

INFORME N°2.178.944-1

Revisión del Cálculo Estructural del Segundo Tipo de Vivienda El Olivar

Proyecto "Versión 2: 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6"

Rev.1

División Estructuras Peritajes

Informe

Ejemplar N°01

N°de paginas: 40

Revisión N°1

Elaborado por:

Mario Ruiz C.

Sergio Tapia P.

Víctor Águila O.

Guillermo Sierra R.

Aprobado por:

Fernando Yáñez U.

Destinatario:

Marcelo Soto Zenteno – DITEC MINVU

Fecha

11/05/2026

ÍNDICE

1.	ALCANCE	3
2.	ANTECEDENTES	3
2.1	DOCUMENTOS.....	3
2.1.1	<i>Documentos Relativos a la aprobación de Panel prefabricado de hormigón liviano (Fastwork) DITEC</i>	3
2.1.2	<i>Documentos relativos al Proyecto 2 de cálculo Viviendas El Olivar, versión 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6</i>	4
2.1.3	<i>Otros Documentos relativos al Proyecto 2 de cálculo Viviendas El Olivar, versión 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6</i>	4
2.2	PLANOS PROYECTO 2 VIVIENDA CUATRIPOREO TIPO A1, VERSIÓN 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6	4
2.3	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PROYECTO 2 VIVIENDA PAREADA TIPO A1, VERSIÓN 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6	5
3.	INTRODUCCIÓN	5
3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	5
3.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	6
3.3	DESCRIPCIÓN DETALLADA DE ELEMENTOS IMPORTANTES DE LA ESTRUCTURA.....	7
3.3.1	<i>Ejes resistentes</i>	7
3.3.1.1	Dirección Longitudinal	7
3.3.1.2	Dirección Transversal.....	7
3.3.2	<i>Fundaciones</i>	8
4.	METODOLOGÍA DE TRABAJO	8
5.	OBSERVACIONES AL PROYECTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL	9
5.1	OBSERVACIONES GENERALES.....	9
5.2	OBSERVACIONES A LA DOCUMENTACIÓN Y ANTECEDENTES.....	9
5.2.1	<i>Observaciones a la Memoria de cálculo (ref. 16 a 18)</i>	9
5.2.2	<i>Observaciones a los Planos estructurales y de detallamiento (ref. 37 a 39)</i>	10
5.2.3	<i>Observaciones a los antecedentes de los Paneles prefabricados de hormigón liviano Fastwork (ref. 1 a 15)</i>	11
5.2.4	<i>Observaciones al informe de Suelo de fundación (ref. 19)</i>	12
5.2.5	<i>Observaciones a los Muros de contención (Ref. 17, 18, 37 y 38)</i>	12
5.2.6	<i>Observaciones a las Especificaciones técnicas (Ref. 43 y 44)</i>	13
5.3	REVISIÓN EN BASE AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	13
5.3.1	<i>Bases de cálculo y consideraciones</i>	13
5.3.1.1	Materiales.....	13
5.3.1.2	Paneles prefabricados de hormigón liviano	14
5.3.1.3	Definición de cargas y sobrecargas.....	14
5.3.1.4	Análisis Sísmico.....	16
5.3.1.5	Método de verificación y combinaciones de carga.....	16
5.3.2	<i>Modelo estructural</i>	17
5.3.3	<i>Resultados globales del análisis sísmico</i>	18
5.3.4	<i>Verificación de elementos estructurales</i>	20
5.3.4.1	Paneles prefabricados de hormigón liviano	21
5.3.4.2	Muros de Metalcon	21
5.3.4.3	Verificación de conexiones de Diagonal 70P085	22
5.3.4.4	Elementos de Acero Estructural.....	28
5.3.4.5	Conexiones viga-columna en marcos de acero	29
5.3.4.6	Losa colaborante.....	29
5.3.5	<i>Verificación de deformaciones sísmicas</i>	31
5.3.6	<i>Verificación de tensión admisible del suelo</i>	35
5.3.7	<i>Verificación Muros de contención</i>	35
5.3.7.1	Muro de contención de calle Chusmiza.....	35
5.3.7.2	Muro de contención de calle Río Medina	35
6.	FACTIBILIDAD TÉCNICA DE REFORZAMIENTO	36
7.	CONCLUSIONES	38
7.1	REVISIÓN DEL PROYECTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL	38
7.2	FACTIBILIDAD TÉCNICA DE REFORZAMIENTO	39

REVISIÓN DE PROYECTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL – Viviendas El Olivar - PROYECTO VERSIÓN 2 – 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6

1. Alcance

A petición del sr. Marcelo Soto Zenteno en representación de la División Técnica del Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), se realizó la revisión del proyecto de cálculo estructural del proyecto Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6 (viviendas en construcción en calles Río Medina y Chusmiza), en la comuna de Viña del Mar, Región de Valparaíso.

