4D1		N4D2		N4D3	
<i>Nivel</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>
4	367	278	358	133	358	98
3	534	304	521	146	521	107
2	534	203	521	97	521	71
1	534	101	521	49	521	36
Total	1969	886	1920	425	1920	312

Estructura	N3D1		N3D2		N3D3	
<i>Nivel</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>
3	367	263	358	148	358	115
2	530	253	521	144	521	111
1	530	127	521	72	521	56
Total	1428	642	1399	363	1399	282

Estructura	N2D1		N2D2		N2D3	
<i>Nivel</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>
2	358	234	358	132	358	102
1	521	169	521	96	521	74
Total	878	404	878	228	878	177

Estructura	N1D1		N1D2		N1D3	
<i>Nivel</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>	<i>W_i (kN)</i>	<i>F_i (kN)</i>
1	365	164	365	95	365	73
Total	365	164	365	95	365	73

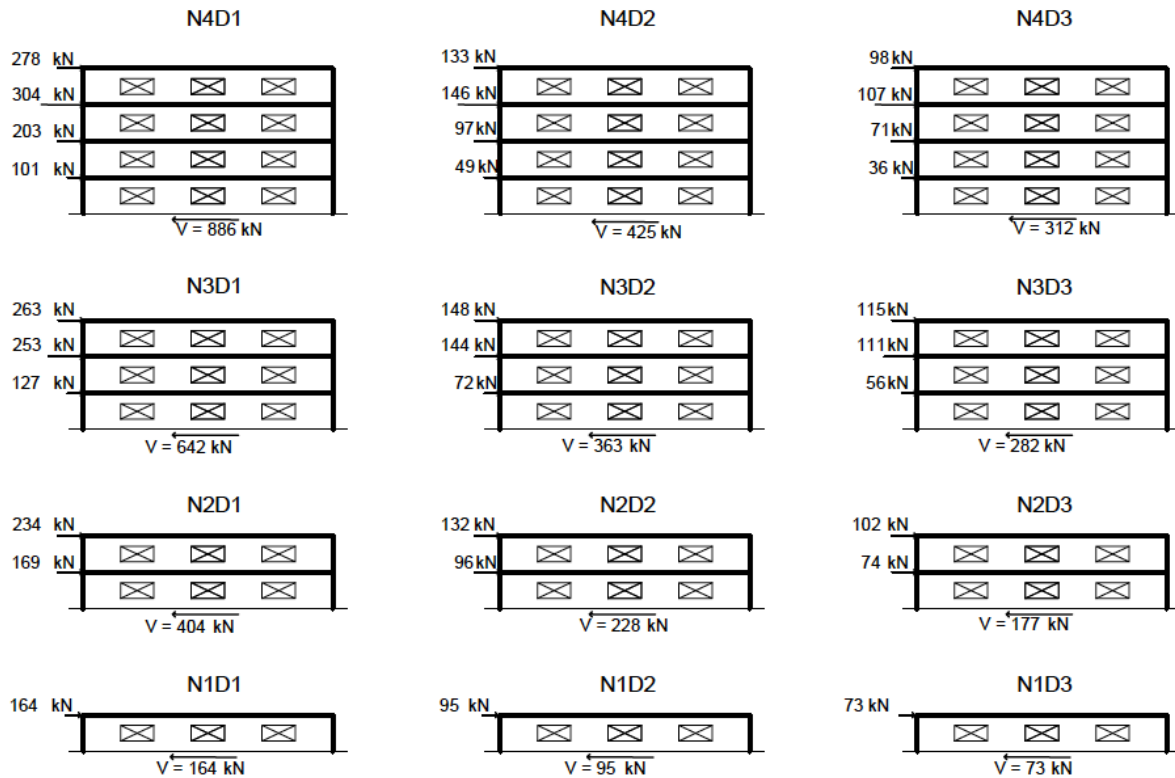


Figura 19. Fuerzas sísmicas por nivel

La distribución de estas cargas sísmicas en los elementos del sistema sismorresistente se realizó utilizando una envolvente de fuerzas, considerando el diafragma tanto como un elemento rígido, como flexible. Al considerarlo como un elemento flexible, la reacción en cada uno de los ejes de los sistemas estructurales SM1 y SM2, se realizó por medio de las áreas tributarias de cada uno de estos; mientras que al suponer el diafragma como rígido, se modeló la estructura en el software ETABS, considerando la rigidez de cada uno de los segmentos que componen cada eje de resistencia, para obtener las demandas en cada segmento de muro, y de esta forma, en cada eje de la edificación. De esta manera, la Figura 20 muestra el modelado de la estructura y la Figura 21, las fuerzas obtenidas por medio de ambos análisis, en la cual se resaltan las fuerzas máximas obtenidas para cada eje de resistencia.

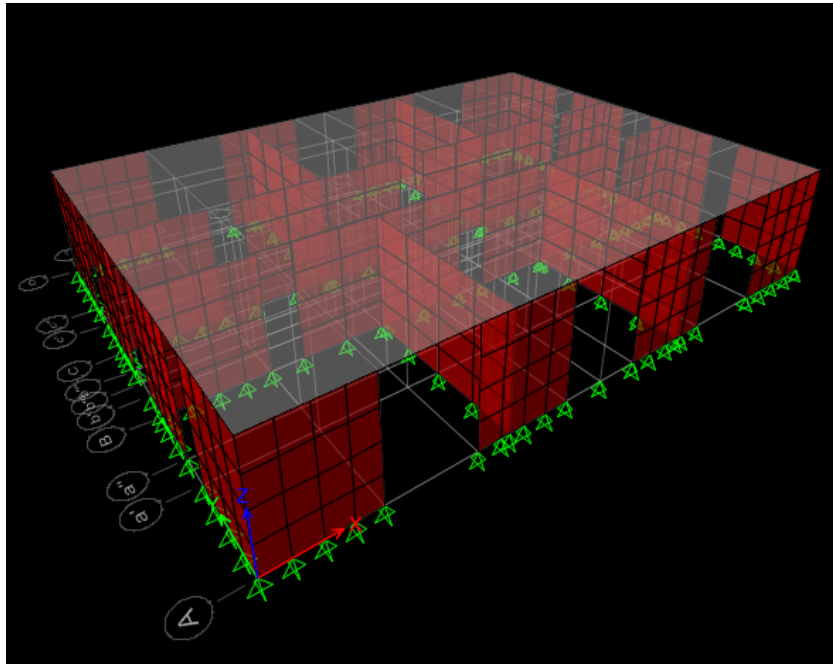


Figura 20. Modelado de la estructura con diafragma rígido en software ETABS

Es importante mencionar que, los muros en cada sentido de análisis (transversal y longitudinal) fueron diseñados para la fuerza máxima obtenida para cada dirección de carga; es decir, los muros SM1 fueron diseñados para una carga sísmica de $0,34P$ (dada al considerar un diafragma rígido), mientras que los muros SM2 se diseñaron para una carga de $0,33P$ (también considerando un diafragma rígido), siendo 'P' la carga sísmica de diseño en cada uno de los niveles de cada estructura.

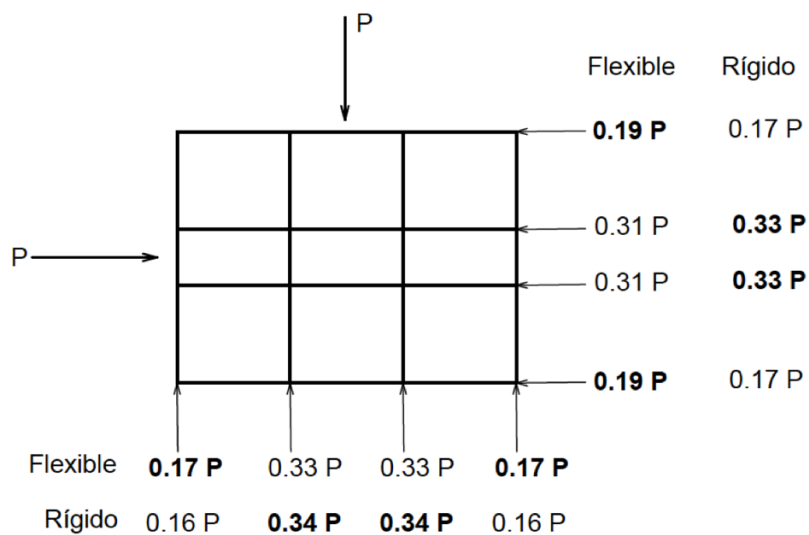


Figura 21. Envoltorio de carga para diseño de muros al considerar diafragma rígido y flexible

Cargas de viento

Según lo expuesto anteriormente en el Capítulo 2, el Cuadro 17 muestra las presiones básicas netas utilizadas para el diseño de las edificaciones, para una velocidad básica de 175 km/h, con un periodo de retorno de 700 años ó 110 km/h con TR = 50 años, considerando las presiones básicas mínimas de diseño de la sección 28.5.4 del ASCE 7-16 (0,78 kN/m² para la zona C).

Cuadro 17. Presiones básicas de diseño (kN/m²) para velocidad básica de 110 km/h, TR = 50 años

Altura (m)	λ	A	B	C	D	E	F	G	H
3,5	1	0,94	0,39	0,78	0,39	-1,13	-0,64	-0,78	-0,49
7,0	1	0,94	0,39	0,78	0,39	-1,13	-0,64	-0,78	-0,49
10,5	1,05	0,98	0,39	0,78	0,39	-1,18	-0,67	-0,82	-0,52
14,0	1,13	1,06	0,39	0,78	0,39	-1,27	-0,72	-0,88	-0,56

De esta manera, se multiplica la presión básica de diseño de la zona C (zona interna de la estructura en sentido horizontal) por el área tributaria correspondiente a cada nivel, en cada sentido ortogonal, por lo que se obtiene el Cuadro 18, el cual muestra la carga de viento de diseño para cada una de las edificaciones.

Cuadro 18. Fuerza lateral por viento por nivel (kN)

Nivel	Sentido Transversal (N-S)	Sentido Longitudinal (E-O)
Azotea	32,8	24,6
Nivel 3	65,6	49,2
Nivel 2	65,6	49,2
Nivel 1	65,6	49,2

Capítulo 4.

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se presenta el diseño de los elementos estructurales para cada edificación, con el fin de comparar las semejanzas y diferencias entre estos.

4.1 Diseño de viguetas y vigas

La Figura 22 muestra la distribución del sistema de viguetas y vigas colocadas en el entrepiso y azotea de cada edificación, donde las viguetas se encuentran colocadas a cada 60 cm en la dirección este-oeste y las vigas están espaciadas cada 2 m de norte a sur.

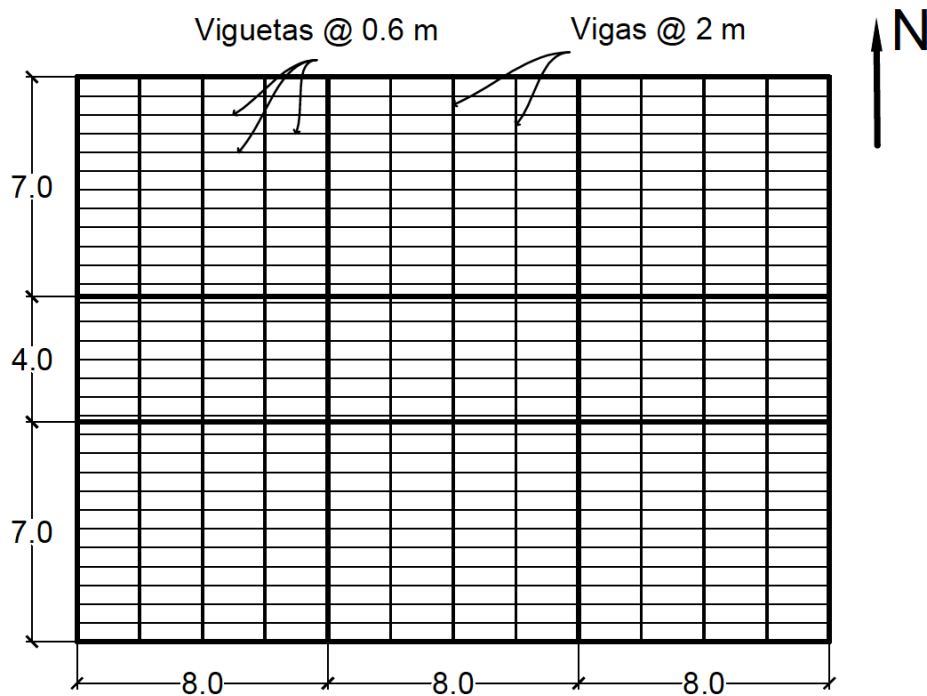


Figura 22. Distribución del sistema de entrepiso y azotea

Debido a que las cargas en los entrepisos y las azoteas son similares para todas las edificaciones, el diseño del emplantillado del diafragma es relativamente igual para todas.

De esta forma, el Cuadro 19 y el Cuadro 20 muestran las secciones de vigas y viguetas para cada azotea y entrepiso de cada edificación, así como las cargas máximas y deflexiones para las que fueron diseñadas.

Cuadro 19. Diseño de vigas

L viga = 7,0 m								
$\delta_{CT,adm} = 19,44 \text{ mm}$								
$\delta_{Total,adm} = 29,17 \text{ mm}$								
Estructura	Nivel	b (mm)	d (mm)	@ (mm)	M _U (kN-m)	V _U (kN)	δ_{CT} (mm)	δ_{Total} (mm)
N4D1	Azotea	146	349	2000	30,6	53,6	19,1	28,4
	Entrepiso	140	356	2000	31,4	54,9	18,1	27,7
N4D2	Azotea	146	349	2000	30,4	53,2	19,1	28,2
	Entrepiso	140	356	2000	31,0	54,3	18,9	28,6
N4D3	Azotea	146	349	2000	30,4	53,2	19,1	28,2
	Entrepiso	140	356	2000	31,0	54,3	18,9	28,6
N3D1	Azotea	146	349	2000	30,6	53,6	19,1	28,4
	Entrepiso	140	356	2000	31,2	54,7	18,9	28,8
N3D2	Azotea	146	349	2000	30,4	53,2	19,1	28,2
	Entrepiso	140	356	2000	31,0	54,3	18,9	28,6
N3D3	Azotea	146	349	2000	30,4	53,2	19,1	28,2
	Entrepiso	140	356	2000	31,0	54,3	18,9	28,6
N2D1	Azotea	146	349	2000	30,6	53,6	19,1	28,4
	Entrepiso	140	356	2000	31,2	54,7	18,9	28,8
N2D2	Azotea	146	349	2000	30,4	53,2	19,1	28,2
	Entrepiso	140	356	2000	31,0	54,3	18,9	28,6
N2D3	Azotea	146	349	2000	30,4	53,2	19,1	28,2
	Entrepiso	140	356	2000	31,0	54,3	18,9	28,6
N1D1	Azotea	146	349	2000	30,6	53,5	19,1	28,3
N1D2	Azotea	146	349	2000	30,6	53,5	19,1	28,3
N1D3	Azotea	146	349	2000	30,6	53,5	19,1	28,3

Cuadro 20. Diseño de viguetas

L vigueta = 2,0 m								
$\delta_{CT,adm} = 5,56$ mm								
$\delta_{Total,adm} = 8,33$ mm								
Estructura	Nivel	b (mm)	d (mm)	@ (mm)	M _U (kN-m)	V _U (kN)	δ CT (mm)	δ Total (mm)
N4D1	Azotea	38	140	600	2,56	1,28	3,14	4,54
	Entrepiso	38	140	600	2,63	1,31	3,14	4,67
N4D2	Azotea	38	140	600	2,55	1,27	3,14	4,50
	Entrepiso	38	140	600	2,60	1,30	3,14	4,63
N4D3	Azotea	38	140	600	2,55	1,27	3,14	4,50
	Entrepiso	38	140	600	2,60	1,30	3,14	4,63
N3D1	Azotea	38	140	600	2,56	1,28	3,14	4,54
	Entrepiso	38	140	600	2,62	1,31	3,14	4,66
N3D2	Azotea	38	140	600	2,55	1,27	3,14	4,50
	Entrepiso	38	140	600	2,60	1,30	3,14	4,63
N3D3	Azotea	38	140	600	2,55	1,27	3,14	4,50
	Entrepiso	38	140	600	2,60	1,30	3,14	4,63
N2D1	Azotea	38	140	600	2,56	1,28	3,14	4,54
	Entrepiso	38	140	600	2,62	1,31	3,14	4,66
N2D2	Azotea	38	140	600	2,55	1,27	3,14	4,50
	Entrepiso	38	140	600	2,60	1,30	3,14	4,63
N2D3	Azotea	38	140	600	2,55	1,27	3,14	4,50
	Entrepiso	38	140	600	2,60	1,30	3,14	4,63
N1D1	Azotea	38	140	600	2,56	1,28	3,14	4,53
N1D2	Azotea	38	140	600	2,56	1,28	3,14	4,53
N1D3	Azotea	38	140	600	2,56	1,28	3,14	4,53

4.2 Diseño de postes

El Cuadro 21 muestra las secciones de los postes escogidas para cada nivel, así como sus cargas en compresión requeridas (P_u) y cargas en compresión (P') y compresión perpendicular al grano (P'_{\perp}) de diseño.

Cuadro 21. Diseño de postes

Estructura	Nivel	Cantidad	b (mm)	d (mm)	@ (mm)	P _u (kN)	P' (kN)	P' _⊥ (kN)
N4D1	4	1	38	140	600	13,9	29,1	24,2
	3	1	38	184	600	28,2	52,3	30,3
	2	1	64	184	600	42,5	88,2	51,0
	1	2	38	184	600	56,7	104,7	60,5
N4D2	4	1	38	140	600	13,8	29,1	24,2
	3	1	38	184	600	28,0	52,3	30,3
	2	1	64	184	600	42,1	88,2	51,0
	1	2	38	184	600	56,3	104,7	60,5
N4D3	4	1	38	140	600	13,8	29,1	24,2
	3	1	38	184	600	28,0	52,3	30,3
	2	1	64	184	600	42,1	88,2	51,0
	1	2	38	184	600	56,3	104,7	60,5
N3D1	3	1	38	140	600	13,9	29,1	24,2
	2	1	38	184	600	28,2	52,3	30,3
	1	1	64	184	600	42,4	88,2	51,0
N3D2	3	1	38	140	600	13,8	29,1	24,2
	2	1	38	184	600	28,0	52,3	30,3
	1	1	64	184	600	42,1	88,2	51,0
N3D3	3	1	38	140	600	13,8	29,1	24,2
	2	1	38	184	600	28,0	52,3	30,3
	1	1	64	184	600	42,1	88,2	51,0
N2D1	2	1	38	140	600	13,9	29,1	24,2
	1	1	38	184	600	28,2	52,3	30,3
N2D2	2	1	38	140	600	13,8	29,1	24,2
	1	1	38	184	600	28,0	52,3	30,3
N2D3	2	1	38	140	600	13,8	29,1	24,2
	1	1	38	184	600	28,0	52,3	30,3
N1D1	1	1	38	140	600	13,9	29,1	24,2
N1D2	1	1	38	140	600	13,9	29,1	24,2
N1D3	1	1	38	140	600	13,9	29,1	24,2

4.3 Diseño de diafragmas

Para esta investigación, se distribuye la totalidad del diafragma en dos tipos de subdiafragmas, según sus dimensiones: SD1 (8x7 m) y SD2 (8x4 m), los cuales se muestran en la Figura 23.

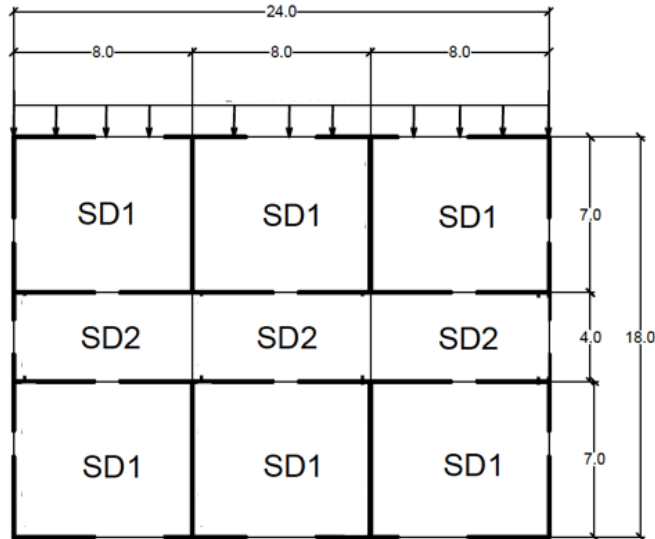


Figura 23. Subdiafragmas utilizados en el diseño de las edificaciones

4.3.1 Diseño por cargas gravitacionales

El Cuadro 22 muestra los espesores mínimos calculados para los paneles de entrepiso y azotea para las edificaciones en cuestión, utilizando un panel estructural tipo "Sheathing".

Cuadro 22. Espesor mínimo de diafragmas, forro tipo "Sheathing"

Estructura	Nivel	Espesor mínimo (mm)
N4D1	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N4D2	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N4D3	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N3D1	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N3D2	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N3D3	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N2D1	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N2D2	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N2D3	Azotea	11,9
	Entrepiso	11,9
N1D1	Azotea	11,9
N1D2	Azotea	11,9
N1D3	Azotea	11,9

4.3.2 Diseño por cargas laterales

Considerando este espesor mínimo, el Cuadro 23 muestra la resistencia de diseño en cortante para cada diafragma de cada edificación, así como la configuración de conectores anteriormente mencionada, que cumple con cada demanda en el diafragma y la rigidez relativa al cortante (G_a) proporcionada por cada configuración.

Cuadro 23. Diseño de forro de diafragmas

Estructura	Nivel	v_u (kN/m)	v' (kN/m)	Espesor (mm)	Clavo	@ (mm)	Penetración (mm)	@ bordes (mm)	G_a (kN/m)	Entramado
N4D1	4	8,42	9,30	11,9	8d	150	34,9	100	982	Sí
	3	10,43	12,32	11,9	8d	150	34,9	100	1518	Sí
	2	8,82	9,30	11,9	8d	150	34,9	100	982	Sí
	1	7,26	8,37	11,9	8d	150	34,9	100	1161	Sí
N4D2	4	4,03	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	3	5,00	5,01	15,1	10d	150	38,1	150	982	No
	2	4,23	4,42	11,9	10d	150	38,1	150	1071	No
	1	3,48	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N4D3	4	2,96	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	3	3,68	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	2	3,11	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	1	2,56	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N3D1	3	7,94	8,37	11,9	8d	150	34,9	100	1161	Sí
	2	9,21	9,88	15,1	10d	150	38,1	100	1697	Sí
	1	7,21	8,37	11,9	8d	150	34,9	100	1161	Sí
N3D2	3	4,47	4,65	11,9	8d	150	34,9	150	625	No
	2	5,22	5,58	15,1	10d	150	38,1	150	893	No
	1	4,09	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N3D3	3	3,47	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	2	4,05	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	1	3,17	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N2D1	2	7,09	8,37	11,9	8d	150	34,9	100	1161	Sí
	1	7,21	8,37	11,9	8d	150	34,9	100	1161	Sí
N2D2	2	3,99	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	1	4,09	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N2D3	2	3,09	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
	1	3,17	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N1D1	1	4,96	5,00	15,1	10d	150	38,1	150	982	No
N1D2	1	2,87	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No
N1D3	1	2,22	4,18	11,9	8d	150	34,9	150	714	No

4.3.3 Diseño de cuerdas y colectores

Por motivos constructivos, para las cuerdas y colectores de los diafragmas (solera superior doble de los muros), se utiliza la misma sección determinada para los postes de los muros, para que cada muro tenga las mismas dimensiones de sus secciones en cada nivel de la edificación, por lo que el Cuadro 24 muestra las secciones calculadas para los postes de cada nivel y su verificación sobre la capacidad en tensión y compresión según la fuerza máxima calculada para las cuerdas por medio de las ecuaciones presentadas en el Capítulo 2.

Cuadro 24. Diseño de cuerdas y colectores de diafragmas

Estructura	Nivel	Cantidad	b (mm)	d (mm)	Rige	w_u (kN/m)	T' (kN)	P' (kN)	T_u o P_u (kN)
N4D1	4	2	38	140	Cuerda	18,6	137	143	37,1
	3	2	38	184	Cuerda	23,0	166	180	46,0
	2	2	64	184	Cuerda	19,5	280	303	38,9
	1	2	38	184	Cuerda	16,0	166	180	32,0
N4D2	4	2	38	140	Cuerda	8,9	137	143	17,8
	3	2	38	184	Cuerda	11,0	166	180	22,1
	2	2	64	184	Cuerda	9,3	280	303	18,7
	1	2	38	184	Cuerda	7,7	166	180	15,4
N4D3	4	2	38	140	Cuerda	6,5	137	143	13,1
	3	2	38	184	Cuerda	8,1	166	180	16,2
	2	2	64	184	Cuerda	6,9	280	303	13,7
	1	2	38	184	Cuerda	5,6	166	180	11,3
N3D1	3	2	38	140	Cuerda	17,5	137	143	35,0
	2	2	38	184	Cuerda	20,3	166	180	40,6
	1	2	64	184	Cuerda	15,9	280	303	31,8
N3D2	3	2	38	140	Cuerda	9,9	137	143	19,7
	2	2	38	184	Cuerda	11,5	166	180	23,1
	1	2	64	184	Cuerda	9,0	280	303	18,0
N3D3	3	2	38	140	Cuerda	7,6	137	143	15,3
	2	2	38	184	Cuerda	8,9	166	180	17,9
	1	2	64	184	Cuerda	7,0	280	303	14,0
N2D1	2	2	38	140	Cuerda	15,6	137	143	31,3
	1	2	38	184	Cuerda	15,9	166	180	31,8
N2D2	2	2	38	140	Cuerda	8,8	137	143	17,6
	1	2	38	184	Cuerda	9,0	166	180	18,0
N2D3	2	2	38	140	Cuerda	6,8	137	143	13,6
	1	2	38	184	Cuerda	7,0	166	180	14,0
N1D1	1	2	38	140	Cuerda	11,0	137	143	21,9
N1D2	1	2	38	140	Cuerda	6,3	137	143	12,6
N1D3	1	2	38	140	Cuerda	4,9	137	143	9,8

4.4 Diseño de muros

4.4.1 Diseño por cargas laterales

El Cuadro 25 y Cuadro 26 muestra la resistencia de diseño en cortante para el muro más esforzado para cada nivel de cada edificación, en cada dirección de análisis; así como el espesor a utilizar (considerando el espesor mínimo calculado para cargas fuera del plano), el tipo de conectores, los espaciamientos entre estos y la rigidez relativa (G_a) que proporcionan, considerando que cuentan con forro de madera contrachapada en ambos lados del muro.