El alcance de este informe contempla:

1.1) Realizar la revisión a los planos estructurales, memoria de cálculo y especificaciones técnicas a partir del proyecto Versión 2 de ingeniería estructural, sin considerar lo efectivamente construido en obra ni considerando eventuales modificaciones, desviaciones o condiciones derivadas de la ejecución en obra, teniendo presente:

- La normativa chilena oficial a la fecha del ingreso a la Municipalidad de Viña del Mar para obtener el permiso de edificación.
- Las bases, procedimientos de diseño (memoria de cálculo), especificaciones técnicas y detalles constructivos, incluyendo los certificados emitidos por la DITEC que aprueban el sistema constructivo denominado Paneles Fastwork, en los años 2012 y 2017.

1.2) Factibilidad técnica de reforzamiento de la vivienda si fuese necesario.

2. Antecedentes

Para el desarrollo de este informe se tuvieron en consideración los siguientes antecedentes provistos por el mandante.

2.1 Documentos

2.1.1 Documentos Relativos a la aprobación de Panel prefabricado de hormigón liviano (Fastwork) DITEC

1. Ficha de Seguridad Fast Work. Comintecc Suizandina. Fecha: 15 de noviembre 2012.
2. Detalles Constructivos Fast Work 1, 2, 3 y 4. Comintecc Suizandina. Fecha: 15 de noviembre 2012.
3. DICTUC 1 de 3, 2 de 3 y 3 de 3 16-11-2011. Ensayos normados de compresión, carga horizontal, flexión, impacto y penetración a paneles prefabricados de espesor nominal 90 mm a base de hormigón con poliestireno con ambas caras en fibrocemento. DICTUC S.A. Laboratorio de Ingeniería Estructural. Fecha: 16 de noviembre 2012.
4. Ensayo DICTUC Compresión.xls. Archivo Excel.
5. Ensayo DICTUC Corte. Archivo Excel.
6. EETT casa Fast Work rev.02. Especificaciones técnicas estructurales relativas a la construcción casa habitación. Código IATT-TEC-INF-TO-4770. Karim Attoni T. Fecha: 04 de abril de 2012.
7. Memoria 4770 rev.06 23-10-2012. Informe de cálculo estructural vivienda social. Código IATT-TEC-INF-4770. Karim Attoni T. Fecha: 09 de Abril de 2012.
8. Estructura Casa Fast Work rev 13 23-10-2012 Digital. Archivo DWG. Estructura casa Fast Work. Ing. Karim Attoni T. Fecha: Octubre 2012.
9. Instalación Fast Work Estructural 14-06-2012. Comintecc Suizandina. Fecha: 14 de junio de 2012.
10. Memoria Descriptiva Certificación 26-10-2011. Sistema Constructivo Estructural Conformadas con Paneles de Hormigón Liviana con caras de Fibrocemento. Comintecc Suizandina. Fecha: 26 de octubre de 2011.
11. Metodologías, Anexos 1, 2 y 3. Recuperación de Paneles Anexo 1. Comintecc Suizandina. Fecha: junio de 2012.
12. Método de Fijaciones. Archivo PDF. Comintecc Suizandina. Fecha: 2 de octubre de 2012.
13. MINVU 15-11-2012. Ingreso Documentos Finales del Sistema Constructivo Fast Work. Comintecc Suizandina. Fecha: 15 de noviembre de 2012.
14. Certificado original del 2012 - Paneles Fast Work (Empresa Comintecc Suizandina Ltda.). DITEC. MINVU. Fecha: 03 de diciembre de 2012.
15. Renovación certificado. Ord. N°1034. DITEC. MINVU Fecha: 27 de junio de 2017.

2.1.2 Documentos relativos al Proyecto 2 de cálculo Viviendas El Olivar, versión 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6