Cuadro 25. Diseño de muros SM1 (Dirección transversal)

Estructura	Nivel	V_u (kN/m)	V' (kN/m)	Espesor (mm)	Clavos	@ (mm)	Penetración (mm)	G_a (kN/m)
N4D1	4	3,41	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	3	7,13	7,44	9,5	8d	100	34,9	5357
	2	9,61	9,62	9,5	8d	75	34,9	6072
	1	10,85	11,85	9,5	6d	50	31,8	6072
N4D2	4	1,64	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	3	3,42	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	4,61	5,11	9,5	8d	150	34,9	4286
	1	5,21	9,06	9,5	6d	75	31,8	4643
N4D3	4	1,20	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	3	2,51	9,06	9,5	6d	75	31,8	4643
	2	3,39	7,44	9,5	8d	100	34,9	5357
	1	3,83	9,53	9,5	8d	75	34,9	6072
N3D1	3	3,22	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	6,32	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
	1	7,87	9,06	9,5	6d	75	31,8	4643
N3D2	3	1,81	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	3,57	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	4,45	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
N3D3	3	1,40	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	2,77	7,44	9,5	8d	100	34,9	5357
	1	3,45	7,44	9,5	8d	100	34,9	5357
N2D1	2	2,87	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	4,95	5,11	9,5	8d	150	34,9	4286
N2D2	2	1,62	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	2,80	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N2D3	2	1,25	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	2,17	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
N1D1	1	2,01	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N1D2	1	1,16	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N1D3	1	0,90	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036

Cuadro 26. Diseño de muros SM2 (Dirección longitudinal)

Estructura	Nivel	v_u (kN/m)	v' (kN/m)	Espesor (mm)	Clavos	@ (mm)	Penetración (mm)	G_a (kN/m)
N4D1	4	2,42	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	3	5,07	5,11	9,5	8d	150	34,9	4286
	2	6,83	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
	1	7,71	9,06	9,5	6d	75	31,8	4643
N4D2	4	1,16	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	3	2,43	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	3,28	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
	1	3,70	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
N4D3	4	0,85	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	3	1,78	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
	2	2,41	9,06	9,5	6d	75	31,8	4643
	1	2,72	7,44	9,5	8d	100	34,9	5357
N3D1	3	2,29	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	4,49	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	5,59	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
N3D2	3	1,29	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	2,54	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	3,16	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
N3D3	3	1,00	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	2	1,97	6,97	9,5	6d	100	31,8	3929
	1	2,45	9,06	9,5	6d	75	31,8	4643
N2D1	2	2,04	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	3,51	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N2D2	2	1,15	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	1,99	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N2D3	2	0,89	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
	1	1,54	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N1D1	1	1,43	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N1D2	1	0,82	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036
N1D3	1	0,64	4,65	9,5	6d	150	31,8	3036

4.4.2 Diseño de cuerdas y colectores

Por motivos constructivos, las cuerdas de los muros normalmente están compuestas por postes dobles en los extremos de cada segmento de muro. Así, el Cuadro 27 muestra la carga correspondiente a la cuerda más esforzada por nivel y se verifica que la capacidad de dos postes, con la sección determinada para su diseño para cada nivel, cumplan con esta carga de diseño. Es importante mencionar que las cargas en compresión son regidas por la combinación CU3, la cual provoca compresión tanto por cargas gravitacionales como por sismo.

Cuadro 27. Diseño de cuerdas y colectores de muros

Estructura	Nivel	Cantidad	b (mm)	d (mm)	T' (kN)	T_u (kN)	P' (kN)	P'_\perp (kN)	P_u (kN)
N4D1	4	2	38	140	137	23,9	61	40,8	25,0
	3	2	38	184	166	49,9	117	53,6	52,3
	2	2	64	184	280	67,3	197	90,2	70,8
	1	2	38	184	166	76,0	117	53,6	80,7
N4D2	4	2	38	140	137	11,4	61	40,8	14,3
	3	2	38	184	166	23,9	117	53,6	29,6
	2	2	64	184	280	32,3	197	90,2	42,1
	1	2	38	184	166	36,4	117	58,9	56,3
N4D3	4	2	38	140	137	8,4	61	40,8	13,8
	3	2	38	184	166	17,6	117	53,6	28,0
	2	2	64	184	280	23,7	197	90,2	42,1
	1	2	38	184	166	26,8	117	58,9	56,3
N3D1	3	2	38	140	137	22,5	61	40,8	23,7
	2	2	38	184	166	44,2	117	53,6	46,6
	1	2	64	184	280	55,1	197	90,2	58,6
N3D2	3	2	38	140	137	12,7	61	40,8	15,2
	2	2	38	184	166	25,0	117	53,6	30,4
	1	2	64	184	280	31,2	197	90,2	42,1
N3D3	3	2	38	140	137	9,8	61	40,8	13,8
	2	2	38	184	166	19,4	117	53,6	28,0
	1	2	64	184	280	24,1	197	90,2	42,1
N2D1	2	2	38	140	137	20,1	61	40,8	21,2
	1	2	38	184	166	34,6	117	53,6	37,3
N2D2	2	2	38	140	137	11,3	61	40,8	14,2
	1	2	38	184	166	19,6	117	53,6	28,0
N2D3	2	2	38	140	137	8,8	61	40,8	13,8
	1	2	38	184	166	15,2	117	53,6	28,0
N1D1	1	2	38	140	137	14,1	61	40,8	16,2
N1D2	1	2	38	140	137	8,1	61	40,8	13,9
N1D3	1	2	38	140	137	6,3	61	40,8	13,9

Con base en el cuadro anterior, se puede observar que en la estructura N4D1, la carga a compresión perpendicular admisible es superada por la carga en compresión de las cuerdas. Por esta razón, se optó por colocar una placa de acero de 120 x 184 mm debajo de las cuerdas del primer nivel de esta estructura, para aumentar el área de aplastamiento y cumplir con la compresión perpendicular admisible. Tal como se observa en este mismo cuadro, todas las demás estructuras cumplen con esta demanda, por lo que no es necesario colocar dicha placa.

4.5 Anclaje muro-fundación

A partir del catálogo del anclaje tipo HDU-4 y HDU-8 utilizados para las cuerdas (Simpson, 2019), se determina su resistencia nominal y se calcula la cantidad de anclajes por cuerda necesarios para soportar la tensión en el primer nivel de cada edificación, mostrado en el Cuadro 28. En este cuadro también se muestra la cantidad de pernos de 19,1 mm necesarios para transmitir el cortante basal a la fundación de concreto sobre la cual se cimienta la edificación. Estos pernos deben estar embebidos más de 15 cm en el concreto para garantizar que se cumple la resistencia obtenida de la Tabla 12E del NDS-2018.

Cuadro 28. Cantidad de anclajes muro-fundación para cada edificación

<i>Estructura</i>	<i>Tipo de anclaje</i>	<i># anclajes cuerdas</i>	<i># pernos cortante</i>
N4D1	HDU-8	112	172
N4D2	HDU-4	64	92
N4D3	HDU-4	56	76
N3D1	HDU-4	96	132
N3D2	HDU-4	64	80
N3D3	HDU-4	56	68
N2D1	HDU-4	64	80
N2D2	HDU-4	56	52
N2D3	HDU-4	56	40
N1D1	HDU-4	56	40
N1D2	HDU-4	56	32
N1D3	HDU-4	56	32

Del cuadro anterior, se puede determinar que en la estructura N4D1 fue necesario utilizar anclajes tipo HDU-8, debido a que se necesitan tres anclajes HDU-4 para soportar la tensión en la cuerda, lo cual no es posible al realizar la conexión con la solera inferior. Por esta razón, se optó por utilizar este anclaje, el cual cuenta con mayor capacidad y solo se necesitan dos elementos por cuerda.

4.6 Desplazamientos y derivas

El Cuadro 29 y el Cuadro 30 muestran los desplazamientos y derivas para cada una de las edificaciones en cada sentido de carga, mientras que el Cuadro 31 presenta las derivas por nivel y su comparación con la deflexión máxima del diafragma.

Cuadro 29. Desplazamientos y derivas SM1 (dirección transversal)

Estructura	Nivel	δ_e (cm)	Δ_e (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	Δ_i/H_i	δ_i total (cm)
N4D1	4	4,13	0,84	5,78	1,68	0,00480	5,78
	3	3,29	0,97	4,60	1,93	0,00552	
	2	2,32	1,09	3,25	2,18	0,00623	
	1	1,23	1,23	1,72	2,46	0,00704	
N4D2	4	3,00	0,52	8,39	2,06	0,00589	8,39
	3	2,48	0,83	6,95	3,34	0,00954	
	2	1,65	0,80	4,61	3,21	0,00918	
	1	0,84	0,84	2,36	3,37	0,00964	
N4D3	4	2,10	0,44	8,80	2,62	0,00748	8,80
	3	1,66	0,52	6,97	3,12	0,00890	
	2	1,14	0,56	4,78	3,39	0,00967	
	1	0,57	0,57	2,41	3,45	0,00985	
N3D1	3	3,06	0,80	4,28	1,61	0,00460	4,28
	2	2,25	1,11	3,15	2,22	0,00633	
	1	1,14	1,14	1,60	2,29	0,00653	
N3D2	3	2,24	0,55	6,28	2,19	0,00626	6,28
	2	1,70	0,86	4,75	3,45	0,00985	
	1	0,83	0,83	2,33	3,33	0,00952	
N3D3	3	1,55	0,47	6,52	2,84	0,00812	6,52
	2	1,08	0,51	4,53	3,05	0,00871	
	1	0,57	0,57	2,40	3,42	0,00978	
N2D1	2	1,60	0,74	2,24	1,48	0,00424	2,24
	1	0,86	0,86	1,20	1,72	0,00491	
N2D2	2	1,23	0,51	3,46	2,05	0,00586	3,46
	1	0,72	0,72	2,02	2,89	0,00825	
N2D3	2	0,97	0,45	4,07	2,68	0,00765	4,07
	1	0,52	0,52	2,19	3,13	0,00896	
N1D1	1	0,58	0,58	0,82	1,17	0,00334	0,82
N1D2	1	0,43	0,43	1,20	1,72	0,00491	1,20
N1D3	1	0,38	0,38	1,60	2,29	0,00654	1,60

Cuadro 30. Desplazamientos y derivas SM2 (dirección longitudinal)

Estructura	Nivel	δ_e (cm)	Δ_e (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	Δ_i/H_i	δ_i total (cm)
N4D1	4	4,44	0,76	6,22	1,52	0,00433	6,22
	3	3,68	1,01	5,15	2,02	0,00578	
	2	2,67	1,34	3,74	2,69	0,00767	
	1	1,33	1,33	1,86	2,66	0,00759	
N4D2	4	2,86	0,49	8,01	1,95	0,00558	8,01
	3	2,37	0,75	6,64	3,01	0,00861	
	2	1,62	0,77	4,54	3,08	0,00879	
	1	0,85	0,85	2,38	3,40	0,00973	
N4D3	4	2,10	0,42	8,84	2,54	0,00725	8,84
	3	1,68	0,53	7,06	3,21	0,00917	
	2	1,15	0,57	4,82	3,43	0,00979	
	1	0,58	0,58	2,42	3,45	0,00987	
N3D1	3	3,06	0,73	4,28	1,46	0,00417	4,28
	2	2,33	1,19	3,26	2,38	0,00679	
	1	1,14	1,14	1,60	2,29	0,00653	
N3D2	3	2,04	0,52	5,72	2,06	0,00589	5,72
	2	1,53	0,78	4,27	3,10	0,00887	
	1	0,75	0,75	2,10	3,00	0,00858	
N3D3	3	1,60	0,45	6,70	2,72	0,00777	6,70
	2	1,14	0,56	4,80	3,39	0,00968	
	1	0,58	0,58	2,42	3,46	0,00989	
N2D1	2	1,66	0,68	2,32	1,35	0,00387	2,32
	1	0,98	0,98	1,37	1,96	0,00561	
N2D2	2	1,15	0,49	3,21	1,94	0,00555	3,21
	1	0,66	0,66	1,85	2,64	0,00753	
N2D3	2	1,00	0,43	4,18	2,58	0,00738	4,18
	1	0,56	0,56	2,37	3,39	0,00968	
N1D1	1	0,55	0,55	0,76	1,09	0,00312	0,76
N1D2	1	0,42	0,42	1,17	1,67	0,00476	1,17
N1D3	1	0,38	0,38	1,58	2,26	0,00646	1,58

Cuadro 31. Verificación de la rigidez de diafragmas

<i>Estructura</i>	<i>Nivel</i>	$\delta_{m\acute{a}x}$ <i>diafragma (cm)</i>	Δ_e <i>transversal(cm)</i>	Δ_e <i>longitudinal(cm)</i>	<i>Diafragma</i>
N4D1	4	0,87	0,84	0,76	Rígido
	3	0,76	0,97	1,01	Rígido
	2	0,89	1,09	1,34	Rígido
	1	0,72	1,23	1,33	Rígido
N4D2	4	0,68	0,52	0,49	Rígido
	3	0,64	0,83	0,75	Rígido
	2	0,57	0,80	0,77	Rígido
	1	0,63	0,84	0,85	Rígido
N4D3	4	0,58	0,44	0,42	Rígido
	3	0,65	0,52	0,53	Rígido
	2	0,59	0,56	0,57	Rígido
	1	0,55	0,57	0,58	Rígido
N3D1	3	0,76	0,80	0,73	Rígido
	2	0,67	1,11	1,19	Rígido
	1	0,71	1,14	1,14	Rígido
N3D2	3	0,77	0,55	0,52	Rígido
	2	0,69	0,86	0,78	Rígido
	1	0,68	0,83	0,75	Rígido
N3D3	3	0,63	0,47	0,45	Rígido
	2	0,68	0,51	0,56	Rígido
	1	0,60	0,57	0,58	Rígido
N2D1	2	0,95	0,74	0,68	Rígido
	1	0,95	0,86	0,98	Rígido
N2D2	2	0,89	0,51	0,49	Rígido
	1	0,90	0,72	0,66	Rígido
N2D3	2	0,76	0,45	0,43	Rígido
	1	0,77	0,52	0,56	Rígido
N1D1	1	0,69	0,58	0,55	Rígido
N1D2	1	0,61	0,43	0,42	Rígido
N1D3	1	0,54	0,38	0,38	Rígido

4.7 Cuantificación de materiales

El Cuadro 32 y Cuadro 33 muestran el volumen de madera utilizada en cada uno de los elementos que la componen y el peso de acero necesario para realizar las conexiones de los diafragmas horizontales y los muros estructurales.

Cuadro 32. Volumen de madera (m^3) utilizado en cada edificación

Estructura	Nivel	Vigas	Viguetas	Postes	Forro Diafragma	Cuerdas diafragma	Forro Muros	Cuerdas muros	Total
N4D1	4	16,8	5,7	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	221,1
	3	16,4	5,7	6,9	5,1	3,5	11,2	3,1	
	2	16,4	5,7	11,5	5,1	5,9	11,2	5,3	
	1	16,4	5,7	13,7	5,1	3,5	11,2	3,1	
	Total	66,0	22,9	37,3	20,6	15,7	44,8	13,9	
	%	30%	10%	17%	9%	7%	20%	6%	100%
N4D2	4	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	215,0
	3	16,4	3,8	6,9	6,5	3,5	11,2	3,1	
	2	16,4	3,8	11,5	5,1	5,9	11,2	5,3	
	1	16,4	3,8	13,7	5,1	3,5	11,2	3,1	
	Total	66,0	15,3	37,3	21,9	15,7	44,8	13,9	
	%	30,7%	7,1%	17,4%	10,2%	7,3%	20,8%	6,5%	100%
N4D3	4	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	213,6
	3	16,4	3,8	6,9	5,1	3,5	11,2	3,1	
	2	16,4	3,8	11,5	5,1	5,9	11,2	5,3	
	1	16,4	3,8	13,7	5,1	3,5	11,2	3,1	
	Total	66,0	15,3	37,3	20,6	15,7	44,8	13,9	
	%	30,9%	7,2%	17,5%	9,6%	7,3%	21,0%	6,5%	100%
N3D1	3	16,8	5,7	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	163,7
	2	16,4	5,7	6,9	6,5	3,5	11,2	3,1	
	1	16,4	5,7	11,5	5,1	5,9	11,2	5,3	
	Total	49,6	17,1	23,6	16,8	12,1	33,6	10,8	
	%	30,3%	10,5%	14,4%	10,3%	7,4%	20,5%	6,6%	100%
N3D2	3	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	158,1
	2	16,4	3,8	6,9	6,5	3,5	11,2	3,1	
	1	16,4	3,8	11,5	5,1	5,9	11,2	5,3	
	Total	49,6	11,5	23,6	16,8	12,1	33,6	10,8	
	%	31,4%	7,3%	14,9%	10,6%	7,7%	21,3%	6,8%	100%
N3D3	3	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	156,7
	2	16,4	3,8	6,9	5,1	3,5	11,2	3,1	
	1	16,4	3,8	11,5	5,1	5,9	11,2	5,3	
	Total	49,6	11,5	23,6	15,4	12,1	33,6	10,8	

Cuadro 32. Volumen de madera (m^3) utilizado en cada edificación

Estructura	Nivel	Vigas	Viguetas	Postes	Forro Diafragma	Cuerdas diafragma	Forro Muros	Cuerdas muros	Total
	%	31,7%	7,3%	15,1%	9,8%	7,7%	21,4%	6,9%	100%
N2D1	2	16,8	5,7	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	101,1
	1	16,4	5,7	6,9	5,1	3,5	11,2	3,1	
	Total	33,2	11,4	12,1	10,3	6,2	22,4	5,5	
	%	32,9%	11,3%	11,9%	10,2%	6,1%	22,2%	5,5%	100%
N2D2	2	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	97,4
	1	16,4	3,8	6,9	5,1	3,5	11,2	3,1	
	Total	33,2	7,7	12,1	10,3	6,2	22,4	5,5	
	%	34,1%	7,9%	12,4%	10,6%	6,4%	23,0%	5,7%	100%
N2D3	2	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	97,4
	1	16,4	3,8	6,9	5,1	3,5	11,2	3,1	
	Total	33,2	7,7	12,1	10,3	6,2	22,4	5,5	
	%	34,1%	7,9%	12,4%	10,6%	6,4%	23,0%	5,7%	100%
N1D1	1	16,8	3,8	5,2	6,5	2,7	11,2	2,4	48,7
	Total	16,8	3,8	5,2	6,5	2,7	11,2	2,4	
	%	34,6%	7,9%	10,7%	13,4%	5,5%	23,0%	4,9%	100%
N1D2	1	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	47,3
	Total	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	
	%	35,6%	8,1%	11,0%	10,9%	5,7%	23,7%	5,0%	100%
N1D3	1	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	47,3
	Total	16,8	3,8	5,2	5,1	2,7	11,2	2,4	
	%	35,6%	8,1%	11,0%	10,9%	5,7%	23,7%	5,0%	100%

Cuadro 33. Masa de acero (kg) utilizada en cada edificación

Estructura	Nivel	Forro Diafragma	Forro Muros SM1	Forro Muros SM2	Anclaje cuerdas muro	Pernos	Placa acero	Total
N4D1	4	35,5	16,5	21,9	121,9	78,0	62,1	717,9
	3	35,5	46,4	41,0				
	2	35,5	61,9	32,8				
	1	35,5	49,5	43,7				
	Total	142,0	174,3	139,4				
	%	20%	24%	19%	17%	11%	9%	100%
N4D2	4	17,6	16,5	21,9	69,7	41,7	-	403,7
	3	25,4	16,5	21,9				
	2	25,4	31,0	32,8				
	1	17,6	33,0	32,8				
	Total	86,0	97,0	109,4				
	%	20%	24%	19%	17%	11%	9%	100%

Cuadro 33. Masa de acero (kg) utilizada en cada edificación

Estructura	Nivel	Forro Diafragma	Forro Muros SM1	Forro Muros SM2	Anclaje cuerdas muro	Pernos	Placa acero	Total
	%	21%	24%	27%	17%	10%	-	100%
N4D3	4	17,6	16,5	21,9				
	3	17,6	33,0	32,8				
	2	17,6	46,4	43,7	61,0	34,5	-	483,7
	1	17,6	61,9	61,5				
	Total	70,5	157,8	159,9	61,0	34,5	-	
	%	15%	33%	33%	13%	7%	-	100%
N3D1	3	35,5	16,5	21,9				
	2	51,1	24,8	21,9	104,5	59,9	-	437,3
	1	35,5	33,0	32,8				
	Total	122,1	74,3	76,5	104,5	59,9	-	
	%	27,9%	17,0%	17,5%	23,9%	13,7%	-	100%
N3D2	3	17,6	16,5	21,9				
	2	25,4	16,5	21,9	69,7	36,3	-	300,9
	1	17,6	24,8	32,8				
	Total	60,6	57,8	76,5	69,7	36,3	-	
	%	20,2%	19,2%	25,4%	23,2%	12,1%	-	100%
N3D3	3	17,6	16,5	21,9				
	2	17,6	46,4	32,8	61,0	30,8	-	352,5
	1	17,6	46,4	43,7				
	Total	52,9	109,4	98,4	61,0	30,8	-	
	%	15,0%	31,0%	27,9%	17,3%	8,8%	-	100%
N2D1	2	35,5	16,5	21,9				
	1	35,5	31,0	21,9	69,7	36,3	-	268,2
	Total	71,0	47,5	43,7	69,7	36,3	-	
	%	26,5%	17,7%	16,3%	26,0%	13,5%	-	100%
N2D2	2	17,6	16,5	21,9				
	1	17,6	16,5	21,9	61,0	23,6	-	196,6
	Total	35,3	33,0	43,7	61,0	23,6	-	
	%	17,9%	16,8%	22,3%	31,0%	12,0%	-	100%
N2D3	2	17,6	16,5	21,9				
	1	17,6	24,8	21,9	61,0	18,1	-	199,4
	Total	35,3	41,3	43,7	61,0	18,1	-	
	%	17,7%	20,7%	21,9%	30,6%	9,1%	-	100%
N1D1	1	25,4	16,5	21,9	61,0	18,1	-	142,9
	Total	25,4	16,5	21,9	61,0	18,1	-	
	%	17,8%	11,6%	15,3%	42,7%	12,7%	-	100%
N1D2	1	17,6	16,5	21,9	61,0	14,5	-	131,5
	Total	17,6	16,5	21,9	61,0	14,5	-	
	%	13,4%	12,6%	16,6%	46,4%	11,0%	-	100%
N1D3	1	17,6	16,5	21,9	61,0	14,5	-	131,5
	Total	17,6	16,5	21,9	61,0	14,5	-	
	%	13,4%	12,6%	16,6%	46,4%	11,0%	-	100%

Capítulo 5.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para facilitar el análisis de resultados, se subdivide el mismo en categorías por elemento estructural, con el fin de explicar con más detalle la influencia de la ductilidad global asignada sobre cada elemento de las edificaciones.

Primeramente, es importante mencionar las consideraciones que rigen el diseño de las estructuras planteadas. A partir del Cuadro 29 y Cuadro 30 se puede determinar que todos los niveles de los edificios diseñados cumplen con las derivas establecidas en la Tabla 7.2 del CSCR-10/14; sin embargo, este parámetro se satisface de diferente manera dependiendo de la ductilidad asignada en la edificación: para las edificaciones con $\mu = 1,0$, la resistencia rige el diseño de los elementos verticales del sistema sismorresistente (muros estructurales), mientras que para las estructuras con $\mu = 2,0$ y $\mu = 3,0$, estos elementos son diseñados para cumplir con los desplazamientos, ya que al diseñarlos por resistencia, se superan las derivas máximas establecidas en esta tabla. De esta manera, se comprueba que, al diseñar elementos con ductilidades diferentes a uno para la edificación planteada, los desplazamientos gobiernan el diseño de los elementos del sistema estructural vertical ante cargas laterales.

Los siguientes cuadros muestran la comparación entre el volumen de madera y cantidad de acero utilizados para cada elemento, entre edificaciones con la misma cantidad de niveles, utilizando las estructuras con $\mu = 1,0$ como parámetro base.