16. 28.- BASE DE CALC - ESTRUCTURA - TIPO A1_v2.pdf. Autor: Ingeniería FCINCO. Fecha: 24 de diciembre de 2025.
17. 28.-BASE DE CALC - MURO CHUSMISA 250_v4.pdf. Autor: Ingeniería FCINCO. Fecha: 24 de diciembre de 2025.
18. 28.-BASE DE CALC - MUROS RIO MEDINA 180_V3.pdf. Autor: Ingeniería FCINCO. Fecha: 21 de noviembre de 2025.
19. 31.-INF_SUELOS_CHUSMISA 219-235_v3.pdf. Autor: Ingeniería FCINCO. Fecha: 24 de diciembre de 2025.
20. 31.- INF_SUELOS_GRANEROS 10.pdf. Autor: Ingeniería FCINCO. Fecha: 8 de agosto de 2025.
21. 1.- MEMORIA DESCRIPTIVA DE PROYECTO RECONSTRUCCION EL OLIVAR.pdf. Autor: Social Arquitectura Ltda. Fecha: 19 de enero de 2026.
22. 1.- INFORME ASIST. TEC - CHUSMISA 250-262. Autor: Of. Revisión proyectos habitacionales/CLC SERVIU Región de Valparaíso. Fecha: 19 de enero de 2026.
23. 1.- INFORME ASIST. TEC - RIO MEDINA 180-186. Autor: Of. Revisión proyectos habitacionales/CLC SERVIU Región de Valparaíso. Fecha: 19 de enero de 2026.
24. 03.-PERMISO PLANOS CHUSMISA 250-262. Autor: Social Arquitectura Ltda. Fecha: 29 de octubre de 2025.
25. _3.- PERMISO PLANOS ARQ - RIO MEDINA 180-186 V2. Autor: Social Arquitectura Ltda. Fecha: 16 de septiembre de 2025.

2.1.3 Otros Documentos relativos al Proyecto 2 de cálculo Viviendas El Olivar, versión 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6

26. Correo de IDIEM - Sobre la base normativa para la revisión del proyecto de cálculo Viviendas El Olivar.
27. Manual de diseño Metalcon. Cintac. Segun norma AISI, "SPECIFICATION FOR THE DESIGN OF COLD FORMED STEEL STRUCTURAL MEMBERS EDITION 1996".
28. AISI Standard North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design 2007 Edition with Supplement No. 1. AISI S213-07-S1-09 Standard and Commentary (Reaffirmed 2012).
29. NCh427/2:2019 Construcción – Estructuras de acero – Parte 2: Diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío.
30. Resolución Exenta N°01369, Ministerio de vivienda y Urbanismo Subsecretaría. Fecha 02 de marzo de 2016.
31. 202624315120500151_ORD_2227_30_03_2026_RESPUES TA_A_ORD_506.pdf. Ordinario N° 2227 Mat. Da respuesta a solicitud de antecedentes sobre proyectos habitacionales en los cuales se emplee el sistema constructivo no tradicional denominado FAST WORK. Fecha: 30 de marzo de 2026.
32. Correo de IDIEM - Fwd_ Solicita cotización revisión de proyectos estructural. Fecha: 26 de marzo de 2026.
33. Informe IDIEM N°2.178.944 Revisión Proyecto de Cálculo Estructural Viviendas El Olivar (Rev1) Versión 1 – Vivienda Pareada Tipo A1 (Rev. 1). Fecha: 17 de abril de 2026.
34. Informe de Revisión del Proyecto de Ingeniería y Especialidades. Sector El Olivar-Viviendas Constructora San Sebastián. N°R2. DITEC. Fecha: 23 de marzo de 2026.
35. NCh433.Of1996 Modificada en 2009 "Diseño sísmico de edificios". INN. Fecha: 2009
36. Decreto Supremo N°61. División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional. MINVU. Fecha: 2011

2.2 Planos Proyecto 2 Vivienda Cuatripareo Tipo A1, versión 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6

37. 26.-EST_MUROS RIO MEDINA 186-180_V3. Muros de Contención Comuna de Viña del Mar Región de Valparaíso. Ingeniería F5. Karla Ramírez Peña. Fecha: Diciembre 2025.
38. 26.-EST_MUROS-CHUSMISA 250_v4. Muros de Contención Comuna de Viña del Mar Región de Valparaíso. Ingeniería F5. Karla Ramírez Peña. Fecha: Diciembre 2025.
39. 26.- ESTRUCTURA - TIPO A1_v5. Vivienda Cuatripareo Tipo A1 (individual) El Olivar comuna de Viña del Mar Región de Valparaíso. Ingeniería F5. Karla Ramírez Peña. Fecha: Agosto 2025.
40. 6.- TOPOGRAFIA OLIVAR. POBLACION: EL OLIVAR 1. COMUNA: VIÑA DEL MAR Materia: Plano general de loteo – perfiles de calles – cuadros de superficies - ubicación. Constructora: empresa constructora delta S.A. Arquitecto: Carlos Aguirre Mandiola Ingeniero: Arbec ing. LTDA. Fecha: Febrero 1989.
41. 6.-TOPOGRAFIA - CHUSMISA 250-262. Proyecto R-EO-TA1 Metalcon Obra Nueva de edificación Calle Chusmisa 262, 258, 254, 250, sector 4, El Olivar, Viña del Mar. Materia: Proyecto Arquitectura El Olivar. Arquitecto Patrocinante Gonzalo Pozas Alburquenque. Contenido: Plano topográfico. Fecha: Septiembre 2025.
42. 6.-TOPOGRAFIA - RIO MEDIA 180-186. Proyecto R-EO-TA1 Metalcon Obra Nueva de edificación Pasaje Río Medina 186, 184, 182, 180, sector 9, El Olivar, Viña del Mar. Materia: Proyecto Arquitectura El Olivar. Arquitecto Patrocinante Gonzalo Pozas Alburquenque. Contenido: Plano topográfico. Fecha: Septiembre 2025.