Cuadro 34. Comparación entre volumen de madera utilizada para cada elemento estructural

<i>Niveles</i>	<i>DGA</i>	<i>Vigas</i>	<i>Viguetas</i>	<i>Postes</i>	<i>Forro Diafragma</i>	<i>Cuerdas diafragma</i>	<i>Forro Muros</i>	<i>Cuerdas muros</i>
4	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	1,00	0,67	1,00	1,07	1,00	1,00	1,00
	3,0	1,00	0,67	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	1,00	0,67	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3,0	1,00	0,67	1,00	0,92	1,00	1,00	1,00
2	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	1,00	0,67	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3,0	1,00	0,67	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	1,00	1,00	1,00	0,79	1,00	1,00	1,00
	3,0	1,00	1,00	1,00	0,79	1,00	1,00	1,00

Cuadro 35. Comparación entre masa de acero utilizada para cada elemento estructural

<i>Niveles</i>	<i>DGA</i>	<i>Forro Diafragma</i>	<i>Forro Muros SM1</i>	<i>Forro Muros SM2</i>	<i>Anclaje cuerdas</i>	<i>Pernos</i>
4	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	0,61	0,56	0,78	0,57	0,53
	3,0	0,50	0,91	1,15	0,50	0,44
3	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	0,50	0,78	1,00	0,67	0,61
	3,0	0,43	1,47	1,29	0,58	0,52
2	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	0,50	0,70	1,00	0,88	0,65
	3,0	0,50	0,87	1,00	0,88	0,50
1	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2,0	0,69	1,00	1,00	1,00	0,80
	3,0	0,69	1,00	1,00	1,00	0,80

Conociendo lo anterior, se procede al análisis por elemento estructural:

5.1 Vigas

En el Cuadro 19 se puede observar que todas las vigas de cada nivel poseen las mismas dimensiones, esto debido a que el diseño de las vigas en las edificaciones es regido por cargas gravitacionales (CU2), las cuales son comunes a todas las estructuras, por lo que el diseño de estos elementos no cambia al variar la DGA ni la altura del edificio.

5.2 Viguetas

El Cuadro 20 muestra el diseño de las viguetas, en el cual se observa que las secciones y espaciamentos son comunes a todas las edificaciones, debido a que también son regidas por cargas gravitacionales (CU2). Para estos elementos se optó por utilizar un espaciamiento de 60 cm entre ellas, con el fin de optimizar el volumen de madera, ya que se comprobó que, de haber utilizado un espaciamiento menor, se hubiese aumentado el volumen de material, debido al incremento en la cantidad de viguetas en el entrepiso. Por el contrario, de haber utilizado un mayor espaciamiento, se debía contar con mayores dimensiones para soportar las deflexiones del entrepiso, lo cual incurriría en un aumento del volumen de material.

Pese a que el sistema de viguetas es igual para todas las edificaciones, del Cuadro 34 se puede observar que las edificaciones de 2 a 4 niveles, con $\mu = 2,0$ y $\mu = 3,0$ poseen un volumen de madera para las viguetas correspondiente al 67% del volumen calculado para las estructuras N4D1, N3D1 y N2D1, debido a que estas últimas requieren del uso de diafragmas entramados para cumplir con la resistencia demandada por las cargas laterales, lo cual aumenta el volumen de madera necesaria para estos elementos. Con esto que se comprueba que, al aumentar la ductilidad de la estructura, las fuerzas laterales disminuyen, por lo que se evita el uso de diafragmas entramados, generando un ahorro en el volumen de madera de estos elementos.

Por otra parte, al disminuir la cantidad de niveles de la edificación, las demandas de cortante en los diafragmas no son suficientemente altas para requerir entramado. Por esta razón, las estructuras de un nivel utilizan diafragmas no entramados, independientemente de la ductilidad considerada.

5.3 Postes

Debido a que los postes de los niveles inferiores deben soportar la carga de los niveles superiores, la sección de estos elementos aumenta conforme se encuentren más abajo en la edificación. En el Cuadro 21 se puede observar que, para las edificaciones de 4 niveles, los postes del primer nivel son dobles, ya que esta corresponde a la manera más económica de cumplir con la resistencia en compresión perpendicular de la solera inferior, representando un ahorro en el volumen de madera, al no colocar una sola sección con mayores dimensiones. Sin embargo, la ductilidad asignada en cada edificación no afecta el diseño de estos elementos, ya que al ser diseñados principalmente por cargas gravitacionales (las cargas laterales por viento y sismo son pequeñas y no generan una flexión considerable sobre los postes externos), se tienen secciones similares para todas las estructuras analizadas, las cuales no varían al adoptar una ductilidad mayor, tal como se observa en la quinta columna del Cuadro 34.

5.4 Diafragmas

Con respecto a los diafragmas, en el Cuadro 23 se puede observar que, la menor capacidad nominal asociada al espesor mínimo de 11.9 mm calculado para soportar las cargas gravitacionales para el forro del diafragma ($v' = 4,18$ kN/m), excede la demanda de cortante en la mayoría de los diafragmas, por lo que la configuración asociada a esta capacidad se utiliza en la mayoría de estos elementos (espesor del forro, tipo y espaciamiento de clavos). Esta resistencia no cumple para las edificaciones con $\mu = 1,0$ de dos o más niveles, las cuales deben soportar mayores cargas laterales, por lo que es necesario utilizar diafragmas entramados, debido a las altas demandas de carga (edificaciones N2D1, N3D1 y N4D1).

Las variaciones en el volumen de madera utilizado para los forros de los diafragmas, corresponden a las diferencias entre los espesores escogidos del forro de madera contrachapada que cumplen con su demanda requerida.

Por su parte, respecto a la cantidad de acero utilizada en los conectores del forro del diafragma, se puede observar en el Cuadro 35 que las edificaciones con $\mu = 1,0$ utilizan más acero en estos elementos, debido a que necesitan tener todos sus bordes clavados por estar conformados por diafragmas entramados, a diferencia de las edificaciones con ductilidades $\mu = 2,0$ y $\mu = 3,0$, las cuales se componen por diafragmas no entramados.

Por otra parte, las secciones de las cuerdas de los diafragmas no fueron diseñadas para tener las dimensiones mínimas para cumplir con la demanda, sino que por efectos constructivos y con el fin de mantener la geometría del muro, se utilizan dos secciones iguales a las calculadas para los postes de cada nivel (regidos por cargas gravitacionales), con las cuales se verifica que cumplan con las fuerzas demandadas, tal como se muestra en el Cuadro 24. En este se observa que las resistencias de diseño en tracción y compresión superan con creces la demanda para estos elementos. De esta manera, la ductilidad global en las edificaciones no afecta el diseño de las cuerdas en los diafragmas.

5.5 Muros estructurales

Tal como se mencionó anteriormente, la ductilidad global asignada afecta primordialmente el diseño de los muros estructurales, al variar de un diseño en el cual rige la resistencia de los elementos ($\mu = 1,0$), a otro gobernado por desplazamientos ($\mu = 3,0$), donde las estructuras con $\mu = 2,0$ son gobernadas por un intermedio entre ambos.

Lo anterior se observa en el Cuadro 25 y Cuadro 26, en los cuales se distingue que, para las edificaciones con $\mu = 1,0$, las relaciones entre v_u y v' son más cercanas entre sí, por lo que el diseño es controlado por la capacidad de los forros. Sin embargo, conforme se aumenta la DGA, las fuerzas en estos elementos disminuyen y los desplazamientos aumentan, por lo que el diseño de las estructuras con $\mu = 3,0$ es regido por las derivas de los niveles.

Por esta razón, estas últimas edificaciones cuentan con capacidades mucho mayores que las fuerzas demandadas, ya que fue necesario utilizar muros con mayor rigidez de cortante (G_a), ya que este es el parámetro que causa mayor deflexión en los muros estructurales, con el fin de limitar las derivas de los niveles. Esto se evidencia en el aumento en la cantidad de acero utilizado en las edificaciones con $\mu = 3,0$, las cuales necesitan menores espaciamientos entre sus conectores para garantizar un aumento en la rigidez del muro, manteniendo el mismo espesor del panel.

Por su parte, la contribución debido a la flexión de las cuerdas en el desplazamiento total del muro es pequeña al compararla con el desplazamiento por cortante, por lo que aumentar las secciones de las cuerdas no contribuye a limitar esta deflexión. De igual manera, pese a que el desplazamiento debido al anclaje del muro sí es considerable, este parámetro es constante,

debido a que solamente depende del tipo del sistema de anclaje utilizado y el ancho del muro, por lo que no es posible variarlo para disminuir el desplazamiento total.

En el Cuadro 35 se muestra que el ahorro en la cantidad de acero aumenta conforme se incrementa la cantidad de niveles en la estructura. Las edificaciones con 1 nivel cumplen con las derivas máximas establecidas al utilizar la misma configuración entre espesor y espaciamiento de conectores para los paneles estructurales, por lo que la influencia de la ductilidad en la cantidad de acero de los muros, comienza a ser más notable a partir de las estructuras de 2 niveles.

Pese a que la ductilidad global asignada varía significativamente el diseño de los muros estructurales, esto no se refleja en un ahorro del volumen de madera, ya que como se observa en el Cuadro 34, en ninguna edificación se utilizó un espesor de forro superior al mínimo para poder cumplir con la demanda en los muros. Sin embargo, esto sucede debido a que se alcanza una mayor rigidez al utilizar un menor espesor de panel con clavos más cercanos entre sí, o utilizando conectores más largos, por lo que se mantiene el espesor del forro, pero se aumenta la cantidad de conectores. Esta influencia de la DGA se refleja en mayor medida al comparar la cantidad de acero utilizada en el Cuadro 35, donde se evidencia que para las edificaciones con $\mu = 2,0$, se utiliza un 56%, 78% y 70% de acero, para los forros de los muros SM1 en el sentido transversal para las edificaciones de 4, 3 y 2 niveles, respectivamente.

Por otra parte, al igual que para las cuerdas de los diafragmas, las cuerdas de los muros también se encuentran compuestas por postes dobles colocados en los extremos de cada segmento, con el fin de mantener la geometría del muro. En el Cuadro 27 se puede observar que, para las edificaciones de 4 niveles, las cargas en compresión que soportan estos elementos superan la capacidad por compresión perpendicular al grano de la solera inferior del muro, por lo que se optó por colocar una placa de acero de 184 x 120 x 6 mm debajo de cada cuerda, con el fin de aumentar el área de aplastamiento sobre este elemento y cumplir con la carga demandada. Esto aumenta en 9% la cantidad de acero necesaria para la edificación N4D1 respecto a las demás edificaciones.

Finalmente, se puede observar en el Cuadro 35, que la cantidad de acero utilizada en los anclajes de las cuerdas y los pernos de cortante disminuye conforme se aumenta la ductilidad de la estructura, debido a la disminución de las fuerzas laterales que inciden en esta. Este

ahorro es más significativo conforme se aumenta la cantidad de niveles, ya que, la estructura al ser más pesada, genera fuerzas mayores sobre los elementos del primer nivel de la estructura, aumentando la cantidad de anclajes necesarios para transmitirla a la fundación.

5.6 Comprobación de la rigidez del diafragma

Finalmente, en el Cuadro 31 se verifica que la deflexión máxima del diafragma no es mayor que dos veces la deriva máxima del nivel correspondiente, con lo cual se comprueba que los diafragmas se comportan como elementos rígidos en todas las edificaciones diseñadas, y la distribución de las fuerzas se realiza por medio de las rigideces relativas de los elementos verticales del sistema sismorresistente.

5.7 Comparación con marcos de madera

Respecto a la investigación realizada por Rodríguez (2017), donde se obtuvo un ahorro de 20% en el volumen de madera y de 3% de acero para las edificaciones de 3 niveles con $\mu = 2,0$ y $\mu = 3,0$, se puede concluir que, al tratarse de un sistema de marcos, se tiene una mayor variación en el volumen de madera, al tener control sobre las dimensiones de las secciones de vigas y columnas, por lo que el cambio en el volumen es más evidente y no solo se limita al aumento o disminución del espesor de los paneles estructurales, los cuales no varían significativamente el volumen de madera empleada en edificaciones con muros de madera.

Sin embargo, se puede afirmar que, para estructuras de muros de madera, la mayor variación en la cantidad de material se refleja en el acero, esto debido a que las conexiones utilizadas en los paneles estructurales son regidas según las solicitaciones de cargas laterales, a diferencia de la investigación de marcos de madera, en la cual son gobernadas por cargas gravitacionales, por lo que la cantidad de acero empleada en los marcos no varía en forma significativa entre edificaciones.

Por esta razón, se puede afirmar que, según las edificaciones planteadas para cada una de las dos investigaciones, la variación de la ductilidad global asignada a la estructura impacta de mayor manera en el volumen total de madera, para el caso de marcos, y en la cantidad de acero, para el caso de muros estructurales de madera.

5.8 Resumen

La Figura 24 presenta la distribución promedio de la madera y el acero en los diferentes elementos estructurales, respectivamente.

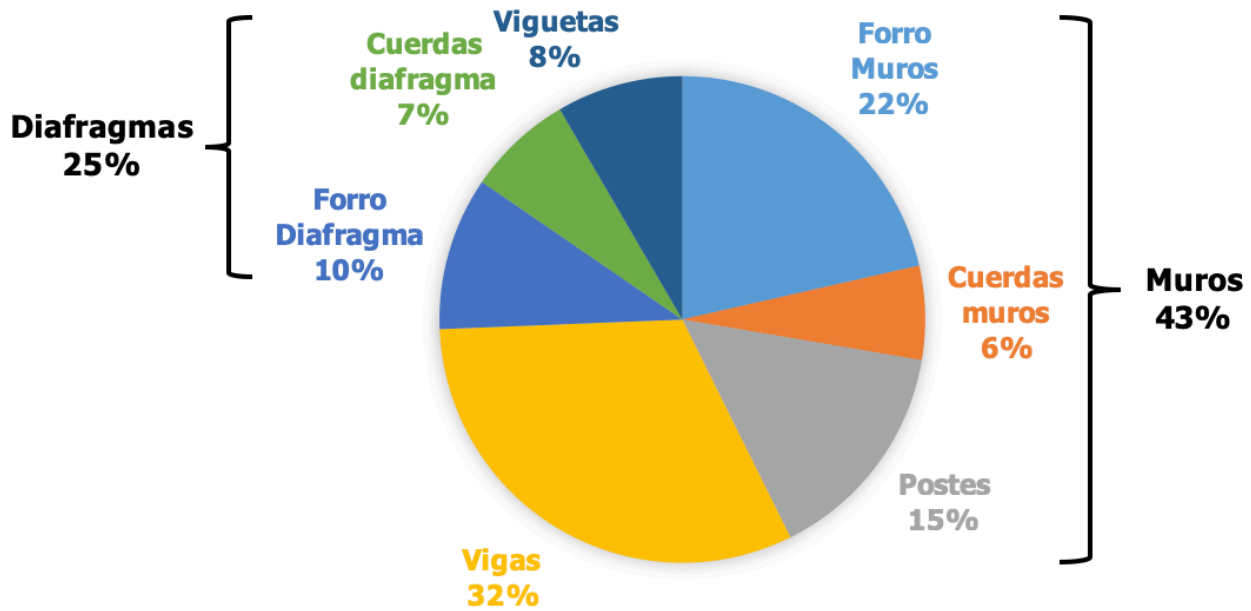


Figura 24. Porcentaje de madera promedio utilizada en cada elemento estructural

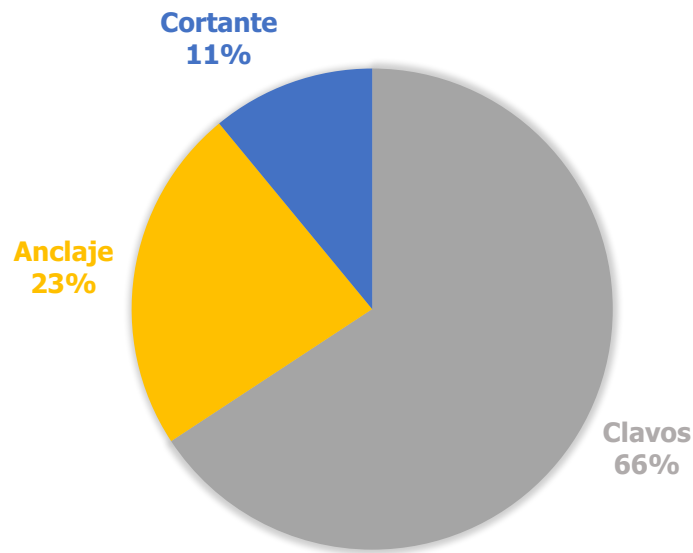


Figura 25. Porcentaje de acero promedio utilizado en cada elemento estructural

De las figuras anteriores, se puede concluir que los elementos comunes a todas las edificaciones (vigas, viguetas, postes, cuerdas) corresponden, en promedio, a cerca de un 68% del volumen de madera de cada estructura, por lo que el volumen que podría variar, en mayor medida, al considerar diferentes ductilidades entre las edificaciones (forros de los muros y diafragmas) es cercano al 32%. Sin embargo, debido a que estos elementos tienen espesores tan pequeños, el volumen que se obtiene al variar de un espesor a otro no es representativo respecto al volumen total de la estructura.

Para el caso del acero, cerca de un 66% corresponde a los conectores de los paneles estructurales, los cuales son comunes en la mayoría de las edificaciones. Sin embargo, los anclajes y pernos pueden variar considerablemente la cantidad de acero al variar la ductilidad de la estructura, principalmente en edificios de mayor altura.

Lo anterior se puede comprobar en la Figura 26, la cual presenta el volumen total de madera utilizado en cada estructura, mientras que el Cuadro 36 compara el volumen total de este material entre edificaciones de igual cantidad de niveles, considerando las estructuras con $\mu = 1,0$ como parámetro base de comparación. Lo mismo se presenta en la Figura 27 y el Cuadro 37, para el caso del acero.

De la Figura 26 y del Cuadro 36 se puede afirmar que el ahorro en el volumen de madera aumenta conforme se incrementa la cantidad de niveles; sin embargo, este ahorro no es tan significativo como se esperaba. Por el contrario, el ahorro en la cantidad de acero sí es representativo para estructuras con $\mu = 2.0$ y alturas de 4 niveles (43,8%). El ahorro de acero para edificaciones con $\mu = 3.0$ es menor al caso anterior (32,6%), debido a que se deben tener más conectores para garantizar un aumento en la rigidez de los muros para cumplir las deflexiones, por lo que se concluye que las estructuras de muros de madera con $\mu = 2,0$ son las más económicas, al tomar en cuenta tanto el ahorro en el volumen de madera como la cantidad de acero utilizada.

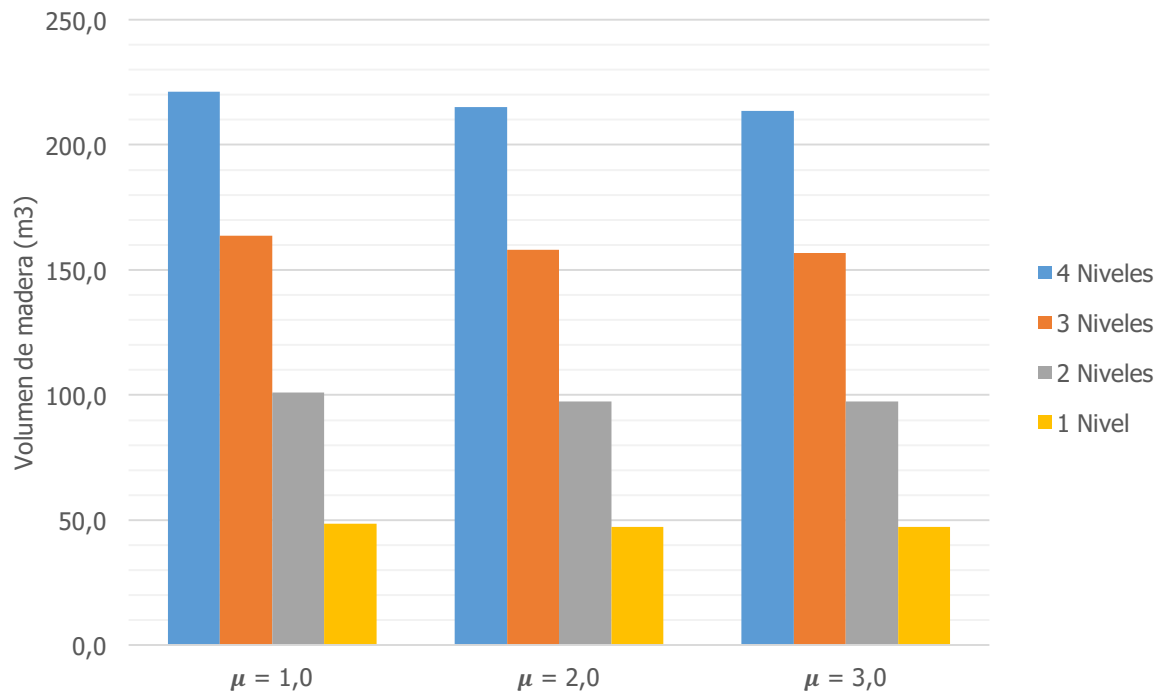


Figura 26. Volumen de madera utilizada en cada edificación

Cuadro 36. Comparación entre volumen total de madera utilizado en las estructuras

Niveles	DGA	Volumen Total	Ahorro Total
4	1,0	1,00	
	2,0	0,96	3,8%
	3,0	0,96	4,4%
3	1,0	1,00	
	2,0	0,97	3,5%
	3,0	0,96	4,3%
2	1,0	1,00	
	2,0	0,96	3,7%
	3,0	0,96	3,7%
1	1,0	1,00	
	2,0	0,97	2,8%
	3,0	0,97	2,8%

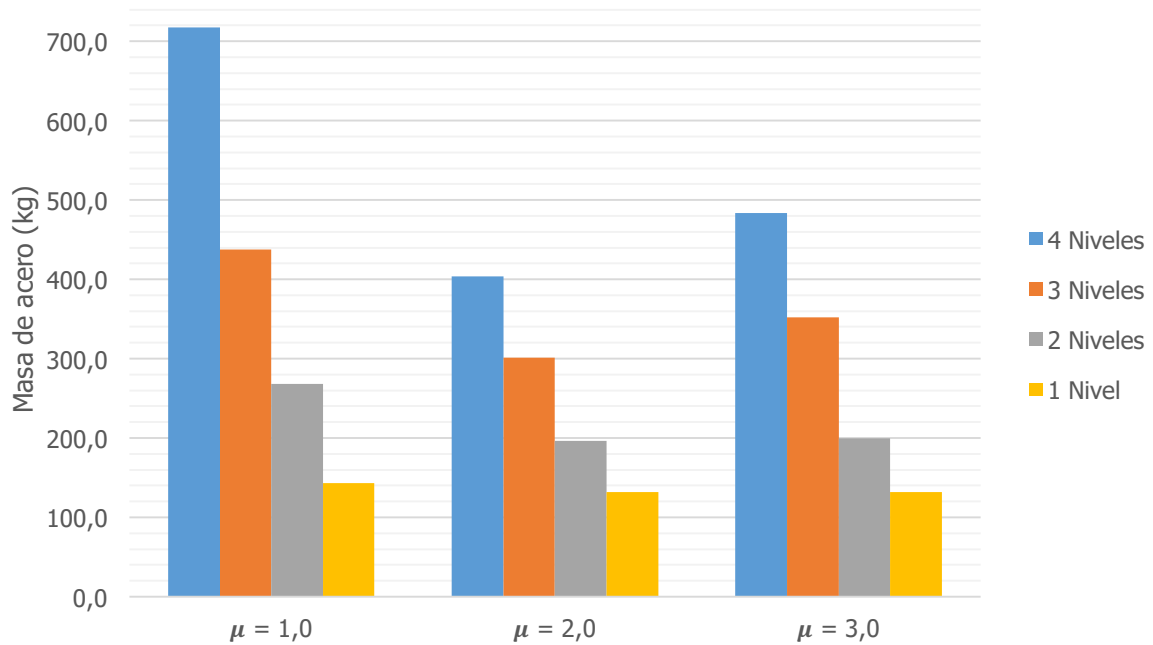


Figura 27. Masa de acero utilizada en cada edificación (kg)

Cuadro 37. Comparación entre la masa total de acero utilizada en las estructuras

Niveles	DGA	Total	Ahorro
4	1,0	1,00	
	2,0	0,56	43,8%
	3,0	0,67	32,6%
3	1,0	1,00	
	2,0	0,69	31,2%
	3,0	0,81	19,4%
2	1,0	1,00	
	2,0	0,73	26,7%
	3,0	0,74	25,7%
1	1,0	1,00	
	2,0	0,92	8,0%
	3,0	0,92	8,0%

Sin embargo, es necesario valorar si es factible utilizar una DGA mayor para el diseño de la edificación, considerando que el diseño de las conexiones entre los elementos (no tomadas en cuenta en esta investigación) debe realizarse más meticulosamente con el fin de garantizar que estas desarrollen la ductilidad asignada ante el sismo de diseño, en contraposición con el poco ahorro de material que incurriría realizar este diseño. Por otra parte, es necesario considerar que, al adoptar la estructura con mayores ductilidades, se aceptan mayores desplazamientos en la misma como medio de disipación de energía, lo cual podría causar más daño a los usuarios de la edificación.

Capítulo 6.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- La capacidad de los elementos rige el diseño para las edificaciones con $\mu = 1,0$, mientras que los desplazamientos gobiernan el diseño de las estructuras con $\mu = 2,0$ y $\mu = 3,0$.
- La rigidez relativa de los muros y diafragmas (G_a), es el parámetro que afecta en mayor medida las deflexiones los muros estructurales y diafragmas, por lo que el control de derivas en las estructuras con $\mu = 2,0$ y $\mu = 3,0$ se logra aumentando la rigidez de cortante de los elementos.
- La altura de la edificación afecta el ahorro en los materiales estructurales considerados. Conforme se aumenta la cantidad de niveles, mayor es el porcentaje de ahorro de acero.
- La ductilidad global asignada no afecta significativamente el volumen de madera total utilizado para las edificaciones planteadas, debido a que cerca del 70% del volumen de madera es gobernado por cargas gravitacionales, las cuales son comunes a todas las estructuras.
- Al utilizar una $\mu = 2,0$, se genera un ahorro considerable en la cantidad de acero utilizado para las conexiones de los elementos (43,8%), principalmente para las estructuras de 4 niveles.
- La ductilidad global asignada de la estructura varía, en mayor medida, el volumen de madera utilizada para edificaciones de marcos de madera laminada, mientras que afecta en mayor grado la cantidad total de acero empleada en las conexiones de muros estructurales de madera.

6.2 Recomendaciones

- Desarrollar ensayos experimentales con forros de madera contrachapada, para verificar que los paneles disponibles en el país puedan desarrollar resistencias asumidas en los diseños realizados.
- Realizar pruebas experimentales con muros y diafragmas de madera, para verificar la compatibilidad de deformaciones entre estos elementos.
- Iniciar una línea de investigación en estructuras de madera completas a escala real, que permita obtener resultados más apegados a la realidad, para verificar la ductilidad global asignada en el diseño.
- Promover el desarrollo proyectos de investigación relacionados al uso de la madera como material estructural, con el fin de generar mayor información y que se tome en cuenta como una opción más para el diseño y construcción de estructuras con este material en el país.

REFERENCIAS

- [1] Aghayere, A. & Vigil, J. (2007). *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach Using the ASD Method*. New Jersey: John Wiley & Sons. Inc.
- [2] Applied Technology Council. (1981). *Guidelines for the Design of Horizontal Wood Diaphragms*. Berkeley: Applied Technology Council.
- [3] ANSI/AF&PA NDS-2015. (2018). National Design Specification (NDS) for Wood Construction – with Commentary and NDS Supplement – Design Values for Wood Construction. 2018 Edition. Leesburg: American Wood Council.
- [4] ANSI/AWC SDPWS-2015 – Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS) – with Commentary. Leesburg: American Wood Council.
- [5] APA (2011). *Load-Span Tables for APA Structural-Use Panels No. Q225G*. Tacoma, Washington: APA - The Engineered Wood Association.
- [6] Arriaga, F. (1995). Eficacia estructural y energética de la madera como material de construcción. Recuperado de: http://infomadera.net/uploads/articulos/archivo_2649_10095.pdf
- [7] ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [8] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014). Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- [9] Dolan, J.D. (1997). *Cyclic Tests of Long Shear Walls with Openings*. Department of Wood Science and Forests Products: Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [10] Fernández, S. (2017). Influencia del comportamiento por ductilidad en el coste estructural de edificios sometidos a la acción sísmica. Proyecto para optar por el grado de maestría. Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena, Colombia.

-
- [11] González, G. (2011). *Diseño de Estructuras de Madera*. Escuela de Ingeniería Civil: Universidad de Costa Rica.
- [12] Instituto Nacional de Normalización. (1999). Norma Chilena Oficial NCh1198.Of91. Santiago: Instituto Nacional de Normalización.
- [13] International Code Council. (2015). *International Building Code (IBC)*. U.S.A.: International Code Council
- [14] Mayorga, B. (Agosto de 2017). Introducción al Nuevo Capítulo de Viento del CSCR. En XIV Congreso Estructuras 2017. Congreso llevado a cabo en San José, Costa Rica.
- [15] Paniagua, V. (s.f.). Guía de uso y aplicaciones de la madera en la arquitectura en Costa Rica. Unidad de Investigación de la Escuela de Arquitectura: Universidad de Costa Rica.
- [16] Robles, A. (2013). Comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal, con anclajes a la base. Proyecto para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- [17] Rodríguez, C. (2017). Influencia de la ductilidad global asignada sobre el diseño de marcos de madera laminada. Proyecto para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- [18] Salas, B. (2010). Comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal. Proyecto para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- [19] Simpson Strong-Tie Company Inc. (2019). *Wood Construction Connectors*. Simpson Strong-Tie Company Inc.
- [20] Stalnakar, J. & Harris, E. (1989). *Structural Design in Wood*. New York: Springer Science+Business Media.
- [21] Stewart, W. (1987). *The Seismic Design of Plywood Sheated Shear Walls* (tesis doctoral). Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

ANEXO

MEMORIA DE CÁLCULO

DISEÑO DE EDIFICACIÓN N4D1

Anexo

Memoria de cálculo: Diseño de Edificación N4D1

A continuación, se muestra la memoria de cálculo para el diseño de un edificio de apartamentos de madera, con una altura de 4 niveles y una DGA = 1,0, cuyas dimensiones en planta y elevación se observan en la Figura 28.

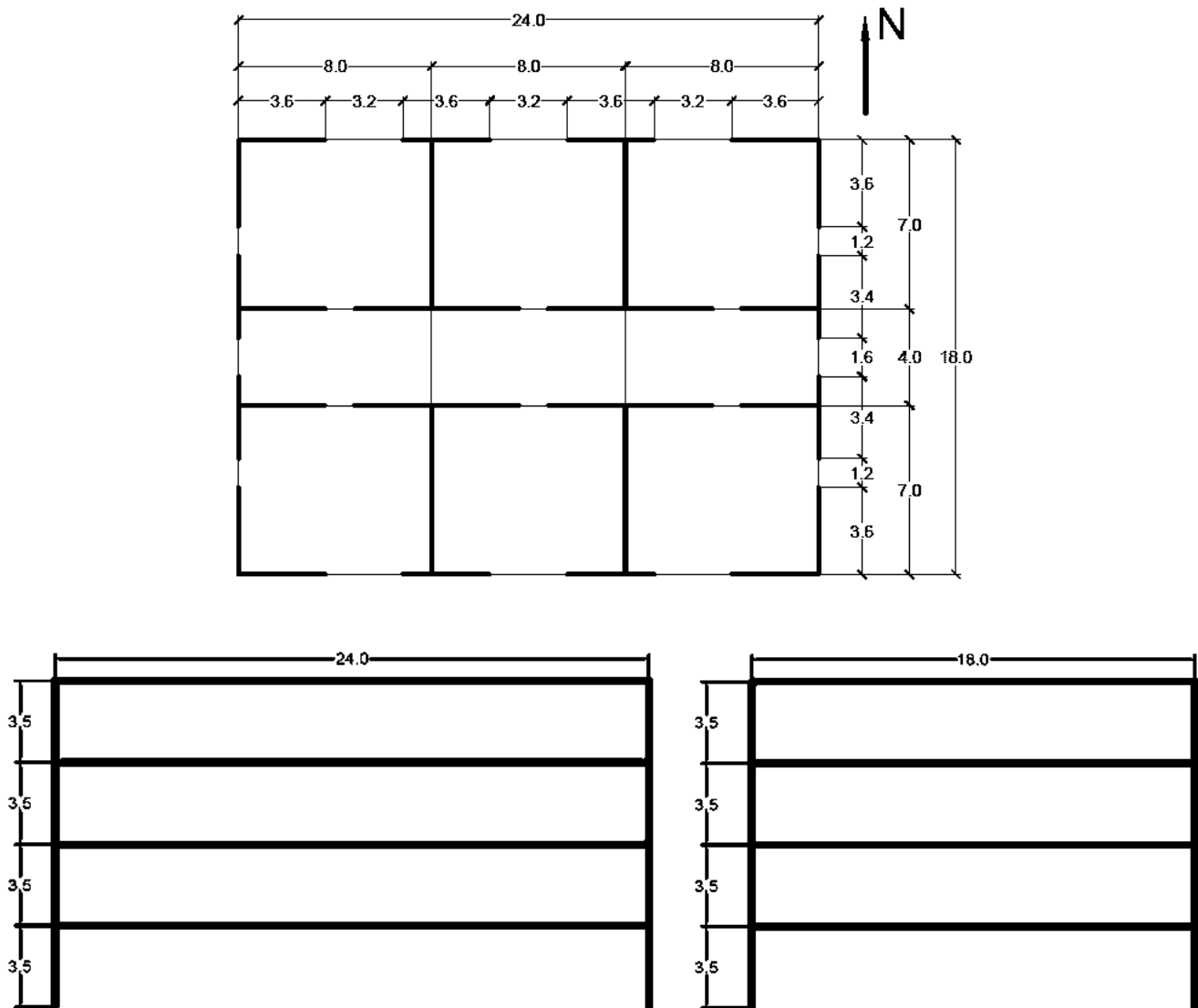


Figura 28. Dimensiones en planta y elevación de la edificación N4D1

Geometría de la edificación

- Largo del edificio $L = 24 \text{ m}$
- Ancho del edificio $W = 18 \text{ m}$
- Área total del edificio $A_T = L \cdot W = 432 \text{ m}^2$

Cargas permanentes azotea

- Cubierta de techo (tejas de madera) $= 0,143 \text{ kN/m}^2$
- Forro de madera contrachapada de 11,9 mm de espesor $= 0,073 \text{ kN/m}^2$
- Viguetas (38 x 140 @ 600 mm) $= 0,066 \text{ kN/m}^2$
- Vigas (146 x 349 @ 2000 mm) $= 0,195 \text{ kN/m}^2$
- Aislante de fibra de vidrio de 25 mm $= 0,050 \text{ kN/m}^2$
- Cielo raso de gypsum de 13 mm $= 0,102 \text{ kN/m}^2$
- Muros estructurales $= 0,132 \text{ kN/m}^2$
- Instalaciones electromecánicas $= 0,100 \text{ kN/m}^2$
- **Total** $\approx 0,869 \text{ kN/m}^2$

Cargas permanentes entrepiso

- Piso de madera de 19 mm de espesor $= 0,095 \text{ kN/m}^2$
- Forro de madera contrachapada de 11.9 mm de espesor $= 0,073 \text{ kN/m}^2$
- Viguetas (38 x 140 @ 600 mm) $= 0,066 \text{ kN/m}^2$
- Vigas (146 x 356 @ 2000 mm) $= 0,198 \text{ kN/m}$
- Muros estructurales $= 0,264 \text{ kN/m}^2$
- Particiones $= 0,166 \text{ kN/m}^2$
- Instalaciones electromecánicas $= 0,100 \text{ kN/m}^2$
- **Total** $\approx 0,975 \text{ kN/m}^2$

Debido a que el uso de la edificación es de tipo residencial, el CSCR-10/14 especifica una carga temporal de $2,0 \text{ kN/m}^2$, de esta manera:

- Carga permanente de la azotea (CP_A) = $0,869 \text{ kN/m}^2$
- Carga permanente del entrepiso (CP_E) = $0,975 \text{ kN/m}^2$
- Carga temporal de la azotea (CT_A) = $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Carga temporal del entrepiso (CT_E) = $2,00 \text{ kN/m}^2$

Cálculo del coeficiente sísmico

- Zona sísmica III
- Tipo de suelo S_3
- Factor Espectral Dinámico $FED = 2,5$
- Factor de Importancia (Normal, tipo D) $I = 1,0$
- Aceleración pico efectiva $a_{ef} = 0,36$
- Factor de Sobrerresistencia $SR = 2,0$
- Ductilidad global asignada $\mu = 1,0$
- Coeficiente sísmico $C = \frac{(2,5) \cdot (1,0) \cdot (0,36)}{(2,0)} = 0,45$ [2]

Estimación del período del primer modo de vibración

Al tratarse de una estructura de madera, se utilizó la ec. (12.8-7) de la norma ASCE 7-16, ya que esta contempla tanto el tipo de material, como la altura de la estructura. De esta manera:

- Parámetros que dependen del sistema estructural de la edificación $C_t = 0,0488$
- $x = 0,75$
- Altura de la estructura $h_n = 14,0 \text{ m}$
- Periodo del primer modo de vibración $T_a = C_t \cdot h_n^x$ [1]
- $T_a = (0,0488) \cdot (14)^{0,75}$
- $T_a = 0,353 \text{ s}$

Cálculo del peso asignado por nivel (W_i)

El CSCR-10/14 especifica que el peso asignado por nivel corresponde a la carga permanente del nivel (CP_i) más una fracción de la carga temporal del nivel (CT_i) (ecuación [4]). Al tratarse de un edificio residencial, esta fracción corresponde a 0,15 CT, excepto para el nivel de la azotea, donde este factor tiene un valor de 0.

$$W_4 = (CP_A + 0 \cdot CT_A) \cdot A_T = (0,869 + 0 \cdot 2) \cdot 432 = 376 \text{ kN}$$

$$W_3 = (CP_E + 0,15 \cdot CT_E) \cdot A_T = (0,975 + 0,15 \cdot 2) \cdot 432 = 551 \text{ kN}$$

$$W_2 = (CP_E + 0,15 \cdot CT_E) \cdot A_T = (0,975 + 0,15 \cdot 2) \cdot 432 = 551 \text{ kN}$$

$$W_1 = (CP_E + 0,15 \cdot CT_E) \cdot A_T = (0,975 + 0,15 \cdot 2) \cdot 432 = 551 \text{ kN}$$

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 2028 \text{ kN}$$

$$h_4 = 14,0 \text{ m}$$

$$h_3 = 10,5 \text{ m}$$

$$h_2 = 7,0 \text{ m}$$

$$h_1 = 3,5 \text{ m}$$

Los valores de W_i presentados anteriormente corresponden al peso asignado para cada nivel, mientras que las alturas, h_i , corresponden a la altura de cada nivel sobre el nivel del terreno.

Cálculo de la fuerza sísmica por nivel (F_i)

Método estático

Conociendo la carga sísmica total por nivel, es posible encontrar la fuerza sísmica que actúa en cada uno de los mismos, utilizando el método estático, expuesto en la sección 7.4 del CSCR 10/14. Para esto, primeramente, es necesario calcular el cortante basal del edificio:

$$V = C \cdot W_T \quad [3]$$

$$V = (0,45) \cdot (2028 \text{ kN})$$

$$V = 913 \text{ kN}$$

Este cortante basal total, se distribuye en los diferentes niveles del edificio, según se muestra a continuación:

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N (W_k h_k)} \quad [5]$$

$$\begin{aligned}\sum_{k=1}^N(W_k h_k) &= W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 + W_4 h_4 \\ &= (551)(3,5) + (551)(7) + (551)(10,5) + (376)(14) \\ &= 16826 \text{ kN} - m\end{aligned}$$

$$F_4 = (913) \frac{(376)(14)}{16826} = 285 \text{ kN}$$

$$F_3 = (913) \frac{(551)(10,5)}{16826} = 314 \text{ kN}$$

$$F_2 = (913) \frac{(551)(7)}{16826} = 209 \text{ kN}$$

$$F_1 = (913) \frac{(551)(3,5)}{16826} = 105 \text{ kN}$$

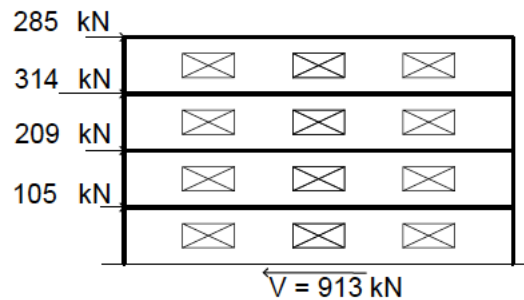


Figura 29. Fuerzas sísmicas en cada nivel. Edificación N4D1 (sentido longitudinal y transversal)

Estas fuerzas en cada uno de los niveles se utilizarán para el diseño de los elementos verticales del sistema sismorresistente (forro y cuerdas de los muros estructurales).

Cálculo de la fuerza sísmica en diafragma (Fd_j)

Por otra parte, para el diseño de los elementos que componen el diafragma (forro, cuerdas y colectores), es necesario calcular la fuerza sísmica en el diafragma, dada por la ecuación [4-9] del CSCR-10/14:

$$Fd_j = \frac{\sum_{i=j}^N(F_i)}{\sum_{i=j}^N(W_i)} W_j \quad [20]$$

$$Fd_4 = \frac{F_4}{W_4} W_4 = \frac{285}{376} (376) = 285 \text{ kN}$$

$$Fd_3 = \frac{F_3+F_4}{W_3+W_4} W_3 = \frac{314+285}{551+376} (551) = 356 \text{ kN}$$

$$Fd_2 = \frac{F_2+F_3+F_4}{W_2+W_3+W_4} W_2 = \frac{105+209+314+285}{551+551+551+376} (551) = 301 \text{ kN}$$

$$Fd_1 = \frac{F_1+F_2+F_3+F_4}{W_1+W_2+W_3+W_4} W_1 = \frac{105+209+314+285}{551+551+551+376} (551) = 248 \text{ kN}$$

Es importante recalcar que, si el entrepiso es rígido, es necesario multiplicar la fuerza Fd_j por el factor incremental $FI = 1,6$, según la Tabla 6.2 del CSCR-10/14. Sin embargo, para el cálculo de las deflexiones se utiliza la fuerza Fd_j calculada para cada diafragma de cada nivel.

Cálculo de la fuerza por viento

Para el cálculo de la fuerza por viento que incide sobre cada nivel, se utilizó el método de la envolvente, expuesto en el capítulo 28 del ASCE 7-16.

Se asumió la edificación como una estructura cerrada, para la cual se determinaron las presiones básicas de diseño para una velocidad del viento de 175 km/h con $TR = 700$ años, lo cual es equivalente a una zona en Costa Rica de velocidad moderada (110 km/h) con un $TR = 50$ años para una estructura con ocupación normal.

Para esto, basándose la Figura 28.5-1 de esta misma norma, es posible interpolar para obtener el valor del factor de ajuste por la altura y el tipo de exposición al viento (en el caso en estudio se asumió una exposición B), así como las presiones básicas de diseño simplificadas, para cada zona de la edificación.

Es importante mencionar que el factor de ajuste por la topografía del terreno se tomó como $k_{zt} = 1,0$, asumiendo que no existen intervenciones topográficas importantes en las cercanías de la edificación, que puedan alterar el flujo del aire.

- Factor de ajuste por altura y exposición $\lambda = 1,13$
- Factor de ajuste por topografía $k_{zt} = 1,0$
- Presión básica de diseño simplificada (zona C) $\rho_{s30} = 0,62 \text{ kN/m}^2$
- Presión básica de diseño $\rho_s = \lambda \cdot K_{zt} \cdot \rho_{s30}$
 $\rho_s = (1,13)(1,0)(0,62)$
 $\rho_s = 0,70 \text{ kN/m}^2$

Por otra parte, la sección 28.5.4 de esta misma norma establece las presiones básicas mínimas para el diseño:

- Presión básica mínima (zonas A y C) $\rho_{s,min} = 0,78 \text{ kN/m}^2$

De esta manera, debido a que la presión mínima establecida por la norma es mayor que la presión básica de diseño calculada previamente, la presión mínima ($\rho_{s,min} = 0,78 \text{ kN/m}^2$) rige para el cálculo de las fuerzas provocadas por el viento sobre la estructura (F_{vi}), por lo que seguidamente se calcula la fuerza total provocada por el viento sobre cada nivel.

Para la determinación de las fuerzas por viento en el sentido transversal, se conoce que la dimensión máxima del edificio es de 24 m de largo, y cada entrepiso tiene un área tributaria correspondiente a la mitad del piso inferior más la mitad del piso superior. Como la diferencia de altura entre todos los niveles es de 3,5 m, entonces:

- Largo de la edificación $L = 24 \text{ m}$
- Altura tributaria azotea $h_{t,A} = 3,5/2 = 1,75 \text{ m}$
- Altura tributaria entrepiso $h_{t,E} = 3,5/2 + 3,5/2 = 3,5 \text{ m}$
- Fuerza del viento en la azotea $F_{v4} = L \cdot h_{t,A} \cdot \rho_{s,min}$
 $F_{v4} = (24 \text{ m}) (1,75 \text{ m}) (0,78 \text{ kN/m}^2)$
 $F_{v4} = 33 \text{ kN}$
- Fuerza del viento en el entrepiso $F_{v1} = F_{v2} = F_{v3} = L \cdot h_{t,E} \cdot \rho_{s,min}$
 $F_{v1} = F_{v2} = F_{v3} = (24) (3,5) (0,78)$
 $F_{v1} = F_{v2} = F_{v3} = 66 \text{ kN}$

El cálculo de las fuerzas en el sentido longitudinal se realiza de la misma manera a la mostrada anteriormente, solamente variando el largo del edificio por el ancho ($W = 18 \text{ m}$), la cual corresponde a la dimensión de la edificación sobre la cual incide el viento en esta dirección. La siguiente figura muestra el resultado de las fuerzas por viento en ambos sentidos.

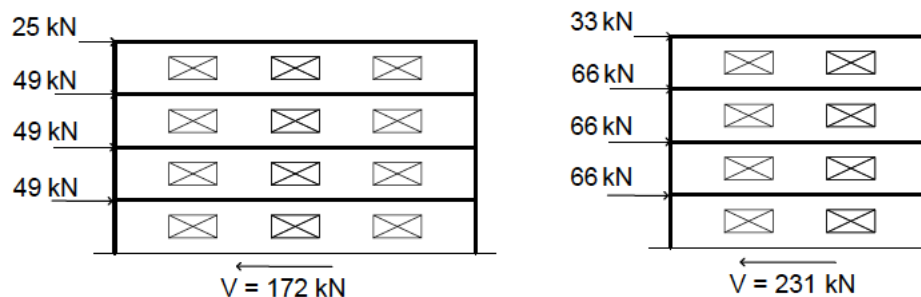


Figura 30. Fuerzas por viento en el sentido transversal (izq.) y longitudinal (der.)

De esta manera, al comparar las fuerzas causadas por sismo (F_i) en cada entrepiso, respecto a las causadas por viento (F_{vi}), se observa que, para ambas direcciones de análisis:

$$F_i > F_{vi}, \forall i = 1, 2, 3, 4$$

Rige sismo

Diseño de viguetas

La Figura 31 muestra la distribución de las vigas y viguetas en el diafragma de entrepiso.

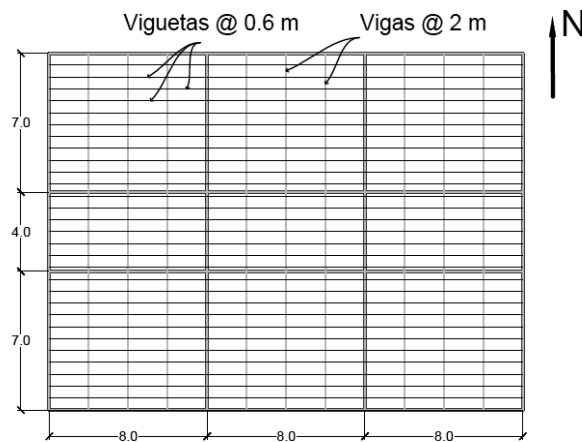


Figura 31. Distribución del sistema de entrepiso

Se estableció un espaciamiento de viguetas de 60 cm, las cuales se encuentran orientadas en sentido E-O, tal como se muestra en la figura anterior. Las viguetas tienen una luz, dada por el espaciamiento entre vigas, de 2 m y fueron modeladas como viguetas simplemente apoyadas. De esta manera, la carga de diseño para cada vigueta se calcula como sigue:

Cargas de diseño

- Largo vigueta $L = 2,0 \text{ m}$
- Ancho tributario $W_t = (0,6/2) + (0,6/2) = 0,6 \text{ m}$
- Carga permanente distribuida $CP = CP_E \cdot W_T + \text{peso propio}$
 $(W_P) = (0,975 \text{ kN/m}^2) (0,6\text{m}) + 0,03 \text{ kN/m (asumido)}$
 $= 0,615 \text{ kN/m}$
- Carga temporal distribuida $CT = CT_E \cdot W_T$
 $(W_T) = (2 \text{ kN/m}^2) (0,6 \text{ m})$

- $= 1,20 \text{ kN/m}$
- Combinaciones últimas de carga $CU1 = 1,4CP = 1,4 (0,615) = 0,861 \text{ kN/m}$
(w_u) $CU2 = 1,2CP + 1,6CT = 1,2 (0,615) + 1,6 (1,20)$
 $= 2,66 \text{ kN/m iRige!}$
 - Cortante requerida $V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{(2,66)*(2)}{2} = 2,66 \text{ kN}$
 - Momento requerido $M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{(2,66)*(2)^2}{8} = 1,33 \text{ kN} - m$
 - Sección escogida (1) 38 x 140 mm

Diseño por flexión

- Módulo de sección $S = 124000 \text{ mm}^3$
- Resistencia en flexión $F_b = 7,50 \text{ MPa}$
- Factor de humedad $C_M = 1,0$ (humedad inferior a 19%)
- Factor de temperatura $C_t = 1,0$ (temperatura inferior a 65°C)
- Factor de estabilidad lateral $C_L = 1,0$ (el ala en compresión se encuentra arriostrada por el forro del diafragma)
- Factor de tamaño $C_F = 1,30$ (Tabla 4A, NDS-2018)
- Factor de uso plano $C_{fu} = 1,0$ (carga es aplicada en la dimensión más corta de la viga)
- Factor de incisión $C_i = 1,0$ (sección no presenta cortes o incisiones)
- Factor de repetición $C_r = 1,15$ (utilizadas como viguetas)
- Factor de conversión $K_F = 2,54$
- Factor de resistencia $\phi = 0,85$
- Factor de duración de carga $\lambda = 0,80$ (rige CU2, uso de ocupación)
- Resistencia a flexión de diseño $F'_b = F_b \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$
 $= (7,50) (1,30) (1,15) (2,54) (0,85) (0,80)$

$$= 19,3 \text{ MPa}$$

- Momento de diseño $M' = F'_b \cdot S = (19,3 \text{ MPa}) (124000 \text{ mm}^3) = 2,4 \text{ kN-m}$
- Comprobación $\dot{M}' > M_u? \rightarrow 2,40 > 1,33 \text{ kN-m} \rightarrow \text{iOK!}$
- Verificación peso propio $w_{p,p} = b \cdot d \cdot \rho = (0,038) (0,140) (5 \text{ kN/m}^3)$
 $= 0,027 \text{ kN/m} < 0,03 \text{ kN/m} \text{ iOK!}$

Diseño por cortante

- Resistencia en cortante $F_v = 0,7 \text{ MPa}$
- Factor de humedad $C_M = 1,0$
- Factor de temperatura $C_t = 1,0$
- Factor de incisión $C_i = 1,0$
- Factor de conversión $K_F = 2,88$
- Factor de resistencia $\phi = 0,75$
- Factor de duración de carga $\lambda = 0,80$ (rige CU2, uso de ocupación)
- Resistencia en cortante de diseño $F'_v = F_v \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_i \cdot C_r \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$
 $= (0,7) (2,88) (0,75) (0,80)$
 $= 1,21 \text{ MPa}$
- Cortante de diseño $V' = \frac{2}{3} b d F'_v = \frac{2}{3} (38) (140) (1,21) = 4,29 \text{ kN}$
- Comprobación $\dot{V}' > V_u? \rightarrow 4,29 > 2,66 \text{ kN} \rightarrow \text{iOK!}$

Deflexión

- Largo viguetas $L = 2,0 \text{ m}$
- Inercia $I = \frac{bd^3}{12} = \frac{(38)(140)^3}{12} = 8,7 \times 10^6 \text{ mm}^4$
- Deflexión admisible CP $\delta_{P_{m\acute{a}x}} = \frac{L}{360} = \frac{2000}{360} = 5,56 \text{ mm}$
- Deflexión admisible total $\delta_{Total_{m\acute{a}x}} = \frac{L}{240} = \frac{2000}{240} = 8,33 \text{ mm}$

- Deflexión carga permanente $\delta_P = \frac{5}{384} \frac{w_P \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(0,615 \frac{kN}{m})(2000)^4}{(9000 \text{ MPa})(8,7 \times 10^6)}$
 $= 1,6 \text{ mm} < \delta_{P_{m\acute{a}x}}$ ¡OK!