2.3 Especificaciones técnicas Proyecto 2 Vivienda Pareada Tipo A1, versión 56871_PC A1 OLIVAR GRUPO 6

- 43. 23.- EETT BASE - TIPO A1_GRUPO 6_v4 Fecha: 19 de enero de 2026.
- 44. 23.- EETT BASE - TIPO A1_v6 Fecha: 19 de enero de 2026.

3. Introducción

El mandante en su solicitud de cotización de revisión del presente proyecto (ref. 32), manifiesta que una de las diferencias que tiene este proyecto con el proyecto anterior (Proyecto Versión 1: Proyecto Vivienda Pareada Tipo A1), es la siguiente: *“El panel Fastwork ya no se identifica con su marca comercial, sino como Panel prefabricado de hormigón liviano [...]”*.

Respecto a lo anterior, en los documentos revisados no hay antecedentes técnicos ni informes de ensayos estructurales de laboratorio que presenten valores de resistencia mecánica de otro panel prefabricado que no sea el Panel Fastwork, por lo tanto, para efectos de esta revisión se utilizaron los valores de propiedades mecánicas empleados en la memoria del calculista, los que corresponden al Panel Fastwork.

3.1 Descripción del proyecto

La información general del proyecto se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Información general del proyecto.

Propietario:	SERVIU Región de Valparaíso
Proyecto:	Proyecto Versión 2: 56871_PC A1 Olivar Grupo 6
Ubicación:	Sector El Olivar
Ciudad/Región:	Comuna de Viña del Mar, Región de Valparaíso
Arquitecto:	Social Arquitectura
Ingeniero calculista:	Karla Ramírez Peña - Ingeniería FCinco
Revisor de cálculo:	Sin antecedentes/No hay evidencia
Constructora:	Constructora San Sebastián



Figura 3.1 Ubicación Sector El Olivar (recuadro rojo), comuna de Viña del Mar.

3.2 Descripción general de la estructura

El proyecto N°2 consiste en una serie de 4 viviendas en configuración tipo Cuatripareo de dos niveles, materializadas en base a marcos de acero estructural y paneles de perflería de acero conformado en frío de pared delgada con diagonales del mismo tipo, en el sentido longitudinal (sentido X) y paneles industrializados prefabricados de hormigón liviano con placas de fibrocemento en ambas caras, en el sentido transversal (sentido Y). Las fundaciones corresponden a zapatas corridas de hormigón armado. La losa del cielo piso 1° está compuesta por una losa colaborante y el cielo piso 2° está conformado por cerchas de Metalcon, con una cubierta de costaneras metálicas y planchas de OSB.

Las viviendas se encuentran en un terreno con desniveles (cerros y quebradas) y debido a esto hay escalonamientos del terreno que hacen necesaria la incorporación de muros de contención, de altura menor a 3 metros, en algunos sectores.