- Deflexión carga total $\delta_{Total} = \frac{5}{384} \frac{(w_P + w_T) \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(0,615 + 1,2)(2000)^4}{(9000 \text{ MPa})(8,7 \times 10^6)}$
 $= 4,74 \text{ mm} < \delta_{Total_{m\acute{a}x}}$ ¡OK!

Diseño de vigas

Tal como se muestra en la Figura 31, las vigas del entrepiso y la azotea tienen una separación de 2 m y están ubicadas en el sentido N-S. Debido a que existen vigas colocadas sobre los muros estructurales, la luz máxima de una viga es de 7 m, la cual se diseñará a continuación, para el nivel del entrepiso. Es importante mencionar que estas vigas fueron diseñadas considerando madera laminada (Glulam 24F-1.8E DF).

Cargas de diseño

- Largo viga $L = 7,0 \text{ m}$

- Ancho tributario $W_t = (2/2) + (2/2) = 2,0 \text{ m}$

- Carga permanente distribuida $CP = CP_E \cdot W_T + \text{peso propio}$
 $(w_P) = (0,975 \text{ kN/m}^2) (2 \text{ m}) + 0,3 \text{ kN/m (asumido)}$
 $= 2,25 \text{ kN/m}$

- Carga temporal distribuida $CT = CT_E \cdot W_T$
 $(w_T) = (2,0 \text{ kN/m}^2) (2 \text{ m})$
 $= 4,0 \text{ kN/m}$

- Combinaciones últimas de carga $CU1 = 1,4CP = 1,4 (2,25) = 3,15 \text{ kN/m}$
 $(w_u) \quad CU2 = 1,2CP + 1,6CT = 1,2 (2,25) + 1,6 (4,0)$
 $= 9,1 \text{ kN/m iRige!}$

- Cortante requerida $V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{(9,1) \cdot (7)}{2} = 31,8 \text{ kN}$

- Momento requerido $M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{(9,1) \cdot (7)^2}{8} = 55,7 \text{ kN} - m$

- Sección escogida (1) 140 x 356 mm
Viga laminada tipo 24F-1.8E DF

Diseño por flexión

- Módulo de sección $S = 2,96 \times 10^6 \text{ mm}^3$
- Resistencia en flexión $F_b = 16,55 \text{ MPa}$
- Factor de humedad $C_M = 1,0$
- Factor de temperatura $C_t = 1,0$
- Factor de estabilidad lateral $C_L = 1,0$ (el ala en compresión se encuentra arriostrada por el forro del diafragma)
- Factor de volumen $C_V = \left(\frac{6,4}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{0,3}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{0,13}{b}\right)^{0,1} \leq 1,0$
 $= \left(\frac{6,4}{7}\right)^{0,1} \left(\frac{0,3}{0,355}\right)^{0,1} \left(\frac{0,13}{0,146}\right)^{0,1} = 0,963 \leq 1,0$

Para el cálculo de la resistencia, se utiliza el menor valor entre C_L y C_V . Dado que $C_L = 1,0$ y $C_V = 0,963$, se usa $C_V = 0,963$.

- Factor de uso plano $C_{fu} = 1,0$ (carga es aplicada en el eje fuerte de la viga)
- Factor de curvatura $C_c = 1,0$ (viga no es curva)
- Factor de interacción $C_I = 1,0$ (viga no tiene sección variable)
- Factor de conversión $K_F = 2,54$
- Factor de resistencia $\phi = 0,85$
- Factor de duración de carga $\lambda = 0,80$ (rige CU2, uso de ocupación)
- Resistencia a flexión de diseño $F'_b = F_b \cdot C_M \cdot C_t \cdot (C_L \text{ ó } C_V) \cdot C_{fu} \cdot C_c \cdot C_I \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$
 $= (16,55) (0,963) (2,54) (0,85) (0,80)$
 $= 27,5 \text{ MPa}$
- Momento de diseño $M' = F'_b \cdot S = (27,5 \text{ MPa}) (2,96 \times 10^6 \text{ mm}^3)$
 $= 81,3 \text{ kN-m}$

- Comprobación $\dot{M}' > M_u? \rightarrow 81,3 \text{ kN-m} > 55,7 \text{ kN-m} \rightarrow \text{iOK!}$
- Verificación peso propio $w_{p,p} = b \cdot d \cdot \rho = (0,14) (0,356) (5 \text{ kN/m}^3)$
 $= 0,25 \text{ kN/m} < 0,30 \text{ kN/m} \text{ iOK!}$

Diseño por cortante

- Resistencia en cortante $F_v = 1,8 \text{ MPa}$
- Factor de humedad $C_M = 1,0$
- Factor de temperatura $C_t = 1,0$
- Factor de reducción de cortante $C_{vr} = 1,0$ (es un elemento prismático)
- Factor de conversión $K_F = 2,88$
- Factor de resistencia $\phi = 0,75$
- Factor de duración de carga $\lambda = 0,80$ (rige CU2, uso de ocupación)
- Resistencia a cortante de diseño $F'_v = F_v \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_{vr} \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$
 $= (1,8) (2,88) (0,75) (0,80)$
 $= 3,11 \text{ MPa}$
- Cortante de diseño $V' = \frac{2}{3} b d F'_v = \frac{2}{3} (140) (356) (3,11) = 103,3 \text{ kN}$
- Comprobación $\dot{V}' > V_u? \rightarrow 103,3 \text{ kN} > 31,8 \text{ kN} \rightarrow \text{iOK!}$

Deflexión

- Largo vigas $L = 7,0 \text{ m}$
- Inercia $I = \frac{bd^3}{12} = \frac{(140)(356)^3}{12} = 5,3 \times 10^8 \text{ mm}^4$
- Deflexión admisible CP $\delta_{P_{m\acute{a}x}} = \frac{L}{360} = \frac{7000}{360} = 19,4 \text{ mm}$
- Deflexión admisible total $\delta_{Total_{m\acute{a}x}} = \frac{L}{240} = \frac{7000}{240} = 29,2 \text{ mm}$
- Deflexión carga permanente $\delta_P = \frac{5 w_P \cdot L^4}{384 EI} = \frac{5 (2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}})(7000)^4}{384 (12410 \text{ MPa})(5,3 \times 10^8)}$
 $= 10,7 \text{ mm} < \delta_{P_{m\acute{a}x}} \text{ iOK!}$

- Deflexión carga total

$$\delta_{Total} = \frac{5}{384} \frac{(w_P + w_T) \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(2,25+4)(7000)^4}{(12410 \text{ MPa})(5,3 \times 10^8)}$$
$$= 29,2 \text{ mm} < \delta_{Total_{\max}} \text{ ¡OK!}$$

Diseño de postes nivel 1

- Altura de piso a piso	$h = 3,5 \text{ m}$
- Espaciamiento	$t = 0,6 \text{ m}$
- Ancho tributario	$W_t = (0,6/2) + (0,6/2) = 0,6 \text{ m}$
- Largo tributario	$L_t = (7/2) + (4/2) = 5,5 \text{ m}$
- Área tributaria poste	$A_t = W_t \cdot L_t = (0,6) (5,5) = 3,3 \text{ m}^2$
- Sección	(2) 38 x 184 mm (2 - 3x8")

Esta área tributaria corresponde a un poste ubicado en los muros interiores en el sentido E-O, el cual corresponde al poste más cargado.

Debido a que se muestra el cálculo para el poste del primer nivel, es necesario calcular la carga acumulada de los pisos superiores.

- Carga permanente azotea	$CP_4 = CP_A \cdot A_t = (0,869) (3,3) = 2,87 \text{ kN}$
- Carga temporal azotea	$CT_4 = CT_A \cdot A_t = (2,0) (3,3) = 6,60 \text{ kN}$
- Carga permanente entrepiso	$CP_3 = CP_2 = CP_1 = CP_E \cdot A_t = (0,98)(3,3) = 3,22 \text{ kN}$
- Carga temporal entrepiso	$CT_3 = CT_2 = CT_1 = CT_E \cdot A_t = (2,0) (3,3) = 6,60 \text{ kN}$
- Carga permanente total poste	$CP = CP_4 + CP_3 + CP_2 + CP_1$ $= 2,87 + 3 \cdot 3,22 = 12,52 \text{ kN}$
- Carga temporal total poste	$CT = CT_4 + CT_3 + CT_2 + CT_1$ $= 4 (0,66) = 2,64 \text{ kN}$

Conociendo las cargas permanentes y temporales sin mayorar, es necesario conocer la combinación de carga (gravitacionales y laterales) crítica para el diseño del poste.

La carga lateral está dada por el empuje del viento sobre los postes de los muros externos, o por la carga sísmica que actúa fuera del plano del poste:

- Carga lateral por sismo $CS = W_{\text{poste}} \cdot C = V_{\text{poste}} \cdot \rho \cdot C$
 $= (0,038) (0,184) (3,5) (5 \text{ kN/m}) (0,45)$
 $= 0,06 \text{ kN}$

- Carga lateral por viento $CV = \rho_{s,\text{min}} \cdot t \cdot h = 0,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6 \cdot 3,5$
 $= 1,64 \text{ kN iRige!}$

Para mayorar la carga lateral por viento, rige la combinación última CU7: 1,2CP + CT + CV. Debido a que únicamente se toma en cuenta la fuerza lateral para calcular el momento de diseño, la combinación se reduce a 1,0 CV.

- Momento requerido $M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{\left(\frac{1,64 \text{ kN}}{3,5 \text{ m}}\right) \cdot (3,5)^2}{8} = 0,718 \text{ kN} - m$

Dado que algunas combinaciones de carga están formadas tanto por cargas gravitacionales por laterales, el siguiente cuadro muestra el resultado de cada carga separada para cada combinación, las cuales fueron normalizadas por el factor de duración de carga, λ , para determinar la combinación crítica de diseño.

Para el caso de compresión axial pura, se observa que la CU2 posee la relación P / λ mayor:

CU2: 1,2 CP + 1,6 CT = 1,2 (12,5) + 1,6 (26,4) → $P_u = 57,3 \text{ kN}$

Para el caso de flexocompresión, se puede observar que la CU7 y CU8 tienen simultáneamente la mayor relación P_u / λ y M_u / λ .

CU7: 1,2 CP + CT + CV → $P_u = 41,4 \text{ kN}$, $M_u = 0,718 \text{ kN-m}$

Cuadro 38. Combinaciones de carga para el diseño de postes

	P_u (kN)	M_u (kN-m)	λ	P_u / λ	M_u / λ
CU1	17,5		0,6	29,2	0,0
CU2	57,3		0,8	71,6	0,0
CU3	26,4	0,041	0,8	32,9	0,050
CU4	26,4	0,041	1,0	26,3	0,041
CU5	11,9	0,041	1,0	11,9	0,041
CU6	11,9	0,041	1,0	11,9	0,041
CU7	41,4	0,718	1,0	41,4	0,718
CU8	41,4	0,718	1,0	41,4	0,718

Módulo de elasticidad mínimo

- Módulo de elasticidad $E = 9000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de variación $COV_E = 0,25$ (madera clasificada a mano)
- Factor de rigidez al pandeo $C_T = 1,0$ (no se trata de una cuerda sometida a flexocompresión en una cercha)
- Módulo de elasticidad mínimo $E_{min} = E(1 - 1,645 COV_E)(1,03)/1,66$
 $= (9000)(1 - 1,645 (0,25))(1,03)/1,66$
 $= 3288 \text{ MPa}$
- Módulo de elast. mín. ajustado $E'_{min} = E_{min} \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_i \cdot C_T \cdot K_F \cdot \phi$
 $= (3288) (1,76) (0,85) = 4919 \text{ MPa}$

Diseño por compresión axial pura

Para determinar el esfuerzo de compresión, se considera tanto el caso de falla en la sección crítica (mitad del poste, donde existe el mayor pandeo), como la falla en la sección donde hay agujeros. En este caso se considera un agujero de 25.4 mm en la parte inferior del poste, debido a la reducción de área por la conexión de la cuerda del muro con el anclaje a la fundación. El área neta (A_n) resulta de sustraer el área de los agujeros al área bruta (A).

- Área bruta $A = (2) (38) (184) = 13984 \text{ mm}^2$
- Área neta $A_n = (2) (38) (184-25,4) = 12054 \text{ mm}^2$

Cálculo del factor de estabilidad de columna, C_p

- Longitud poste $\ell = 3,5 \text{ m}$
- Factor K_e $K_e = 1,0$ (simplemente apoyado, Tabla G1, NDS-2018)
- Longitud efectiva $\ell_e = K_e \cdot \ell = (1,0) (3,5) = 3.5 \text{ m}$
- Razón de esbeltez $\ell_e/d = 3,5/0,184 = 19 < 50$ ¡OK! (3.7.1.4, NDS-2018)
- Resistencia a compresión $F_c = 5,60 \text{ MPa}$
- Resistencia a compresión $F_c^* = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$
de diseño, sin CP $= (5,6) (1,0) (1,0) (1,05) (1,0) (2,40) (0,90) (0,80)$

$$= 10,16 \text{ MPa}$$

- Resistencia crítica a pandeo $F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{(\ell_e/d)^2} = \frac{0,822 (4919)}{(19)^2} = 11,2 \text{ MPa}$

$$F_{cE} / F_{c*} = 11,2 / 10,16 = 1,1$$

- Factor de estabilidad $C_p = \frac{1+(F_{cE}/F_{c*})}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1+(F_{cE}/F_{c*})}{2c}\right)^2 - \frac{(F_{cE}/F_{c*})}{c}}$

$$= \frac{1+1,1}{2(0,8)} - \sqrt{\left(\frac{1+1,1}{2(0,8)}\right)^2 - \frac{1,1}{0,8}} = 0,723$$

- Resistencia en compresión $F'_c = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot C_p \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$

de diseño $= (5,6) (1,0) (1,0) (1,05) (1,0) (0,72) (2,40) (0,90) (0,80)$

$$= 7,34 \text{ MPa}$$

$$F'_c = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$$

$$= (5,6) (1,0) (1,0) (1,05) (1,0) (2,40) (0,90) (0,80)$$

$$= 10,16 \text{ MPa}$$

- Carga en compresión $P' = F'_c \cdot A = (7,34 \text{ MPa})(13984 \text{ mm}^2) = 102,6 > 57,3 \text{ kN}$

de diseño $P' = F'_c \cdot A_n = (10,1 \text{ MPa})(12054 \text{ mm}^2) = 122,5 > 57,3 \text{ kN}$

Diseño por flexión

Es necesario revisar el diseño por flexión pura causada solamente por la carga del viento (rige sobre sismo) sobre los postes externos. El ala en compresión se encuentra arriostrada por el forro del muro, por lo que $C_L = 1,0$, además que el factor de repetición $C_r = 1,15$, ya que existen gran cantidad de estos elementos dentro del muro. El factor de tamaño $C_F = 1,20$ para un elemento de $38 \times 184 \text{ mm}$ y el factor de duración tiene un valor de $\lambda = 1,0$, debido a que el viento causó la flexión de diseño por CU7.

- Módulo de sección $S = (2) (214000 \text{ mm}^3) = 428000 \text{ mm}^3$

- Resistencia a flexión $F_f = 7,50 \text{ MPa}$

- Resistencia a flexión de diseño $F'_f = F_f \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$

$$= (7,5) (1,20) (1,15) (2,54) (0,85) (1,0)$$

$$= 22,35 \text{ MPa}$$

- Momento de diseño $M' = F'_f \cdot S = (22,4 \text{ MPa}) (428000) = 9,6 \text{ kN-m}$
- Comprobación $\dot{M}' > M_u? \rightarrow 9,6 > 0,72 \text{ kN-m} \rightarrow \text{iOK!}$

Diseño por flexocompresión

Tal como se comprobó anteriormente, el diseño a flexocompresión es regido por la CU7 ($P_u = 41,4 \text{ kN}$, $M_u = 0,72 \text{ kN-m}$), donde la compresión es generada por las cargas gravitacionales y la flexión por la carga de viento. Se asume que los postes externos se deflectan solamente sobre su eje de mayor inercia, por lo que no poseen flexión biaxial.

Se debe cumplir la ecuación [19] que define el diagrama de interacción para un elemento sometido a flexocompresión en la zona de pandeo crítico (mitad del elemento):

$$\left(\frac{P_u}{P_f}\right)^2 + \frac{1}{1-(P_u/P_E)} \left(\frac{M_u}{M_f}\right) \leq 1.0 \quad [19]$$

- Compresión de diseño $P' = 102,6 \text{ kN}$ (ver diseño por compresión)
- Momento de diseño $M' = 9,6 \text{ kN-m}$ (ver diseño por flexión)
- Carga crítica Euler $P_E = F_{CE} \cdot A = (11,2 \text{ MPa}) (13984 \text{ mm}^2) = 156,6 \text{ kN}$
- Comprobación $\left(\frac{41,4}{102,6}\right)^2 + \frac{1}{1-(41,4/156,6)} \left(\frac{0,72}{9,6}\right) = 0,26 < 1,0 \text{ iOK!}$

Diseño por compresión perpendicular al grano

Al igual que para la compresión paralela, la CU2 también rige el diseño para la compresión perpendicular al grano, que corresponde a la carga que transmite el poste a la solera inferior sobre la cual se apoya.

- Resistencia en compresión $\perp F_{c\perp} = 2,50 \text{ MPa}$
- Factor de aplastamiento $C_b = 1,10$ (Long. de aplastamiento paralelo al grano de 4", Tabla 3.10.4, NDS-2018)
- Resistencia en compresión $\perp F'_{c\perp} = F_{c\perp} \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_i \cdot C_b \cdot KF \cdot \phi$
de diseño $= (2,5) (1,0) (1,0) (1,0) (1,10) (1,67) (0,90)$
 $= 4,13 \text{ MPa}$

- Compresión de diseño $P'_{\perp} = F'_{c\perp} \cdot A = (4,13 \text{ MPa}) (13984 \text{ mm}^2) = 57,8 \text{ kN}$
- Comprobación $\dot{P}'_{\perp} > P_u? \rightarrow 57,8 \text{ kN} < 57,3 \text{ kN} \rightarrow \text{iOK!}$

Diseño de muros estructurales

Diseño del forro de los muros para cargas fuera del plano

De la misma manera a como se determinaron las cargas de sismo y viento para el diseño de los postes, se realiza nuevamente para el diseño del forro de los muros para cargas fuera del plano, suponiendo un forro cuyo espesor es de 15,1 mm.

- Carga lateral por sismo $CS = W_{\text{forro}} \cdot C$
 $= (15,1 \text{ mm}) (0,0062 \text{ kN/m}^2\text{-mm}) (0,45)$
 $= (0,094 \text{ kN/m}^2) (0,45) = 0,042 \text{ kN/m}^2$
- Carga lateral por viento $CV = 0,781 \text{ kN/m}^2 \text{ iRige!}$

Con la verificación anterior, se sabe que la carga por viento rige el diseño del forro del muro para cargas fuera del plano. De la Tabla 3.2.1 de la especificación SDPWS (2015) se obtiene que, para un panel estructural tipo *Sheathing*, con un espesor de 9,5 mm (3/8") y una distancia entre postes de 60 cm, la resistencia nominal del panel es de $w_n = 5,12 \text{ kN/m}^2$.

Es necesario calcular la resistencia para la metodología de diseño LRFD, por lo que:

- Factor de conversión $\phi_b = 0,85$
- Resistencia del forro $w' = w_n \cdot \phi_b = (5,12) (0,85) = 4,35 \text{ kN/m}^2$
- Comprobación $\dot{w}' > CV? \rightarrow 4,35 > 0,781 \text{ kN/m}^2 \text{ iOK!}$

Por lo que se concluye que el espesor mínimo de los forros de los muros es de 9,5 mm (3/8"), ya que puede soportar las cargas de viento incidentes.

Diseño del forro de los muros para cargas laterales

Se mostrará el diseño del forro de madera contrachapada para los muros del primer nivel, tanto en el sentido transversal como longitudinal. Debido a que se desconoce la rigidez del diafragma, se calcularon las fuerzas en los muros al considerarlo tanto como un elemento

rígido, como flexible, por lo que se realizó una envolvente de fuerzas, y se diseñaron los muros de cada nivel para las cargas máximas dadas por esta envolvente. La rigidez del diafragma se verifica más adelante al calcular las deflexiones del diafragma y compararlas con las derivas de cada nivel.

La Figura 29 muestra que la fuerza sísmica que actúa en la base de los muros del primer nivel es igual a la sumatoria de las fuerzas sísmicas de todos los niveles de la edificación. Para el primer nivel, este coincide con el cortante basal, la cual, en este caso, tiene un valor de $V = P_u = 913 \text{ kN}$ para ambos sentidos de carga.

Dado que la rigidez de los muros depende tanto del espesor del forro como del espaciamiento entre clavos, se realiza el diseño para que todos los muros en un mismo sentido tengan la misma configuración en estos aspectos, considerando el muro más esforzado para el diseño en cada dirección. Por esta razón, todas las rigideces unitarias de los muros, al analizar un mismo sentido de carga, son iguales, por lo que la rigidez total del muro depende solamente del largo del mismo.

De esta manera, al modelar la estructura en el software Etabs, se obtienen las reacciones en cada uno de los ejes de resistencia, al considerar un diafragma rígido. Las reacciones al considerar el diafragma flexible se obtuvieron por medio del área tributaria de cada uno de los ejes. Así, en la siguiente figura se muestra en negrita la mayor de estas dos fuerzas que conforman la envolvente de carga, con la cual se realiza el diseño de los muros estructurales, mostrada en la Figura 32.

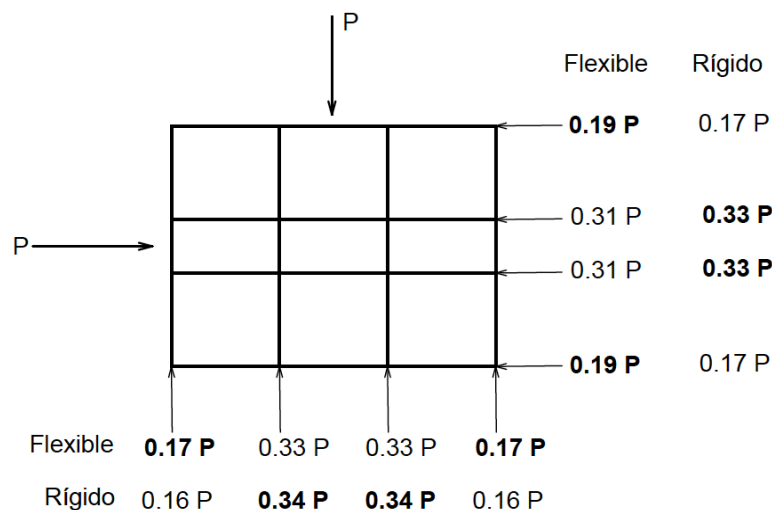


Figura 32. Reacciones en muros

Debido a que solamente se diseñará el muro más esforzado en cada sentido de carga, de la figura anterior se puede concluir que, en el sentido transversal, se diseñarán todos los muros para una carga de 0.34 P, mientras que los muros localizados en el sentido longitudinal, soportarán una carga de 0.33 P. El Cuadro 39 muestra la distribución de cargas en los muros según las reacciones anteriores.

Cuadro 39. Distribución de fuerza sísmica en muros

<i>Dirección</i>	<i>Nivel</i>	<i>P (kN)</i>	<i>P externo (kN)</i>	<i>P interno (kN)</i>	<i>v_u externo (kN/m)</i>	<i>v_u interno (kN/m)</i>
Transversal	4	285	48	97	3,56	6,98
	3	599	102	204	7,48	14,67
	2	808	137	275	10,09	19,79
	1	913	155	310	11,40	22,2
Longitudinal	4	285	54	94	3,73	4,96
	3	599	114	198	7,84	10,41
	2	808	154	267	10,58	14,05
	1	913	173	301	11,95	15,87

De la Figura 28 se puede determinar que, para el sentido transversal, las longitudes de los muros son de 14 m, tanto para los muros externos ($L_{e,T}$) para los internos ($L_{i,T}$). Como se realiza el diseño por nivel al considerar el muro más esforzado por sentido de carga, se calcula el cortante unitario máximo en los muros y se diseñan todos los muros para ese sentido de análisis, considerando la mayor fuerza unitaria obtenida.

- Fuerza sísmica de diseño $P_u = 913 \text{ kN}$ (dada por CU3 = 1.0 CS)
- Long. muros transversales $L_{e,T} = 14 \text{ m}$
- Fuerza muros externos $P_{e,T} = 0,17 P_u = (0,17)(913) = 155 \text{ kN}$
- Cortante unitaria externa $v_{e,T} = \frac{P_{u,e,T}}{L_{e,T}} = \frac{155 \text{ kN}}{14 \text{ m}} = 11,1 \text{ kN/m}$
- Fuerza muros internos $P_{i,T} = 0,34 P_u = (0,34)(913) = 310 \text{ kN}$
- Cortante unitaria interna $v_{i,T} = \frac{P_{u,i,T}}{L_{i,T}} = \frac{310 \text{ kN}}{14 \text{ m}} = \mathbf{22,2 \text{ kN/m}}$

De lo anterior, se puede concluir que la fuerza unitaria de diseño para el forro de madera contrachapada para los muros transversales es de 22,2 kN/m.

Se realiza un procedimiento análogo para los muros en el sentido longitudinal, donde los muros externos tienen una longitud $L_{e,L} = 14,4$ m y los internos $L_{i,L} = 20,4$ m.

- Fuerza sísmica de diseño $P_u = 913$ kN (dada por CU3 = 1,0 CS)
- Fuerza muros externos $P_{e,L} = 0,19 P_u = (0,19)(913) = 173$ kN
- Cortante unitaria externa $v_{e,L} = \frac{P_{e,T}}{L_{e,T}} = \frac{173 \text{ ton}}{14,4 \text{ m}} = 12$ kN/m
- Fuerza muros internos $P_{i,L} = 0,33 P_u = (0,33)(913) = 301$ kN
- Cortante unitaria interna $v_{i,L} = \frac{P_{i,T}}{L_{i,T}} = \frac{301 \text{ kN}}{20,4 \text{ m}} = \mathbf{15,0}$ kN/m

Así, los muros longitudinales se diseñan para una fuerza cortante unitaria de 15,0 kN/m.

Ya que la metodología de diseño de los muros estructurales se realizó considerando muros segmentados, es importante verificar primero la relación de aspecto de cada segmento. Según la sección 4.3.5.1 de la especificación SDPWS (2015), la altura del segmento de muro corresponde a la altura desde la parte superior del marco estructural del piso inferior hasta la parte inferior del marco del entrepiso superior. Para este análisis, se tomará de manera conservadora la altura entre niveles de la edificación.

- Razón de aspecto admisible, $h/b_s = 2$ (Tabla 4.3.4 SDPWS, 2015)
muros sin entramado
- Altura entre niveles $h = 3,5$ m
- Segmento de menor longitud $b_s = 3,4$ m (Figura 28)
- Relación de aspecto $h/b_s = 3,5 / 3,4 = 1,03 < 2,0$ ¡OK!

Por otra parte, la Tabla 11.6 del CSCR-10/14 establece una relación $h/b_s < 3,5$ como máximo para paneles estructurales de madera, con una reducción de capacidad a partir de $h/b_s > 2$; además, especifica que si la relación de aspecto es superior a 1,5, el muro se debe entramar. Tal como se comprobó anteriormente, como la relación de aspecto máxima de los muros tiene un valor de 1,03, se utilizan muros sin entramar y no se realiza ninguna reducción de capacidad según el CSCR-10/14 ni el SDPWS (2015).

El forro de madera contrachapada de los muros es el elemento encargado de transmitir las fuerzas cortantes laterales inducidas por el sismo hacia el marco del muro, el cual lo transmite a la fundación. Por esta razón, en el Anexo C se presentan las resistencias nominales para

paneles estructurales de madera tipo *Sheathing* (y otros tipos), según el espesor del forro, así como el tipo de clavos, su espaciamiento y su penetración mínima en el elemento de soporte (postes y cuerdas del muro, en este caso).

Es importante mencionar que esta tabla está calculada utilizando madera del tipo *Douglas-Fir-Larch* ó Pino del Sur, por lo que es necesario multiplicar la resistencia nominal obtenida por un Factor de Ajuste de Gravedad Específica (SGAF, por sus siglas en inglés) debido a que se está utilizando madera de pino radiata ($G = 0,48$) para el diseño de la estructura:

$$SGAF = (1 - (0,5 - G))$$

$$SGAF = (1 - (0,5 - 0,48))$$

$$SGAF = 0,98$$

Para el diseño de los muros se considera que cada uno está forrado con la misma configuración de espesor de forro y espaciamiento de clavos por ambos lados, por lo que la demanda unitaria de cortante por cada lado del forro corresponde a la mitad del cortante unitario total:

- Cortante unitario sentido transversal $v_{u,T} = 22,2 \text{ kN/m}$

- Cortante por forro $v_u = (22,2 / 2) = 11,1 \text{ kN/m}$

Según la Tabla 4.3A, un panel estructural tipo *Sheathing* de 9,5 mm con clavos 6d, espaciados cada 5 cm, con una penetración mínima de 32 mm provee una resistencia nominal al cortante de 15,1 kN/m (1020 plf), por lo que al multiplicar por los factores de ajuste para LRFD ($\phi_D = 0,80$) y SGAF, calculados previamente, se tiene:

$$v' = (15,1 \text{ kN/m}) (0,80) (0,98) = 11,8 \text{ kN/m} > v_u = 11,1 \text{ kN/m} \text{ ¡OK!}$$

Para el sentido longitudinal, se realiza un procedimiento similar:

- Cortante unitaria sentido longitudinal $v_{u,L} = 15,9 \text{ kN/m}$

- Cortante por forro $v_{u,diseño} = (15,9 / 2) = 7,94 \text{ kN/m}$

Según la misma tabla, un panel estructural tipo *Sheathing* de 9,5 mm con clavos 6d, espaciados cada 7,5 cm, con una penetración mínima de 32 mm provee una resistencia nominal al cortante de 11,61 kN/m (780 plf):

$$v' = (11,61 \text{ kN/m}) (0,80) (0,98) = 9,10 \text{ kN/m} > v_u = 7,94 \text{ kN/m} \text{ ¡OK!}$$

Estos espesores de forro estructural son mayores que el espesor mínimo calculado previamente para cargas fuera del plano (9.5 mm), por lo que el forro es adecuado para soportar tanto las cargas del muro fuera del plano, como las cargas laterales sobre su mismo plano.

Diseño de las cuerdas del muro

Al considerar la metodología de diseño por muros segmentados, se asume que las zonas del muro donde existen aberturas no resisten carga lateral, por lo que solamente los segmentos con altura completa trabajan para resistir esta fuerza. Por esta razón, las cuerdas del muro corresponden a los elementos que resisten tensión y compresión en los extremos de cada segmento de muro, y son los elementos que se deben anclar al piso para evitar el volcamiento del muro.

Diseño por tensión

La ecuación [11-13] del CSCR-10/14 expresa que las cuerdas del muro en tracción deben estar ancladas directamente al cimiento y se deben diseñar para la siguiente carga:

$$F_{u,t} = v_u h$$

De esta manera, la fuerza por tensión máxima que soportan las cuerdas de los segmentos de los muros en ambos sentidos se calcula de la siguiente manera:

- Tensión cuerda sentido transversal $T_{u,T} = v_{u,T} \cdot h = (22,2 \text{ kN/m}) \cdot 3,5 \text{ m}$
 $= 78,2 \text{ kN}$ ¡Rige!
- Tensión cuerda sentido longitudinal $T_{u,L} = v_{u,L} \cdot h = (15 \text{ kN/m}) \cdot 3,5 \text{ m}$
 $= 53,0 \text{ kN}$

Considerando que las cuerdas normalmente son utilizadas como postes dobles, se calcula la tensión máxima que recibe la cuerda al analizar cada sentido de carga y se utiliza esta fuerza de diseño para todas las cuerdas del nivel. Debido a que el diseño es regido por la CU3: 1,0CS, el factor de duración de carga $\lambda = 1,0$ y la fuerza cortante unitaria obtenida anteriormente ya se encuentra mayorada.

- Sección $(2) 38 \times 184 \text{ mm } (2 - 3 \times 8'')$
- Área $A = (2) (6992) = 13984 \text{ mm}^2$
- Resistencia a tensión $F_t = 4,50 \text{ MPa}$
- Resistencia a tensión de diseño $F'_t = F_t \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$
 $= (4,5) (1,0) (1,0) (1,20) (1,0) (2,70) (0,80) (1,0)$
 $= 11,7 \text{ MPa}$
- Tensión de diseño $T' = F'_t \cdot A = (11,7 \text{ MPa}) (13984 \text{ mm}^2) = 163,6 \text{ kN}$
- Comprobación $\dot{z}T' > T_u? \rightarrow 163,6 \text{ kN} > 78,2 \text{ kN} \text{ ¡OK!}$

De esta manera, como la sección de madera es capaz de soportar las cargas de tensión, no es necesario colocar barras de acero a lo largo de las cuerdas de los muros para soportarla.

Diseño del anclaje a tensión para cuerda

Utilizando un anclaje a la fundación del catálogo de la empresa Simpson Strong-Tie® del tipo HDU4 (solo para esta edificación), se calcula el número de anclajes por cuerda:

- Capacidad nominal a tensión $T_n = 20,7 \text{ kN}$
- Factor de ajuste LRFD $\phi = 1,4$
- Capacidad del anclaje $T' = T_n \cdot \phi = (20,7) (1,4) = 29,0 \text{ kN}$
- Tensión máxima cuerda $T_{u,T} = 78,2 \text{ kN}$
- Cantidad de anclajes / cuerda $\# = T_{u,T} / T' = 78,2 / 29,0 = 3 > 2 \text{ ¡No cumple!}$

Para el caso particular de la edificación N4D1, la tensión máxima en las cuerdas de los muros del primer nivel es necesario utilizar 3 anclajes por cuerda, lo cual no es posible debido a que solo existen dos lados de la cuerda que permiten conectarla a la solera inferior. Por esta razón, solamente para los muros internos en el sentido transversal (M6), es necesario utilizar un anclaje tipo HDU8, el cual tiene una mayor capacidad. De esta manera:

- Capacidad nominal a tensión $T_n = 30,7 \text{ kN}$
- Factor de ajuste LRFD $\phi = 1,4$
- Capacidad del anclaje $T' = T_n \cdot \phi = (30,7) (1,4) = 43,0 \text{ kN}$

- Tensión máxima cuerda $T_{u,T} = 78,2 \text{ kN}$
- Cantidad de anclajes / cuerda $\# = T_{u,T} / T' = 78,2 / 43,0 = 2 \text{ ¡OK!}$

De esta manera, si la tensión última en la cuerda es inferior a 29,0 kN, se necesita solamente un anclaje tipo HDU4 por cuerda, mientras que si es menor a 58,0 kN, se necesitan dos HDU4. En la columna 6 ($T_u = v_u \cdot h$) del Cuadro 40 se observa que todas las tensiones de las cuerdas son inferiores a 58 kN, por lo que se concluye que todas las cuerdas del primer nivel necesitan un anclaje tipo HDU4 a ambos lados, exceptuando el muro M6, el cual necesita dos HDU8. La Figura 13 muestra la conexión de un único anclaje HDU4 a la cuerda de un muro. En este catálogo se especifica que debe ser conectado por medio de un perno de 16 mm de diámetro a la fundación, y por medio de 10 tornillos del tipo SDS de 6.4 mm x 63.5 mm de este mismo catálogo.

Diseño por compresión

Las ecuaciones [11-11] y [11-12] del CSCR-10/14 expresa que las cuerdas del muro en compresión se deben diseñar para la siguientes cargas:

$$F_{u,c} = 0,67 v_u h \text{ para forros de un solo lado, o,}$$

$$F_{u,c} = 0,75 v_u h \text{ para forros por ambos lados}$$

Sin embargo, para el diseño de las edificaciones de esta investigación se está considerando que la fuerza en compresión de la cuerda tiene la misma magnitud de la fuerza en tensión ($T_u = v_u \cdot h$) más la carga en compresión que recibe directamente la cuerda debido a las cargas gravitacionales de los pisos superiores. Así que, el Cuadro 40 muestra las cargas permanentes, temporales y las combinaciones de carga para la determinación de la fuerza de compresión crítica para las cuerdas de los muros del primer nivel.

Cuadro 40. Fuerza en compresión cuerdas

Muro	Longitud b (m)	Ancho tributario (m)	CP cuerda (kN)	CT cuerda (kN)	CS ($v_u \cdot h$) (kN)	CU1 (kN)	CU2 (kN)	CU3 (kN)	CU5 (kN)
M1	3,6	3,5	8,0	16,8	41,8	11,2	36,4	58,6	49,4
M2	6,8	5,5	12,5	26,4	55,6	17,5	57,3	81,9	67,5
M3	3,4	5,5	12,5	26,4	55,6	17,5	57,3	81,9	67,5
M4	3,6	1,0	2,3	4,8	39,9	3,2	10,4	44,7	42,1
M5	3,4	1,0	2,3	4,8	39,9	3,2	10,4	44,7	42,1
M6	7,0	1,0	2,3	4,8	78,2	3,2	10,4	83,0	80,4

De esta forma, se observa en el cuadro anterior, que los muros internos en el sentido transversal (M6) son los que rigen el diseño a compresión de las cuerdas del primer nivel, con una fuerza de diseño $C_u = 83$ kN. Esquemáticamente se puede observar en la Figura 33.

Previamente se calcularon las cargas permanentes y temporales sin mayorar para los postes del primer nivel (ver diseño de postes). Las cuerdas reciben la misma carga gravitacional que los postes, además de la carga sísmica. De esta manera, la carga a compresión de diseño para las cuerdas del primer nivel es:

$$CP = 2,3 \text{ kN}$$

$$CT = 4,8 \text{ kN}$$

$$CS = v_{u,T} \cdot h = 22,2 \cdot 3,5 \text{ kN} = 78,2 \text{ kN}$$

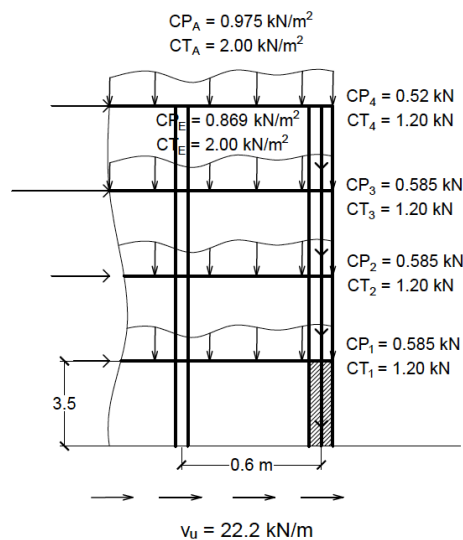


Figura 33. Cargas sobre cuerda del muro nivel 1

$$CU1 = 1,4 CP = 1,4 (2,3) = 3,2 \text{ kN}$$

$$CU2 = 1,2 CP + 1,6 CT = 1,2 (2,3) + 1,6 (4,8) = 10,4 \text{ kN}$$

$$CU3 = 1,05 CP + 0,5 CT + CS = 1,05 (2,3) + 0,5 (4,8) + 78,2 = \mathbf{83,0 \text{ kN}}$$
 ¡Rige!

$$CU5 = 0,95 CP + CS = 0,95 (2,3) + 78,2 = 80,4 \text{ kN}$$

Cabe destacar que las combinaciones CU4 y CU6 fueron descartadas por inspección debido a que restan la carga sísmica, lo cual disminuiría la carga en compresión; así como la CU7 y CU8 las cuales son cargas de viento, y se comprobó en el cálculo de las fuerzas que la carga sísmica rige sobre la de viento. Así que, se muestra el diseño a compresión para la cuerda del primer nivel a partir de la carga calculada.

- Sección $(2) 38 \times 184 \text{ mm}$ (2- 2x8")

Cálculo del factor de estabilidad de columna, C_p

- Longitud cuerda $\ell = 3,5 \text{ m}$

- Factor K_e $K_e = 1,0$ (simplemente apoyado, Tabla G1, NDS-2018)

- Longitud efectiva $\ell_e = K_e \cdot \ell = (1,0) (3,5) = 3,5 \text{ m}$

- Razón de esbeltez $\ell_e/d = 3,5/0,184 = 19 < 50$ ¡OK! (3.7.1.4, NDS-2018)

- Resistencia a compresión $F_c = 5,60 \text{ MPa}$

- Resistencia a compresión $F_c^* = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$

de diseño, sin CP $= (5,6) (1,0) (1,0) (1,05) (1,0) (2,40) (0,90) (1,0)$
 $= 12,7 \text{ MPa}$

- Resistencia crítica a pandeo $F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{(\ell_e/d)^2} = \frac{0,822 (4919)}{(19)^2} = 11,2 \text{ MPa}$

$$F_{cE} / F_c^* = 11,2 / 12,7 = 0,88$$

- Factor de estabilidad $C_p = \frac{1+0,88}{2(0,8)} - \sqrt{\left(\frac{1+0,88}{2(0,8)}\right)^2 - \frac{0,88}{0,8}} = 0,645$

- Resistencia a compresión $F'_c = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot C_p \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$

de diseño $= (5,6)(1,0)(1,0)(1,05)(1,0)(0,645)(2,40)(0,90)(1,0)$
 $= 8,19 \text{ MPa}$

$$F'_c = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$$

$$= (5,6) (1,0) (1,0) (1,05) (1,0) (2,40) (0,90) (1,0)$$

$$= 12,7 \text{ MPa}$$

- Compresión de diseño $P' = F'_c \cdot A = (8,19 \text{ MPa}) (13984 \text{ mm}^2) = 114 > 83,0 \text{ kN}$

$$P' = F'_c \cdot A_n = (12,7 \text{ MPa}) (12054 \text{ mm}^2) = 153 > 83,0 \text{ kN}$$

Diseño por compresión perpendicular al grano

- Resistencia a compresión \perp $F_{c\perp} = 2,50 \text{ MPa}$

- Resistencia a compresión \perp de diseño $F'_{c\perp} = F_{c\perp} \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_i \cdot C_b \cdot K_F \cdot \phi$

$$= (2,5) (1,0) (1,0) (1,0) (1,0) (1,67) (0,90)$$

$$= 3,76 \text{ MPa}$$

- Compresión \perp de diseño $P'_{\perp} = F'_{c\perp} \cdot A = (3,76 \text{ MPa}) (13984 \text{ mm}^2) = 52,6 \text{ kN}$

- Comprobación $\dot{?} P'_{\perp} > P_u? \rightarrow 52,6 \text{ kN} < 83,0 \text{ kN} \rightarrow \text{iNo Cumple!}$

Debido a que con dos postes de 38 x 184 mm, se cumple el diseño de todos los esfuerzos sobre el elemento menos el de compresión perpendicular, se opta por colocar una placa de acero en el contacto con la solera inferior de las cuerdas de los muros del primer nivel para la edificación N4D1, con el fin de aumentar el área de aplastamiento y disminuir el esfuerzo sobre este.

Colocando una placa de 120 mm x 184 mm x 6 mm bajo las cuerdas de cada muro, se tiene:

- Área placa $A_{\text{placa}} = 12 \cdot 18,4 = 220,8 \text{ cm}^2 = 22080 \text{ mm}^2$

- Compresión con placa $P'_{\perp} = F'_{c\perp} \cdot A = (3,76 \text{ MPa}) (22080 \text{ mm}^2) = 83,0 \text{ kN}$

- Comprobación $\dot{?} P'_{\perp} > P_u? \rightarrow 83,0 \text{ kN} = 83,0 \text{ kN} \rightarrow \text{iOK!}$

De esta manera, colocando una placa de acero de 120 x 184 x 6 mm bajo las cuerdas del primer nivel de la edificación N4D1, se cumple la resistencia por compresión perpendicular por aplastamiento de las cuerdas sobre la solera inferior.

Diseño del anclaje muro – fundación por cortante

Para distribuir la fuerza cortante desde la base de cada muro hasta la fundación, se escogió utilizar pernos de 19,1 mm a lo largo de cada segmento de muro. De esta manera, a partir de la Tabla 12E de la norma NDS (2018), se obtiene la capacidad nominal de un perno con este diámetro, embebido más de 153 mm en concreto con un f'_c mínimo de 17 MPa (miembro principal, t_m) y unido a un miembro secundario (solera inferior) con un espesor mínimo de $t_s = 38,1$ mm:

- Capacidad nominal perno	$Z_{ } = 5,6$ kN (1230 lb)
- Factor de humedad	$C_M = 1,0$
- Factor de temperatura	$C_t = 1,0$
- Factor de grupo	$C_g = 1,0$ (se asume como 1,0 debido a que los conectores no se encuentran cerca entre sí)
- Factor de geometría	$C_{\Delta} = 1,0$ (se asume que todos los espaciamientos mínimos cumplen)
- Factor de cara extrema	$C_{eg} = 1,0$ (conector no está en la cara extrema del elemento)
- Factor de diafragma	$C_{di} = 1,0$ (no es un diafragma)
- Factor de clavo inclinado	$C_{tn} = 1,0$ (no se utilizan clavos inclinados)
- Factor de conversión	$K_F = 3,32$
- Factor de resistencia	$\phi = 0,65$
- Factor de duración de carga	$\lambda = 1,0$ (rige CU5)
- Resistencia a cortante de diseño	$Z' = Z \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{\Delta} \cdot C_{eg} \cdot C_{di} \cdot C_{tn} \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda$ $= (5,6) (3,32) (0,65)$ $= 12,1$ kN

El Cuadro 41 muestra la cantidad de conectores que se requieren en cada segmento de muro para resistir la fuerza cortante en la base.

Cuadro 41. Cantidad de conectores muro – fundación

Muro	Longitud L (m)	CS ($v_u \cdot h$) (kN)	V (kN)	# Conectores / muro	@ (m)
M1	3,60	4183,8	4303,4	4	1,00
M2	6,80	5557,2	10796,8	9	0,78
M3	3,40	5557,2	5398,4	5	0,70
M4	3,60	3992,2	4106,3	4	1,00
M5	3,40	3992,2	3878,1	4	0,93
M6	7,00	7824,8	15649,6	13	0,53

La sección 2308.3.1 del IBC (2015) especifica un diámetro mínimo de conectores de 12,7 mm, espaciados una distancia máxima de 1,8 m entre estos, donde el conector más cercano al extremo del muro, se debe colocar entre 10 y 30 cm del extremo y deben estar embebidos una distancia mínima de 178 mm en el concreto. Seguidamente se muestra el cálculo de la cantidad de conectores y el espaciamiento entre estos para el muro M6:

- Cantidad de conectores # = $V / Z' = 15650 \text{ kN} / 1204 \text{ kN} \approx 13$

- Espaciamiento @ = $\frac{L-30 \text{ cm}-30 \text{ cm}}{\#-1} = \frac{(700 \text{ cm})-30 \text{ cm}-30 \text{ cm}}{13-1} = 53 \text{ cm}$

Del cuadro anterior, se observa que todos los espaciamentos entre conectores cumplen con los espaciamentos máximos mencionados anteriormente.

Diseño de diafragmas

Diseño del forro del diafragma para cargas fuera del plano

Para el diseño del forro del diafragma se utiliza la Tabla 1a de la referencia [5], mediante la cual se obtienen las resistencias a flexión, cortante y deflexiones admisibles, dependiendo del espesor del panel y el espaciamento entre los soportes. Así que, para un espesor de 11.9 mm y viguetas espaciadas a cada 60 cm, se tienen las siguientes resistencias nominales de diseño:

- Deflexión carga temporal $L/360 = 2,64 \text{ kN/m}^2$

- Deflexión carga total $L/240 = 3,95 \text{ kN/m}^2$

- Flexión admisible $f'_b = 3,8 \text{ kN/m}^2 \cdot K_F \cdot \phi_f \cdot \lambda = (3,8)(2,54)(0,85)(0,8)$
 $= 6,49 \text{ kN/m}^2$

- Cortante admisible $f'_v = 8,7 \text{ kN/m}^2 \cdot K_F \cdot \phi_v \cdot \lambda = (8,7)(2,88)(0,75)(0,8)$
 $= 15,01 \text{ kN/m}^2$

Es importante mencionar que la flexión y cortante se multiplicaron por los factores correspondientes para evaluarlo según el método LRFD, con las cargas permanentes y temporales mayoradas. Las deflexiones, por ser cargas de servicio, no se mayoran:

- Carga permanente entrepiso $CP = 0,975 \text{ kN/m}^2$
- Carga temporal entrepiso $CT = 2,0 \text{ kN/m}^2 < L/360 = 2,64 \text{ kN/m}^2$ ¡OK!
- Carga total $CP + CT = 0,975 + 2,0$
 $= 2,975 < L/240 = 3,95 \text{ kN/m}^2$ ¡OK!
- Carga mayorada de diseño $CU2 = 1,2 (0,975) + 1,6 (2,0)$
 $= 4,37 \text{ kN/m}^2 < (f'_b \text{ ó } f'_v) = 6,49 \text{ kN/m}^2$ ¡OK!