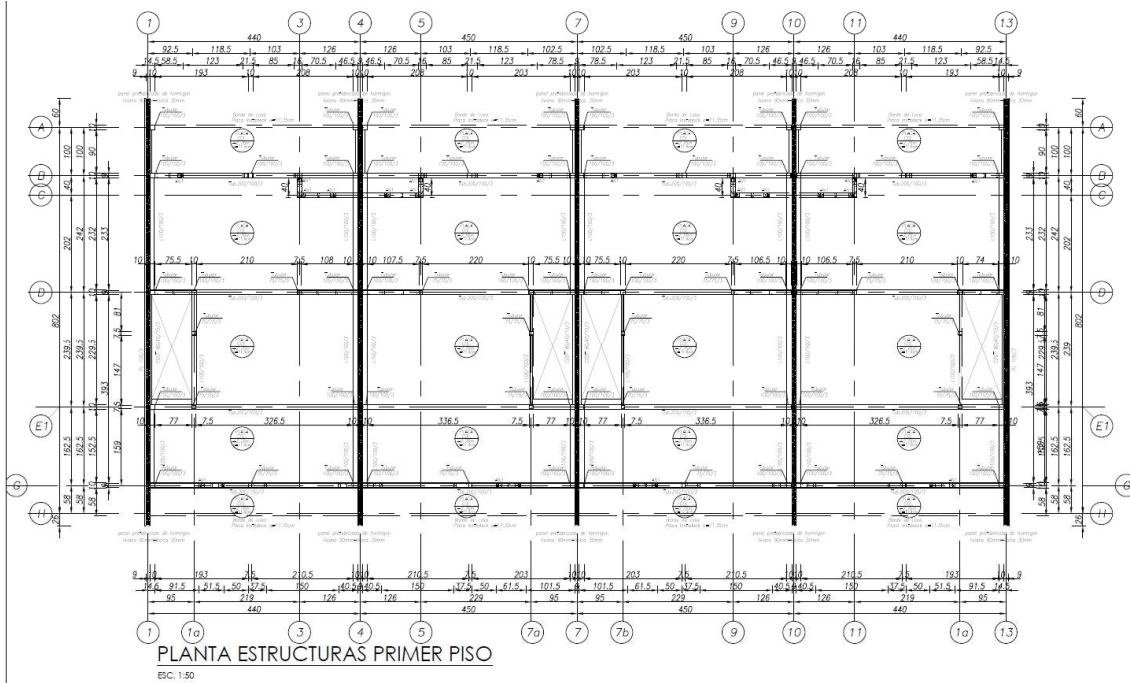


Figura 3.2. Planta cielo 1° piso.

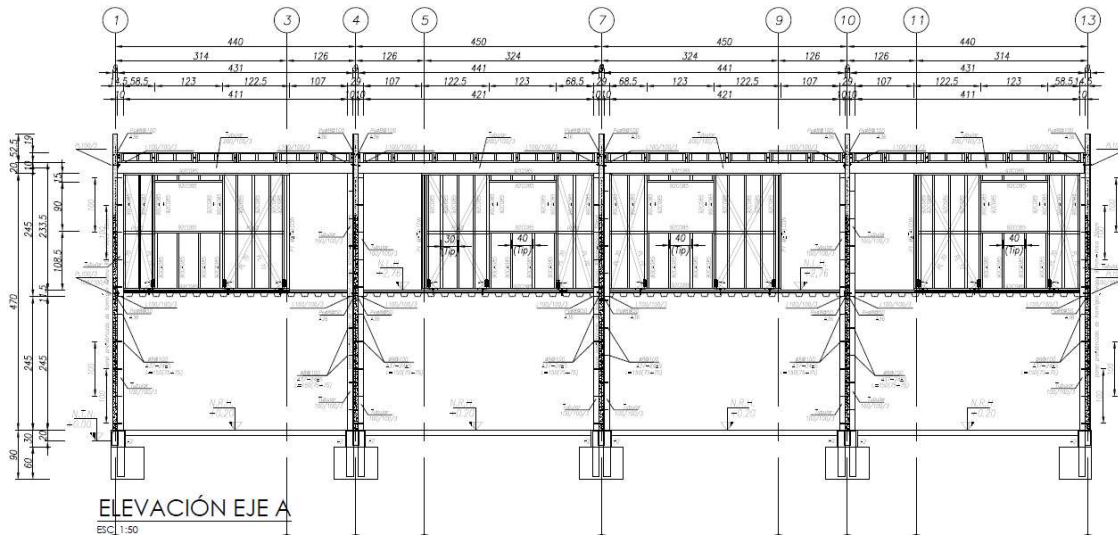


Figura 3.3. Elevación eje A.

3.3 Descripción detallada de elementos importantes de la estructura

3.3.1 Ejes resistentes

3.3.1.1 Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal (eje X) la estructura tiene marcos de acero estructural conformados por columnas de dimensiones 100x100x3 y vigas 200x100x3. De acuerdo con los planos se pueden identificar 4 ejes sismorresistentes (ejes B, D, E1 y G). En cada vivienda estos marcos se extienden desde un muro divisorio al otro. Los pilares del marco se conectan al muro divisorio por medio de conectores de acero $\phi 8@10$ A37-24ES con anclaje Epóxico Sikadur 31 (en el muro divisorio) y por medio de soldadura E60-11 con filete de 3 mm en el pilar de acero.

La unión entre pilar 100x100x3 y viga 200x100x3 se materializa en los nudos del marco de dos formas diferentes:

- Por medio de un PL150x75x4 mm soldada (al pilar continuo) en todo el contorno con una soldadura E70-18 de filete de 3 mm, ubicada en el sector del alma de la viga, según se indica en los planos, y adicionalmente hay soldadura en todo el contorno de la viga con filete de 3 mm y E70-18.