Así que, para el diseño del diafragma se utiliza un forro con un espesor mínimo de 11,9 mm con soportes a cada 60 cm, ya que es adecuado para soportar tanto las cargas gravitacionales mayoradas como las deflexiones admisibles.

Diseño del forro de diafragmas para cargas laterales

Tal como se mencionó anteriormente, el diseño de los diafragmas se realiza suponiéndolos inicialmente como elementos rígidos, por lo que el CSCR-10/14 expone que las fuerzas de diseño deben ser multiplicadas por un factor incremental $FI = 1,6$. Así que, las fuerzas de diseño para los diafragmas analizados se obtienen al multiplicar las fuerzas sísmicas Fd_j , calculadas previamente, por este factor:

- Fuerza diafragma 4 nivel $Fd_{4,u} = Fd_4 \cdot 1,6 = (285 \text{ kN}) (1,6) = 456 \text{ kN}$
- Fuerza diafragma 3 nivel $Fd_{3,u} = Fd_4 \cdot 1,6 = (356 \text{ kN}) (1,6) = 570 \text{ kN}$
- Fuerza diafragma 2 nivel $Fd_{2,u} = Fd_4 \cdot 1,6 = (301 \text{ kN}) (1,6) = 482 \text{ kN}$
- Fuerza diafragma 1 nivel $Fd_{1,u} = Fd_4 \cdot 1,6 = (248 \text{ kN}) (1,6) = 397 \text{ kN}$

De la Figura 32 se obtiene el porcentaje de carga que reciben los muros (R_m) en los cuales se apoyan los diafragmas, ya que con esta reacción se obtiene las fuerzas cortantes unitarias de

diseño del diafragma, las cuales se muestran en el Cuadro 42. La Figura 34 muestra las fuerzas cortantes calculadas para los subdiafragmas del primer nivel.

Cuadro 42. Fuerzas sísmicas en diafragmas

<i>Nivel</i>	$F_{d,j,u}$ (kN)	w_u (kN/m)	$R_{m,ext}$ (kN)	$R_{m,int}$ (kN)	$v_{u,ext}$ (kN/m)	$v_{u,int}$ (kN/m)
<i>Dirección transversal</i>						
4	456,1	19,0	77,5	155,1	4,3	8,6
3	569,8	23,7	96,9	193,7	5,4	10,8
2	482,1	20,1	82,0	163,9	4,6	9,1
1	396,6	16,5	67,4	134,8	3,7	7,5
<i>Dirección longitudinal</i>						
4	456,1	25,3	86,7	150,5	3,6	6,3
3	569,8	31,7	108,3	188,0	4,5	7,8
2	482,1	26,8	91,6	159,1	3,8	6,6
1	396,6	22,0	75,3	130,9	3,1	5,5

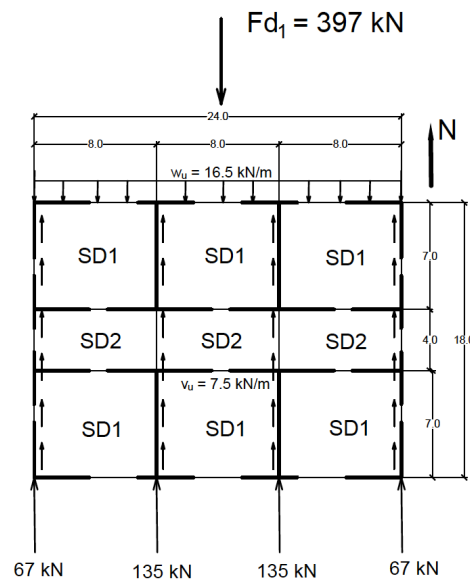


Figura 34. Fuerzas en diafragma

Con la información anterior, se muestra el cálculo de las cargas distribuidas, reacciones y fuerzas cortantes para el diafragma del primer nivel en el sentido transversal:

- Fuerza sísmica distribuida $w_u = Fd_{1,u} / L = 397 \text{ kN} / 24 \text{ m} = 16,5 \text{ kN/m}$
- Reacción muros externos $R_{m,ext,1} = 0,17 \cdot P = 0,17 \cdot Fd_{1,u} = (0,17)(397) = 67 \text{ kN}$
- Reacción muros internos $R_{m,int,1} = 0,34 \cdot P = 0,34 \cdot Fd_{1,u} = (0,34)(397) = 135 \text{ kN}$
- Fuerza cortante distribuida $v_{u,int} = R_{m,int,1} / W = 135 \text{ kN} / 18 \text{ m}$
 $= 7,5 \text{ kN/m}$

Antes de realizar el diseño del diafragma, es necesario verificar la relación de aspecto para los subdiafragmas y el diafragma total. Tanto el CSCR-10/14 como el SDPWS (2015) limitan la relación de aspecto a $L/W = 3$ para diafragmas sin entramado y $L/W = 4$ para diafragmas entramados. La Figura 34 muestra las dimensiones de los subdiafragmas y el diafragma completo, por lo que se verifica que cumplan con ser menor a la relación de aspecto máxima:

- Subdiafragma SD1: $L = 8 \text{ m}, W = 7 \text{ m}, L/W = 1,14 < 3.0$ ¡OK!
- Subdiafragma SD2: $L = 8 \text{ m}, W = 4 \text{ m}, L/W = 2,0 < 3.0$ ¡OK!
- Diafragma completo: $L = 24 \text{ m}, W = 18 \text{ m}, L/W = 1,33 < 3.0$ ¡OK!

De esta manera, se observa que tanto los subdiafragmas como el diafragma completo de entrepiso cumple la relación de aspecto, independientemente si es entramado o no entramado.

La resistencia al cortante de los diafragmas se obtiene de las tablas 4.2A y 4.2C de la especificación SDPWS-2015 (Anexos A y B), para diafragmas entramados y no entramados, respectivamente. Según la magnitud de la fuerza cortante que debe transmitir el diafragma, se escoge realizar el entramado del mismo o no, ya que esto implica un aumento del volumen de madera utilizada para bloquear el diafragma, por lo que es necesario valorar si resulta mejor aumentar el espesor del madera contrachapada y disminuir el espaciamiento de los clavos, o mantener estos parámetros y colocar entramado en el elemento.

Para el diafragma del primer nivel (y todos los niveles de esta edificación) se opta por utilizar el Caso 2 y Caso 4 de carga (borde continuo del panel paralelo al marco) del Anexo A para diafragmas entramados, debido a las altas demandas de cortante. De esta manera,

considerando el espesor mínimo calculado previamente, un forro de 11,9 mm de espesor, con clavos 8d y una penetración mínima de 35 mm en un elemento de soporte de 50 mm de ancho, espaciados en los bordes del diafragma a cada 100 mm y en los bordes de cada panel a cada 150 mm, brinda una resistencia nominal al cortante de 10,71 kN/m (720 plf), la cual se multiplica por los factores de ajuste para convertirlo a LRFD:

$$v' = (10,71 \text{ kN/m})(\phi_D)(SGAF) = (10,71)(0,80)(0,98) = 8,40 \text{ kN/m} > v_{u,ext} = 7,5 \text{ kN/m} \text{ ¡OK!}$$

De esta manera, la Figura 35 muestra el diseño final del forro del diafragma para cargas laterales.

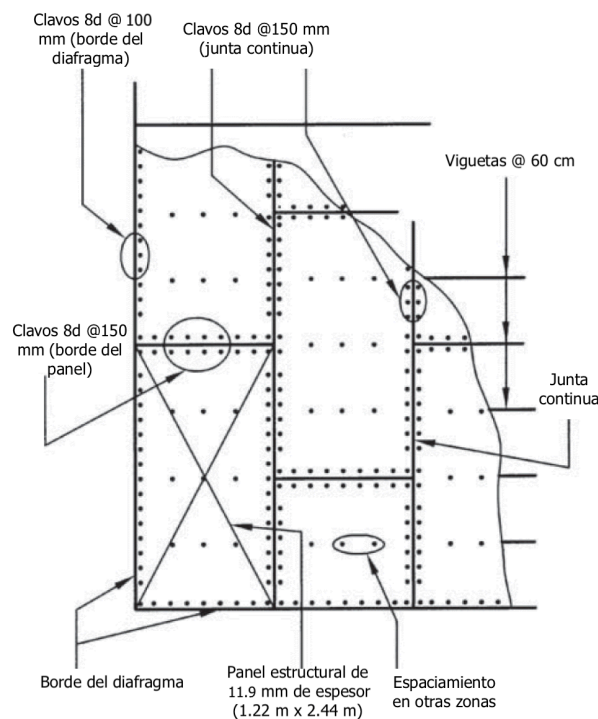


Figura 35. Diseño del diafragma nivel 1 (adaptado de González, 2011)

Diseño de las cuerdas y colectores del diafragma

El diseño de las cuerdas y colectores se realiza considerando el subdiafragma más esforzado en cada sentido de carga. La ecuación [11-7] del CSCR-10/14 establece que las cuerdas del diafragma deben resistir una carga a tensión y compresión de: $F_{u,t} = F_{u,c} = \frac{M_u}{W}$.

De esta manera, en el sentido transversal (ver Figura 34), tanto los subdiafragmas SD1 como SD2 tienen el mismo largo $L = 8 \text{ m}$, pero los subdiafragmas SD2 tienen menos brazo de

palanca, $W = 4$ m, para resistir el momento causado por la carga lateral, por lo que la fuerza que reciben estos últimos, es mayor.

En el sentido longitudinal, la distancia entre cuerdas para todos los subdiafragmas es de 8 m. La carga que reciben es función de su largo, y debido a que los subdiafragmas SD1 presentan un largo mayor ($L = 7$ m) que el subdiafragma SD2 ($L = 4$ m), SD1 rige sobre SD2 en el sentido longitudinal. De este modo, el Cuadro 43 muestra el cálculo de las fuerzas de tensión y compresión en las cuerdas, considerando las dimensiones del SD2 para el sentido transversal, y SD1 para el sentido longitudinal como subdiafragmas críticos, por la inspección realizada anteriormente.

Cuadro 43. Fuerza en cuerdas del diafragma

<i>Nivel</i>	w_u (kN/m)	L (m)	W (m)	$M_u = (w_u \cdot L^2/8)$ (kN-m)	F cuerda = M/b (kN)
<i>Dirección transversal (SD2)</i>					
4	19,0	8,0	4,0	152,1	38,0
3	23,7	8,0	4,0	189,9	47,4
2	20,0	8,0	4,0	160,7	40,1
1	16,5	8,0	4,0	132,2	33,0
<i>Dirección longitudinal (SD1)</i>					
4	25,3	7,0	8,0	155,2	19,4
3	31,6	7,0	8,0	193,8	24,2
2	26,7	7,0	8,0	164,0	20,5
1	22,0	7,0	8,0	134,9	16,8

Del cuadro anterior se puede observar que la fuerza en las cuerdas en el sentido transversal es mayor que en el sentido longitudinal, para todos los niveles de la edificación.

Por su parte, los colectores deben transmitir las cargas desde el diafragma hasta los muros. Debido a que la fuerza unitaria en el diafragma se calcula dividiendo la reacción que recibe el muro entre el ancho del diafragma, y la fuerza que resisten los muros corresponde a esta misma reacción dividida entre el largo de muros con altura completa que provocan esa

reacción, existe una diferencia de fuerza, la cual debe ser soportada por los colectores del diafragma.

Los siguientes diagramas de la Figura 36 muestran las fuerzas que soportan los colectores internos y externos para la dirección transversal de carga, ya que en esta dirección se tiene menos longitud de muros resistentes, por lo que el aporte de los colectores debe ser mayor y rige sobre el sentido longitudinal.

Estas fuerzas se obtienen realizando un diagrama de fuerza neta, el cual se obtiene restando el cortante unitario que soportan los muros con la del diafragma y multiplicando por el largo de los muros.

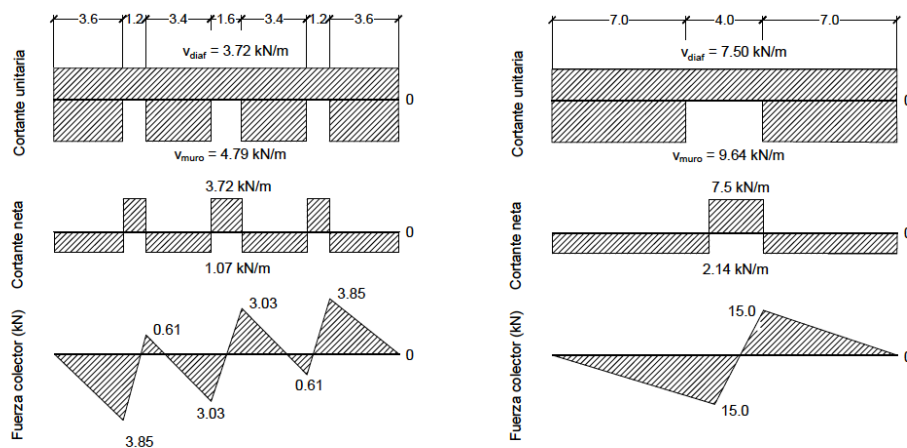


Figura 36. Fuerzas en colectores del diafragma del primer nivel, sentido transversal

Teniendo las fuerzas que actúan sobre las cuerdas y colectores del diafragma, se debe escoger la fuerza de mayor magnitud entre estos elementos. Para el primer nivel de la edificación, se puede observar del Cuadro 43 que la fuerza de la cuerda ($T = C = 33,0$ kN) rige sobre la del colector del diagrama de la Figura 36 ($T = C = 15,0$ kN).

Diseño por tensión

Debido a que el edificio está compuesto por muros de madera, las cuerdas del diafragma corresponden a la solera superior doble que se coloca sobre el muro. El diseño de estos elementos se realiza solamente por tensión y compresión axial pura, ya que, al encontrarse sobre muros estructurales, se impide el pandeo de los mismos por cargas gravitacionales.

Es importante mencionar que, para que estos elementos soporten las cargas a tensión y compresión, deben estar conectados adecuadamente con el diafragma y los muros estructurales para garantizar la transmisión de carga; sin embargo, el diseño de las conexiones entre estos elementos se encuentra fuera del alcance de la investigación.

- Carga sísmica distribuida en diafragma $w_u = 16.5 \text{ kN/m}$
- Momento máximo SD2 $M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{(16,5)(8)^2}{8} = 132,2 \text{ kN} - m$
- Fuerza máxima cuerda nivel 1 $T_u = C_u = \frac{M_u}{W} = \frac{132,2 \text{ kN-m}}{4 \text{ m}} = 33,05 \text{ kN}$

Debido a que el diseño a tensión y compresión es regido por la CU3: 1,0 CS, el factor de duración de carga $\lambda = 1,0$ y estas fuerzas ya se encuentran mayoradas. Se considera que existen conectores de 25,4 mm, utilizados para empalmar las cuerdas y que reducen el área total de estos elementos.

- Sección (2) 38 x 184 mm (2 – 2x8")
- Área $A = 12054 \text{ mm}^2$
- Resistencia en tensión $F_t = 4,50 \text{ MPa}$
- Resistencia en tensión de diseño $F'_t = F_t \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot KF \cdot \phi \cdot \lambda$
 $= (4,5) (1,0) (1,0) (1,50) (1,0) (2,70) (0,80) (1,0)$
 $= 14,6 \text{ MPa}$
- Tensión de diseño $T' = F'_t \cdot A = (14,6 \text{ MPa})(12053) = 176 \text{ kN}$
- Comprobación $\dot{T}' > T_u? \rightarrow 176 \text{ kN} > 33,0 \text{ kN} \text{ ¡OK!}$

Diseño por compresión

Se considera que la cuerda a compresión se encuentra arriostrada por los clavos que conectan estos elementos las vigas colocadas sobre los muros. Suponiendo que esta conexión se realiza a cada 60 cm, calculando el factor de estabilidad C_p de igual manera a como se ha realizado para otros elementos, se obtiene que $C_p = 0,966$.

- Resistencia en compresión $F_c = 5,6 \text{ MPa}$

- Resistencia en compresión $F'_c = F_c \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i \cdot C_p \cdot KF \cdot \phi \cdot \lambda$
de diseño $= (5,6)(1,0)(1,0)(1,15)(1,0)(0,966)(2,40)(0,90)(1,0)$
 $= 13,4 \text{ MPa}$
- Compresión de diseño $P' = F'_c \cdot A = (13,4 \text{ MPa})(12053) = 162 \text{ kN}$
- Comprobación $\dot{P}' > P_u? \rightarrow 162 \text{ kN} > 33 \text{ kN}$ ¡OK!

Cálculo de deflexiones

Conociendo las dimensiones de los elementos de la estructura, es posible calcular las deflexiones de los muros y los diafragmas de la misma, para corroborar la suposición inicial de que los diafragmas se comportan como elementos rígidos y garantizar que las derivas de la edificación cumplen con la normativa.

Deflexión de muros

El Cuadro 44 muestra un resumen de las dimensiones de los elementos que componen el muro, así como la rigidez relativa que aportan, para el cálculo de las deflexiones del mismo. Las deflexiones por flexión, cortante y desplazamiento del anclaje se muestran en el Cuadro 45 y las deflexiones y derivas elásticas e inelásticas del nivel se resumen el Cuadro 9.

Cuadro 44. Muros edificación N4D1

Nivel	Muro	Longitud (m)	v_u (kN/m)	Sección Cuerda	Espesor forro (mm)	Clavos (mm)			G_a forro (kN/m)
4	M1	3,60	3,73	38 x 140	9,5	6d	@	150	3035,9
	M2	6,80	4,96		9,5	6d	@	150	3035,9
	M3	3,40	4,96		9,5	6d	@	150	3035,9
	M4	3,60	3,56		9,5	6d	@	150	3035,9
	M5	3,40	3,56		9,5	6d	@	150	3035,9
	M6	7,00	6,98		9,5	6d	@	150	3035,9
3	M1	3,60	7,84	38 x 184	9,5	8d	@	150	4285,9
	M2	6,80	10,42		9,5	8d	@	150	4285,9
	M3	3,40	10,42		9,5	8d	@	150	4285,9
	M4	3,60	7,49		9,5	8d	@	100	5357,4
	M5	3,40	7,49		9,5	8d	@	100	5357,4
	M6	7,00	14,67		9,5	8d	@	100	5357,4
2	M1	3,60	10,58	64 x 184	9,5	6d	@	100	3928,8
	M2	6,80	14,06		9,5	6d	@	100	3928,8
	M3	3,40	14,06		9,5	6d	@	100	3928,8
	M4	3,60	10,10		9,5	8d	@	75	6071,7
	M5	3,40	10,10		9,5	8d	@	75	6071,7

	M6	7,00	19,79		9,5	8d	@	75	6071,7
	M1	3,60	11,95		9,5	6d	@	75	4643,1
	M2	6,80	15,88		9,5	6d	@	75	4643,1
	M3	3,40	15,88		9,5	6d	@	75	4643,1
1	M4	3,60	11,41	38 x 184	9,5	6d	@	50	6071,7
	M5	3,40	11,41		9,5	6d	@	50	6071,7
	M6	7,00	22,36		9,5	6d	@	50	6071,7

Cuadro 45. Deflexión de muros

Nivel	Muro	#pernos / muro	# anclajes cuerda	δ flexión cuerdas (cm)	δ cortante panel (cm)	δ elongación anclaje (cm)	δ total (cm)
	M1	2	-		0,43	0,28	0,74
	M2	3	-		0,57	0,15	0,74
4	M3	2	-	0,03	0,57	0,30	0,91
	M4	2	-		0,41	0,28	0,72
	M5	2	-		0,41	0,30	0,74
	M6	5	-		0,81	0,14	0,98
	M1	3	-		0,64	0,28	0,97
	M2	6	-		0,85	0,15	1,03
3	M3	3	-	0,05	0,85	0,30	1,22
	M4	3	-		0,49	0,28	0,82
	M5	3	-		0,49	0,30	0,84
	M6	9	-		0,96	0,14	1,15
	M1	4	-		0,94	0,28	1,26
	M2	8	-		1,25	0,15	1,43
2	M3	4	-	0,04	1,25	0,30	1,61
	M4	4	-		0,58	0,28	0,90
	M5	3	-		0,58	0,30	0,92
	M6	12	-		1,14	0,14	1,32
	M1	4	2		0,90	0,28	1,26
	M2	9	2		1,20	0,15	1,40
1	M3	5	2	0,07	1,20	0,30	1,60
	M4	4	2		0,66	0,28	1,01
	M5	4	2		0,66	0,30	1,03
	M6	13	2		1,29	0,14	1,50

Cuadro 46. Deflexiones y derivas elásticas e inelásticas

Nivel	Eje	δ_e muro (cm)	δ_e nivel (cm)	Δ_e nivel (cm)	δ_i nivel (cm)	Δ_i nivel (cm)	Δ_i / H_i
4	1 y 4	0,73	4,22	0,85	5,91	1,71	0,00488
	2 y 3	0,98					
	A y D	0,74	4,54	0,77	6,36	1,54	
	B y C	0,80					
3	1 y 4	0,83	3,37	0,99	4,71	1,98	0,00565
	2 y 3	1,15					
	A y D	0,97	3,77	1,03	5,28	2,07	
	B y C	1,10					
2	1 y 4	0,91	2,38	1,12	3,33	2,23	0,00638
	2 y 3	1,32					
	A y D	1,26	2,74	1,38	3,83	2,75	
	B y C	1,49					
1	1 y 4	1,02	1,26	1,26	1,77	2,52	0,00721
	2 y 3	1,50					
	A y D	1,26	1,36	1,36	1,91	2,72	
	B y C	1,46					

Los muros M1, M2 y M3 corresponden a los muros estructurales colocados en la dirección longitudinal, mientras que M4, M5 y M6 se encuentran en la dirección transversal. De esta manera, se mostrará el cálculo de la deflexión del nivel 1 en el sentido transversal:

- Cortante unitaria M6 $v_u = 22,4 \text{ kN/m} = 2240 \text{ kg/m}$
- Área cuerdas M6 $A = (2) (3,8 \text{ cm}) (18,4 \text{ cm}) = 139,8 \text{ cm}^2$
- Módulo elasticidad $E = 9000 \text{ MPa} = 91773 \text{ kg/cm}^2$
- Altura $h = 3,5 \text{ m}$
- Longitud M6 $b = 7 \text{ m}$
- Rigidez relativa M6 $G_a = 6071 \text{ kN/m} = 6071 \text{ kg/cm}$
- Elongación anclaje $\Delta_a = 0,29 \text{ cm}$ (Simpson Strong-Tie, 2019)
- Deflexión cuerdas $\delta_{\text{cuerdas}} = \frac{200 v_u h^3}{3 E A b} = \frac{200 (2240)(3,5)^3}{3 (91773)(139,8)(7)} = 0,07 \text{ cm}$
- Deflexión cortante panel $\delta_{\text{panel}} = \frac{v_u h}{G_a} = \frac{(2240)(3,5)}{6071} = 1,29 \text{ cm}$
- Deflexión anclaje $\delta_{\text{anclaje}} = \frac{h \Delta_a}{b} = \frac{(3,5) (0,29)}{7} = 0,14 \text{ cm}$
- Deflexión total $\delta_{M6} = \delta_{\text{cuerdas}} + \delta_{\text{panel}} + \delta_{\text{anclaje}} = 0,07 + 1,29 + 0,14$

$$= 1,50 \text{ cm}$$

Se debe garantizar la compatibilidad de deformaciones dentro de los segmentos que componen cada muro, debido a que, como se puede observar en el Cuadro 45, existen diferencias en la deflexión de todos los segmentos. Para calcular el desplazamiento del muro completo, se realiza una aproximación al ponderar la deflexión individual de cada segmento de muro respecto a su largo. Así que, se muestra el cálculo por medio de esta aproximación para los ejes 1 y 4 del primer nivel de la edificación, los cuales están compuestos por dos segmentos de muro tipo M4 y dos M5.

- Deflexión M4 $\delta_{M4} = 1,01 \text{ cm}$
- Largo M4 $L_{M4} = 3,6 \text{ m}$
- Deflexión M5 $\delta_{M5} = 1,03 \text{ cm}$
- Largo M5 $L_{M5} = 3,4 \text{ m}$
- Deflexión ejes 1 y 4 $\delta_{eje1} = \delta_{eje4} = \frac{\sum(\delta_{Mi} \cdot L_{Mi})}{\sum L_{Mi}} = \frac{(2)(1,01)(3,6)+(2)(1,03)(3,4)}{(2)(3,6)+(2)(3,4)} = 1,02 \text{ cm}$

De esta manera, teniendo las deflexiones totales de los ejes, se realiza un promedio para obtener el desplazamiento elástico promedio del nivel, en cada sentido de carga. Se muestra el desplazamiento del primer nivel en el sentido transversal:

- Deflexión ejes 1 y 4 $\delta_{eje1}^e = \delta_{eje4} = 1,02 \text{ cm}$
- Deflexión ejes 2 y 3 $\delta_{eje2}^e = \delta_{eje3} = 1,50 \text{ cm}$
- Deflexión elástica nivel 1 (transversal) $\delta_{nivel1,T}^e = \frac{\delta_{eje1} + \delta_{eje2} + \delta_{eje3} + \delta_{eje4}}{4}$
 $= \frac{1,02+1,02+1,5+1,5}{4} = 1,26 \text{ cm}$
- Deriva elástica nivel 1 (transversal) $\Delta_{nivel1,T}^e = \delta_{nivel1,T}^e = 1,26 \text{ cm}$

Debido a que el cálculo de los desplazamientos se realiza para cada nivel por aparte, la deflexión obtenida para cada nivel, corresponde de igual manera a la deriva elástica de ese nivel respecto al inferior. Los desplazamientos y derivas inelásticas se obtienen de las ecuaciones [7-7] y [7-8] del CSCR-10/14.