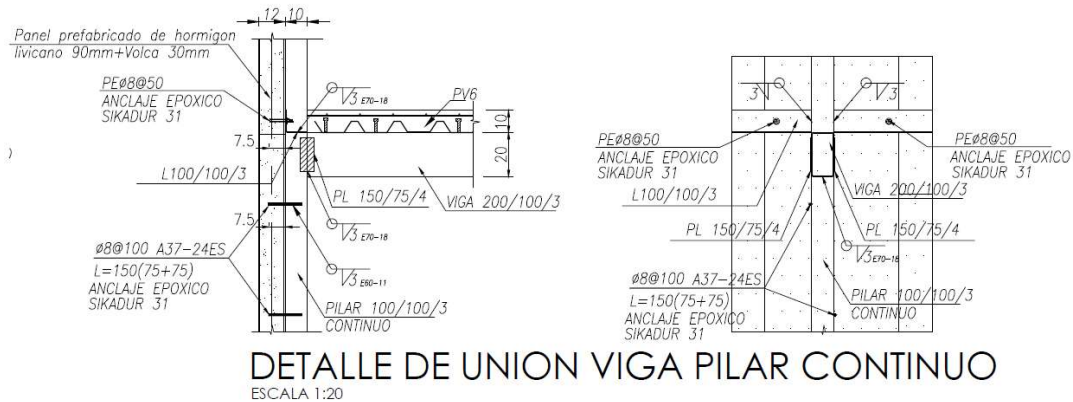


Figura 3.4. Detalle de unión viga pilar continuo.

- Por medio de un PL150x75x4 mm soldada (al pilar discontinuo) en todo el contorno por medio de una soldadura E70-18 con filete de 3 mm, que conecta el ala inferior de la viga con la parte superior del pilar discontinuo con soldadura E70-18 filete de 3 mm, y en la parte superior de la viga se indica soldadura en el contacto con el ángulo L100x100x3 mm E70-18.

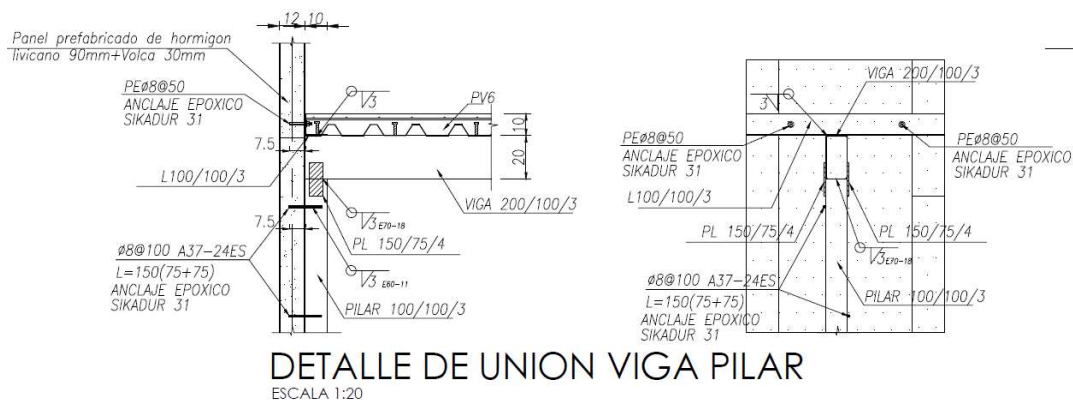


Figura 3.5. Detalle de unión viga pilar discontinuo.

3.3.1.2 Dirección Transversal

En la dirección transversal (Eje Y) la estructura tiene muros medianeros y perimetrales correspondientes a paneles prefabricados de hormigón liviano de 9 cm de espesor, conformando 5 ejes resistentes en los ejes 1, 4, 7, 10 y 13. Estos muros son al mismo tiempo los muros divisorios entre las viviendas. Tiene diversas conexiones hacia distintos elementos, entre las que se cuentan:

- A los cimientos se conecta por medio de una barra $\phi 10$ cada 60 cm aproximadamente, que está inyectada o anclada (no se precisa en los planos) una profundidad de 15 cm. Estas barras también se insertan en el panel.
- A los pilares de los marcos de acero por medio de conectores $\phi 8$ cada 100 cm.
- A la losa colaborante se conectan por medio de un ángulo 100x100x3 mm. No se especifica en los planos con claridad si la losa solamente se apoya en el ángulo o tiene otro tipo de conexión. La losa estaría transfiriendo carga vertical sobre el panel.
- Los paneles tienen una pletina PL100x3 mm sobre ellos que cruza todo el largo total del muro, fijada con unos conectores $\phi 8 @ 50$ cm de calidad A36.
- Los paneles tienen una barra $\phi 10$ por encima del borde en la parte superior, que cruza todo el largo del muro.
- Los paneles en cielo piso 2°, sirven de apoyo en ciertos lugares a las cerchas de techo, a través de un ángulo L100x100x3 mm.