- Factor de desplazamiento inelástico $\alpha = 0.7$ (tipo muro)
- Ductilidad global asignada $\mu = 1.0$

- Factor de sobrerresistencia $SR = 2.0$
- Desplazamiento inelástico nivel 1 $\delta_{nivel1}^i = \alpha \mu SR \delta_{nivel1}^e = (0,7)(1,0)(2,0)(1,26)$
 $= 1,77 \text{ cm}$
- Deriva inelástica nivel 1 $\Delta_{nivel1}^i = \mu SR \Delta_{nivel1}^e = (1,0) (2,0) (1,26)$
 $= 2,52 \text{ cm}$

Deflexión de diafragmas

Es importante mencionar que pese a que los diafragmas son rígidos y por esto para su diseño se considera el factor incremental al multiplicar las fuerzas por 1,6, para el cálculo de las deflexiones se utilizan las fuerzas en el diafragma sin mayorar.

El Cuadro 47 presenta las secciones de las cuerdas, así como la configuración de los clavos y el espesor del forro, para el cálculo de las deflexiones del diafragma. El Cuadro 48 presenta la deflexión total del diafragma y el Cuadro 49 muestra la comparación entre las deflexiones del nivel y el diafragma para cada nivel.

Cuadro 47. Diafragmas edificación N4D1

Dirección	Subdiafragma	Nivel	V_u (kN/m)	Sección cuerda	Espesor forro (mm)	Clavos (mm)	G_s forro (kN/m)
Transversal	1	4	5,4	38 x 140	11,9	8d @ 100	982,2
	2		5,4	38 x 140	11,9	8d @ 100	982,2
	1	3	6,7	38 x 184	11,9	8d @ 150	1517,9
	2		6,7	38 x 184	11,9	8d @ 150	1517,9
	1	2	5,7	64 x 184	11,9	8d @ 150	982,2
	2		5,7	64 x 184	11,9	8d @ 150	982,2
	1	1	4,7	38 x 184	11,9	8d @ 150	1160,8
	2		4,7	38 x 184	11,9	8d @ 150	1160,8
Longitudinal	1	4	3,9	38 x 140	11,9	8d @ 100	982,2
	2		3,9	38 x 140	11,9	8d @ 100	982,2
	1	3	4,9	38 x 184	11,9	8d @ 150	1517,9
	2		4,9	38 x 184	11,9	8d @ 150	1517,9
	1	2	4,1	64 x 184	11,9	8d @ 150	982,2
	2		4,1	64 x 184	11,9	8d @ 150	982,2
	1	1	3,4	38 x 184	11,9	8d @ 150	1160,8
	2		3,4	38 x 184	11,9	8d @ 150	1160,8

Cuadro 48. Deflexión total subdiafragmas

Dirección	Subdiafragma	Nivel	δ cuerdas (cm)	δ cortante panel (cm)	δ desplazamiento empalme (cm)	δ total (cm)	
Transversal	1	4	0,021	1,10	0,27	1,39	
	2		0,037	1,10	0,48	1,61	
	1	3	0,020	0,89	0,27	1,18	
	2		0,035	0,89	0,48	1,40	
	1	2	0,010	1,16	0,27	1,44	
	2		0,018	1,16	0,48	1,66	
	1	1	0,014	0,81	0,27	1,09	
	2		0,024	0,81	0,48	1,31	
	Longitudinal	1	4	0,009	0,70	0,24	0,95
		2		0,002	0,40	0,24	0,64
1		3	0,009	0,56	0,24	0,81	
2			0,002	0,32	0,24	0,56	
1		2	0,004	0,74	0,24	0,98	
2			0,001	0,42	0,24	0,66	
1		1	0,006	0,51	0,24	0,76	
2			0,001	0,29	0,24	0,53	

Cuadro 49. Comprobación rigidez diafragma

Dirección	Nivel	δ total diafragma (cm)	Δ elástica nivel (cm)	Diafragma
Transversal	4	1,44	0,85	Rígido
	3	1,23	0,99	Rígido
	2	1,49	1,12	Rígido
	1	1,14	1,26	Rígido
Longitudinal	4	0,95	0,77	Rígido
	3	0,81	1,03	Rígido
	2	0,98	1,38	Rígido
	1	0,76	1,36	Rígido

De igual manera a como se realizó con los muros, se considera que el diafragma se deflecta tal como se muestra en la Figura 37. Se realiza una aproximación donde se asume que la deflexión máxima del diafragma corresponde a un promedio ponderado de la deflexión individual de los subdiafragmas en cada sentido de análisis. Se muestra el cálculo por medio

de esta aproximación para el diafragma del primer nivel de la edificación en el sentido transversal, el cual está compuesto por dos SD1 y un SD2.

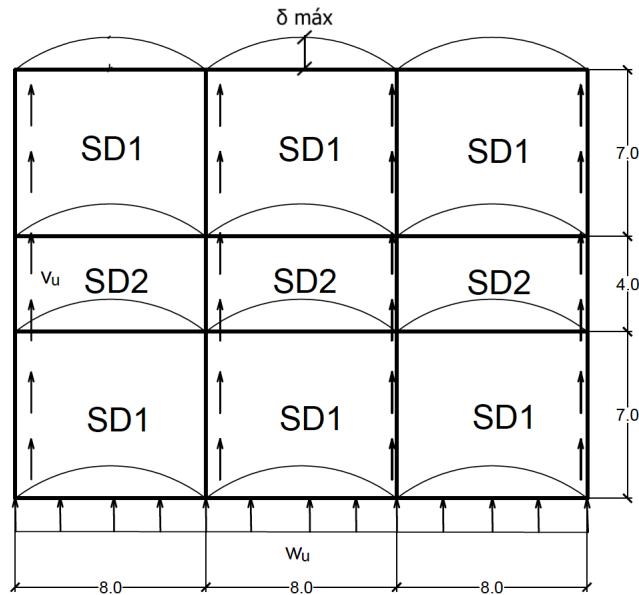


Figura 37. Deflexión de diafragmas

- Cortante unitaria SD1 $v_u = 4,7 \text{ kN/m} = 470 \text{ kg/m}$
- Área cuerdas nivel 1 $A = (2) (3,8 \text{ cm}) (18,4 \text{ cm}) = 139,8 \text{ cm}^2$
- Módulo elasticidad $E = 9000 \text{ MPa} = 91773 \text{ kg/cm}^2$
- Ancho $W = 7 \text{ m}$
- Longitud $L = 8 \text{ m}$
- Rigidez relativa SD1 $G_a = 1160 \text{ kN/m} = 1160 \text{ kg/cm}$
- Distancia soporte-empalme $x = 400 \text{ cm}$
- Deslizamiento empalme $\Delta_c = 0,08 \text{ cm}$
- Deflexión cuerdas $\delta_{\text{cuerdas}} = \frac{125 v_u L^3}{24 E A W} = \frac{125 (470)(8)^3}{24 (91773)(139,8)(7)} = 0,014 \text{ cm}$
- Deflexión cortante panel $\delta_{\text{panel}} = \frac{v_u L}{4 G_a} = \frac{(470)(8)}{4 (1160)} = 0,81 \text{ cm}$
- Deflexión empalme $\delta_{\text{empalme}} = \frac{3 \sum(x \Delta_c)}{50 W} = \frac{3 (400)(0,08)}{50 \cdot 7} = 0,27 \text{ cm}$
- Deflexión total SD1 $\delta_{\text{SD1}} = \delta_{\text{cuerdas}} + \delta_{\text{panel}} + \delta_{\text{empalme}} = 0,014 + 0,81 + 0,27$

$$= 1,09 \text{ cm}$$

- Cortante unitaria SD2 $v_u = 4,7 \text{ kN/m} = 470 \text{ kg/m}$
- Ancho $W = 4 \text{ m}$
- Longitud $L = 8 \text{ m}$
- Rigidez relativa SD1 $G_a = 1160 \text{ kN/m} = 1160 \text{ kg/cm}$
- Deflexión cuerdas $\delta_{\text{cuerdas}} = \frac{125 v_u L^3}{24 E A W} = \frac{125 (470)(8)^3}{24 (91773)(139,8)(4)} = 0,024 \text{ cm}$
- Deflexión cortante panel $\delta_{\text{panel}} = \frac{v_u L}{4 G_a} = \frac{(470)(8)}{4 (1160)} = 0,81 \text{ cm}$
- Deflexión empalme $\delta_{\text{empalme}} = \frac{3 \sum(x\Delta_c)}{50 W} = \frac{3 (400)(0,08)}{50 \cdot 4} = 0,48 \text{ cm}$
- Deflexión total SD2 $\delta_{\text{SD2}} = \delta_{\text{cuerdas}} + \delta_{\text{panel}} + \delta_{\text{empalme}} = 0,024 + 0,81 + 0,48$
 $= 1,31 \text{ cm}$

Tal como se mencionó anteriormente y como se puede observar en la Figura 37, la deflexión máxima en el sentido transversal se obtiene al promediar la deflexión de dos SD1 y un SD2:

- Deflexión diafragma $\delta_{\text{máx}} = \frac{\sum(\delta_{SD} \cdot W_{SD})}{\sum W_{SD}} = \frac{(2)(1,09)(7) + (1,31)(4)}{(2)(7) + (4)} = 1,14 \text{ cm}$

Es necesario verificar la suposición respecto a la rigidez del diafragma por medio de la comparación de las deflexiones en el plano con la deflexión de su nivel asociado. De esta manera:

- Deflexión diafragma nivel 1: $\delta_{\text{SD1}} = 1,14 \text{ cm}$
- Deflexión nivel 1: $\delta_{\text{nivel1}}^e = 1,26 \text{ cm}$

Como $\delta_{\text{SD1}} < 2 \cdot \delta_{\text{nivel1}}^e$, el diafragma es rígido.

La misma verificación se realiza con los datos del Cuadro 49, donde se observa que la suposición realizada inicialmente sobre el diafragma rígido se cumple para todos los niveles de la edificación.

Recálculo del periodo del primer modo de vibración

Es necesario verificar el periodo fundamental de vibración de la estructura al tener los pesos y desplazamientos elásticos finales de la edificación para verificar que se tenga un mismo FED y no haya que recalcular las fuerzas sísmicas utilizadas:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9.81} \frac{(376)(0,0422)^2 + (551)(0,0337)^2 + (551)(0,0238)^2 + (551)(0,0126)^2}{(285)(0,0422) + (314)(0,0337) + (209)(0,0238) + (105)(0,0126)}}$$

$$T = 0,486 \text{ s}$$

$$T_a = 0,353 \text{ s}$$

Como el periodo recalculado para la estructura tiene el mismo Factor Espectral Dinámico que el periodo asumido inicialmente, no es necesario realizar variaciones en las fuerzas de diseño utilizadas.

Apéndice A

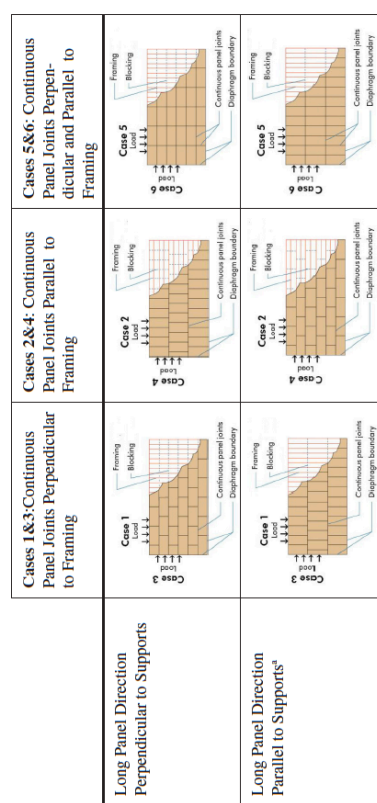
Resistencias nominales para diafragmas entramados (SDPWS-2015)

Table 4.2A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Diaphragms

Blocked Wood Structural Panel Diaphragms^{1,2,3,4,5}

Sheathing Grade	Common Nail Size	Minimum Fastener Penetration in Framing Member or Blocking (in.)	Minimum Nominal Thickness of Panel (in.)	Minimum Width of Nailed Face at Adjoining Panel Edges and Boundaries (in.)	A SEISMIC										B WIND						
					Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)					Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)					Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)			Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)			
					6	4	2-1/2	2	3	4	6	4	2-1/2	2	3	4	6	4	2-1/2	2	3
Structural I	6d	1-1/4	5/16	2	V_s (plf)	370	15	12	500	8.5	7.5	750	12	10	840	20	15	520	700	1050	1175
					G_s (kips/in.)	15	12	9.5	560	7.0	6.0	840	9.5	8.5	950	17	13	580	785	1175	1330
					V_s (plf)	540	14	11	720	9.0	7.5	1080	13	10	1200	21	15	755	1010	1485	1680
10d	1-1/2	15/32	3	V_s (plf)	640	24	17	850	15	12	1280	20	15	1480	31	21	895	1190	1790	2045	
				G_s (kips/in.)	20	15	12	960	12	9.5	1440	16	13	1640	26	18	1010	1345	2015	2295	
				V_s (plf)	340	15	10	450	9.0	7.0	670	13	9.5	760	21	13	475	630	940	1065	
6d	1-1/4	5/16	3	V_s (plf)	380	12	9.0	500	7.0	6.0	780	10	8.0	860	17	12	520	700	1065	1205	
				G_s (kips/in.)	13	9.5	8.0	580	5.5	5.0	840	8.5	7.0	950	14	10	590	785	1175	1330	
				V_s (plf)	420	10	8.0	560	5.5	5.0	840	8.5	7.0	950	14	10	590	785	1175	1330	
Sheathing and Single-Floor	8d	1-3/8	7/16	3	V_s (plf)	510	14	10	680	9.5	7.0	1010	12	9.5	1150	20	13	715	950	1415	1610
					G_s (kips/in.)	11	8.0	7.0	760	7.0	6.0	1140	10	8.0	1280	17	12	800	1065	1585	1805
					V_s (plf)	840	13	9.5	720	7.5	6.5	1080	11	8.5	1200	19	13	785	1010	1485	1680
10d	1-1/2	15/32	3	V_s (plf)	600	10	8.5	800	6.0	5.5	1200	9.0	7.5	1350	15	11	840	1120	1680	1890	
				G_s (kips/in.)	25	15	11	1150	11	10	1470	14	13	1835	18	16	910	1205	1820	2060	
				V_s (plf)	650	21	14	850	13	9.5	1280	18	12	1480	28	17	895	1190	1790	2045	
10d	1-1/2	19/32	3	V_s (plf)	720	17	12	960	10	8.0	1440	14	11	1640	24	15	1010	1345	2015	2295	
				G_s (kips/in.)	17	12	10	1440	10	8.0	1760	17	12	2060	24	15	1010	1345	2015	2295	
				V_s (plf)	720	17	12	960	10	8.0	1440	14	11	1640	24	15	1010	1345	2015	2295	

- Nominal unit shear capacities shall be adjusted in accordance with 4.2.3 to determine ASD allowable unit shear capacity and LRFD factored unit resistance. For general construction requirements see 4.2.6. For specific requirements, see 4.2.7.1 for wood structural panel diaphragms. See Appendix A for common nail dimensions.
- For species and grades of framing other than Douglas-Fir-Larch or Southern Pine, reduced nominal unit shear capacities shall be determined by multiplying the tabulated nominal unit shear capacity by the Specific Gravity Adjustment Factor = $[1 - (0.5G)]$, where G = Specific Gravity of the framing lumber from the NDS (Table 12.3.3A). The Specific Gravity Adjustment Factor shall not be greater than 1.
- Apparent shear stiffness values, G_s , are based on nail slip in framing with moisture content less than or equal to 19% at time of fabrication and panel stiffness values for diaphragms constructed with either OSB or 3-ply plywood panels. When 4-ply or 5-ply plywood panels or composite panels are used, G_s values shall be permitted to be multiplied by 1.2.
- Where moisture content of the framing is greater than 19% at time of fabrication, G_s values shall be multiplied by 0.5.
- Diaphragm resistance depends on the direction of continuous panel joints with respect to the loading direction and direction of framing members, and is independent of the panel orientation.



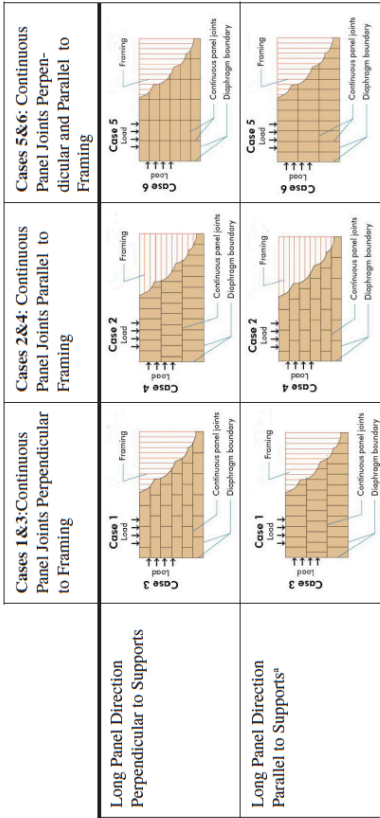
(a) Panel span rating for out-of-plane loads may be lower than the span rating with the long panel direction perpendicular to supports (See Section 3.2.2 and Section 3.2.3)

Apéndice B

Resistencias nominales para diafragmas no entramados (SDPWS-2015)

Table 4.2C Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Diaphragms

Unblocked Wood Structural Panel Diaphragms ^{1,2,3,4,5}				A SEISMIC		B WIND				
Sheathing Grade	Common Nail Size	Minimum Fastener Penetration in Framing (in.)	Minimum Nominal Panel Thickness (in.)	Minimum Nominal Width of Nailed Face at Supported Edges and Boundaries (in.)	6 in. Nail Spacing at diaphragm boundaries and supported panel edges		6 in. Nail Spacing at diaphragm boundaries and supported panel edges			
					Case 1	Cases 2,3,4,5,6	Case 1	Cases 2,3,4,5,6		
					V _s (plf)	G _a (kips/in.)	V _s (plf)	G _a (kips/in.)		
Structural I	6d	1-1/4	5/16	2	OSB	PLY	OSB	PLY		
					330	9.0	7.0	250	6.0	4.5
					370	7.0	6.0	280	4.5	4.0
	8d	1-3/8	3/8	3	OSB	PLY	OSB	PLY		
					480	8.5	7.0	360	6.0	4.5
					530	7.5	6.0	400	5.0	4.0
Sheathing and Single-Floor	10d	1-1/2	15/32	2	OSB	PLY	OSB	PLY		
					570	14	10	430	9.5	7.0
					640	12	9.0	480	8.0	6.0
	6d	1-1/4	3/8	2	OSB	PLY	OSB	PLY		
					300	9.0	6.5	220	6.0	4.0
					340	7.0	5.5	250	5.0	3.5
8d	1-3/8	7/16	3	OSB	PLY	OSB	PLY			
				330	7.5	5.5	250	5.0	4.0	
				370	6.0	4.5	280	4.0	3.0	
	10d	1-1/2	19/32	3	OSB	PLY	OSB	PLY		
					430	9.0	6.5	320	6.0	4.5
					480	7.5	5.5	360	5.0	3.5
8d	1-3/8	7/16	2	OSB	PLY	OSB	PLY			
				460	8.5	6.0	340	5.5	4.0	
				510	7.0	5.5	380	4.5	3.5	
	10d	1-1/2	19/32	2	OSB	PLY	OSB	PLY		
					480	7.5	5.5	360	5.0	4.0
					530	6.5	5.0	400	4.0	3.5
8d	1-3/8	7/16	3	OSB	PLY	OSB	PLY			
				510	15	9.0	380	10	6.0	
				580	12	8.0	430	8.0	5.5	
10d	1-1/2	19/32	3	OSB	PLY	OSB	PLY			
				570	13	8.5	430	8.5	5.5	
				640	10	7.5	480	7.0	5.0	



(a) Panel span rating for out-of-plane loads may be lower than the span rating with the long panel direction perpendicular to supports (See Section 3.2.2 and Section 3.2.3)

- Nominal unit shear capacities shall be adjusted in accordance with 4.2.3 to determine ASD allowable unit shear capacity and LRPD factored unit resistance. For general construction requirements see 4.2.6. For specific requirements, see 4.2.7.1 for wood structural panel diaphragms. See Appendix A for common nail dimensions.
- For species and grades of framing other than Douglas-Fir-Larch or Southern Pine, reduced nominal unit shear capacities shall be determined by multiplying the tabulated nominal unit shear capacity by the Specific Gravity Adjustment Factor = $[1 - (0.5 - G)]$, where G = Specific Gravity of the framing lumber from the NDS (Table 12.3.3A). The Specific Gravity Adjustment Factor shall not be greater than 1.
- Apparent shear stiffness values, G_s , are based on nail slip in framing with moisture content less than or equal to 19% at time of fabrication and panel stiffness values for diaphragms constructed with either OSB or 3-ply plywood panels. When 4-ply or 5-ply plywood panels or composite panels are used, G_s values shall be permitted to be multiplied by 1.2.
- Where moisture content of the framing is greater than 19% at time of fabrication, G_s values shall be multiplied by 0.5.
- Diaphragm resistance depends on the direction of continuous panel joints with respect to the loading direction and direction of framing members, and is independent of the panel orientation.

Apéndice C

Resistencias nominales para muros estructurales (SDPWS-2015)

Table 4.3A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Shear Walls^{1,3,6,7}

Sheathing Material		Minimum Nominal Thickness (in.)	Minimum Fastener Penetration in Framing Member or Blocking (in.)	Fastener Type & Size	SEISMIC												WIND					
					Panel Edge Fastener Spacing (in.)						Panel Edge Fastener Spacing (in.)						Panel Edge Fastener Spacing (in.)			Panel Edge Fastener Spacing (in.)		
					6		4		3		2		6		4		3		2			
Wood Structural Panels - 1 ^{4,5}	5/16 3/8 ² 7/16 ² 15/32	1-1/4 1-3/8	Nail (common or galvanized box) 6d 8d	V_e (plf)	G_a (kips/in.)	V_e (plf)	G_a (kips/in.)	V_e (plf)	G_a (kips/in.)	V_e (plf)	G_a (kips/in.)	V_e (plf)	G_a (kips/in.)	V_w (plf)	V_w (plf)	V_w (plf)						
Wood Structural Panels - Sheathing ^{4,5}	15/32 19/32	1-1/2	10d	OSB PLY	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY									
Plywood Siding	5/16 3/8	1-1/4 1-3/8	Nail (galvanized casing) 6d 8d	280 320	13 16	420 480	16 18	550 620	17 20	720 820	21 22	390 450	590 670	770 870	1010 1150							
Particleboard Sheathing - (M-S "Exterior Glue" and M-2 "Exterior Glue")	3/8 3/8 1/2 5/8		Nail (common or galvanized box) 6d 8d 10d	240 260 280 370 400	15 18 20 21	360 380 420 550 610	17 20 20 23 23	460 480 540 720 790	19 21 22 24 24	600 630 700 920 1040	22 23 24 25 26	335 365 390 520 560	505 530 590 770 855	645 670 755 1010 1105	840 880 980 1290 1455							
Structural Fiberboard Sheathing	1/2 25/32		Nail (galvanized roofing) 11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-1/2" long x 7/16" head) 11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-3/4" long x 3/8" head)	340 340	4.0 4.0	460 460	5.0 5.0	520 520	5.5 5.5	520 520	5.5 5.5	475 475	645 645	730 730								

Copyright © American Wood Council. Downloaded/printed pursuant to License Agreement. No reproduction or transfer authorized. AMERICAN WOOD COUNCIL

1. Nominal unit shear capacities shall be adjusted in accordance with 4.3.3 to determine ASD allowable unit shear capacity and LRFD factored unit resistance. For general construction requirements see 4.3.6. For specific requirements, see 4.3.7.1 for wood structural panel shear walls, 4.3.7.2 for particleboard shear walls, and 4.3.7.3 for fiberboard shear walls. See Appendix A for common and box nail dimensions.
 2. Shears are permitted to be increased to values shown for 15/32 inch (nominal) sheathing with same nailing provided (a) studs are spaced a maximum of 16 inches on center, or (b) panels are applied with long dimension across studs.
 3. For species and grades of framing other than Douglas-Fir-Larch or Southern Pine, reduced nominal unit shear capacities shall be determined by multiplying the tabulated nominal unit shear capacity by the Specific Gravity Adjustment Factor = $[1 - (0.5 - G)]$, where G = Specific Gravity of the framing lumber from the NDS (Table 12.3.3A). The Specific Gravity Adjustment Factor shall not be greater than 1.
 4. Apparent shear stiffness values G_a are based on nail slip in framing with moisture content less than or equal to 19% at time of fabrication and panel stiffness values for shear walls constructed with either OSB or 3-ply plywood panels. When 4-ply or 5-ply plywood panels or composite panels are used, G_a values shall be permitted to be multiplied by 1.2.
 5. Where moisture content of the framing is greater than 19% at time of fabrication, G_a values shall be multiplied by 0.5.
 6. Where panels are applied on both faces of a shear wall and nail spacing is less than 6" on center on either side, panel joints shall be offset to fall on different framing members as shown below. Alternatively, the width of the nailed face of framing members shall be 3" nominal or greater at adjoining panel edges and nails at all panel edges shall be staggered.
 7. Galvanized nails shall be hot-dipped or tumbled.