3.3.2 Fundaciones

El proyecto muestra en sus planos una configuración de fundaciones del tipo zapata corrida bajo elementos tipo muro de altura 60 cm y zapatas aisladas bajo pilares de acero de altura 60 cm, algunas unidas por medio de cadenas o vigas de fundación de 15x30 y otras zapatas aisladas sin esta clase de unión.

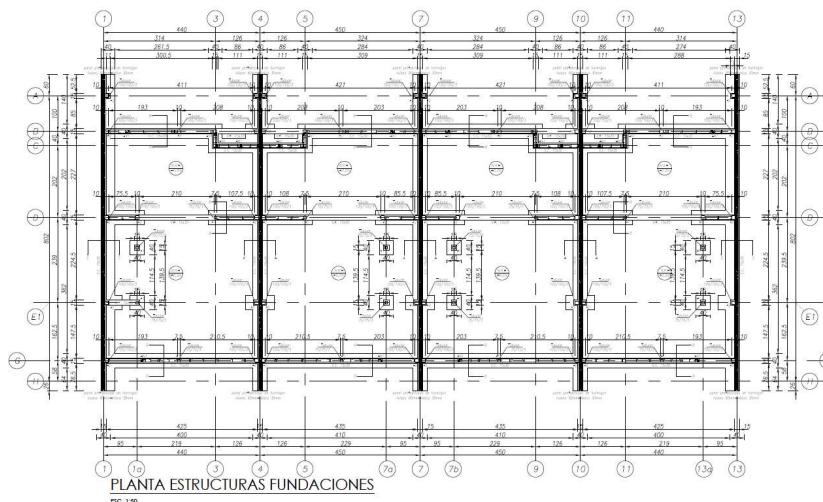


Figura 3.6. Planta estructuras fundaciones.

El suelo de soporte se clasifica como tipo E basado en la aplicación del artículo 5 del D.S. N°61, ver ref.19.

4. Metodología de trabajo

La presente revisión estructural se desarrolla en base a los antecedentes proporcionados por el MINVU, los cuales se detallan en el Ítem 2 del presente informe.

- En primera instancia, se efectúa una revisión de antecedentes, incluyendo planos estructurales, memoria de cálculo y ensayos. Dentro de esta revisión se busca determinar en qué documentos los paneles prefabricados ya no se identifican con su marca comercial "Fastwork" o si aparece otra marca o tipo de panel prefabricado de hormigón liviano.
- Para efectos de cálculos se usan los valores de rigidez y resistencia de los paneles prefabricados Fastwork debido a que no hay antecedentes técnicos de ensayos de laboratorio estructural que muestren algún valor de la rigidez o resistencia de otro panel prefabricado que no sea el Panel Fastwork.
- Se elabora un modelo de control tridimensional de la estructura mediante el software ETABS, considerando la geometría, condiciones de borde y propiedades de los materiales conforme a lo indicado en los planos recibidos. Cabe señalar que, debido a que la estructuración de la vivienda contiene un sistema constructivo no tradicional conformado por paneles prefabricados de hormigón liviano, se adopta como base de referencia la memoria de cálculo desarrollada por Karim Attoni y documentos proporcionados por la DITEC-MINVU.
- A partir del modelo de control estructural, se determinan las solicitaciones sísmicas y estáticas que actúan sobre la estructura. Estas demandas son posteriormente comparadas con las resistencias admisibles de los distintos elementos estructurales, permitiendo evaluar su nivel de utilización. Como resultado del análisis, se presentan los diez mayores factores de utilización para cada tipo de elemento, con el fin de identificar los elementos críticos del diseño. Adicionalmente también se determinan las deformaciones y se comparan con los máximos normativos.
- A partir de los resultados anteriores, se analizó la factibilidad de cumplir con los requerimientos normativos incorporando los elementos de refuerzos necesarios para subsanar las deficiencias estructurales de la vivienda.

5. Observaciones al proyecto de cálculo estructural

Debido a que el diseño estructural presenta deficiencias relevantes, las siguientes observaciones en los puntos 5.1 y 5.2 son el resultado de un estudio comparativo de los antecedentes del proyecto entre sí y la normativa oficial.

En el punto 5.3 se presenta la evaluación y revisión del proyecto por medio de un modelo de control para verificar el cumplimiento del diseño de los elementos de la vivienda y el cumplimiento normativo.

5.1 Observaciones generales

- a. Se detecta que el desarrollo de la memoria de cálculo (ref. 16) se realizó con panel prefabricado de hormigón liviano de **marca comercial Fastwork**, porque en las páginas 3 y 10 se muestran las mismas propiedades de resistencia que aparecen en la "Memoria Descriptiva Certificación 26-10-2011. Sistema Constructivo Estructural Conformadas con Paneles de Hormigón Liviana con caras de Fibrocemento. Comintec Suizandina" (ref. 10) y en la página 10 se muestran las verificaciones empleando los parámetros mecánicos obtenidos de los ensayos realizados por DICTUC en el año 2011 para dicho sistema.
- b. Se detecta en los planos del proyecto Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6, que los muros divisorios de los ejes 1, 4, 7, 10 y 13 han sido renombrados como "paneles prefabricados de hormigón liviano de 90 mm + Volca de 30 mm" (nombre genérico). Adicionalmente, según antecedentes del Ordinario N°2227 (ref. 31) Tablas N° 2 y 3, código 195391, se observa que se proyectaron viviendas con "Panel Hormigón Liviano", pero que no es explícitamente Fastwork, como aparece en los proyectos de la Tabla N°1 de dicho Ordinario.
- c. En este mismo contexto, cabe señalar que en las especificaciones técnicas (ref. 44) se hace referencia a un "Panel prefabricado de hormigón liviano (simple wall o superior técnico)", no obstante, en los antecedentes estructurales tenidos a la vista, no existen especificaciones técnicas y/o informes de ensayos donde se presenten las propiedades mecánicas de este panel, de modo de verificar que son equivalentes a las propiedades estructurales del panel Fastwork empleadas en la memoria de cálculo de este proyecto.
- d. En la memoria de cálculo (ref. 16) se menciona un "panel prefabricado de hormigón liviano (tipo Fast Work)" utilizando las propiedades del Panel Fastwork que están indicadas en los antecedentes 1 y 3.
- e. El diseño de la estructura no cumple con el procedimiento y criterios de cálculo contenidos en el "Informe de cálculo estructural Vivienda Social" (ref. 7), que considera la resistencia promedio y un factor de seguridad 3 para establecer los valores de cargas admisibles de diseño, según Resolución Exenta N°01369 (ref. 30), Anexo 1, punto 4.2 Definición de Requisitos Mínimos de Resistencia y Cálculo del Sistema, desarrollado por la propia empresa fabricante de los paneles Fastwork.
- f. No se cumple con la aplicación aprobada de los paneles Fastwork por la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional (DITEC). La aprobación por parte de este organismo se ha dado en configuraciones de uso para casas de 1 piso y aisladas (ref. 14 y 15).
- g. No se tiene antecedentes de la carta de compromiso para el cumplimiento del artículo 8° de la Resolución exenta N°01369 (Ref. 30) "Todo aquel que cuente con la aprobación de un Sistema Constructivo No Tradicional por parte de la DITEC, podrá autorizar a terceros el desarrollo de proyectos que apliquen dicho sistema constructivo, para lo cual deberá suscribir una carta compromiso mediante la cual se comprometa a otorgar las asesorías necesarias para el correcto desarrollo y ejecución del SCNT, y el tercero a su vez se comprometa a cumplir estrictamente con las especificaciones de dicho sistema".
- h. No se tienen antecedentes en el diseño ante posibles amplificaciones dinámicas según lo establece D.S. N°61 + NCh433Of.1996 Mod. 2009 cap. 4.2.1, que supone que el suelo de fundación es de topografía y estratificación horizontal y la estructura se encuentra lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

5.2 Observaciones a la documentación y antecedentes

Se realizó una revisión general de los siguientes antecedentes:

5.2.1 Observaciones a la Memoria de cálculo (ref. 16 a 18)

- a. En la memoria de cálculo (ref. 16), pág. 11, dentro de la sección "Muros de acero galvanizado (Metalcon), segundo párrafo, se indica que hay placas de OSB de 7/16" (11,1 mm), sin embargo, en los planos se muestran paneles de Metalcon con diagonales 70P085 en ambas caras del panel y con una terminación exterior de volanita e=15 mm.
- b. Se detecta cálculo erróneo del peso sísmico de la estructura en punto 4.5. De acuerdo con esta revisión, el calculista consideró un panel Fastwork de mayor espesor (12 cm), pero en los planos se indica uno de espesor 9 cm.
- c. No hay justificación de la hipótesis de considerar un diafragma rígido ni explicaciones que indiquen todos los puntos de descarga o de apoyo de la losa colaborante para transferir cargas sísmicas.
- d. Los paneles no cumplen con el criterio de uso como elementos resistentes de fuerzas sísmicas según NCh427/2:2019 punto D4 letra d) (ref. 29) y ref. 27 en punto 1.5.2.1. El criterio de uso indica que la relación de aspecto altura/largo no debe exceder 2:1

(punto C4.1 ref. 28). A continuación, en la **Figura 5.1**. Planta con ubicación de tabiques Metalcon., se muestran los paneles de Metalcon marcados en rojo que deben ser descartados como elementos resistentes al corte.

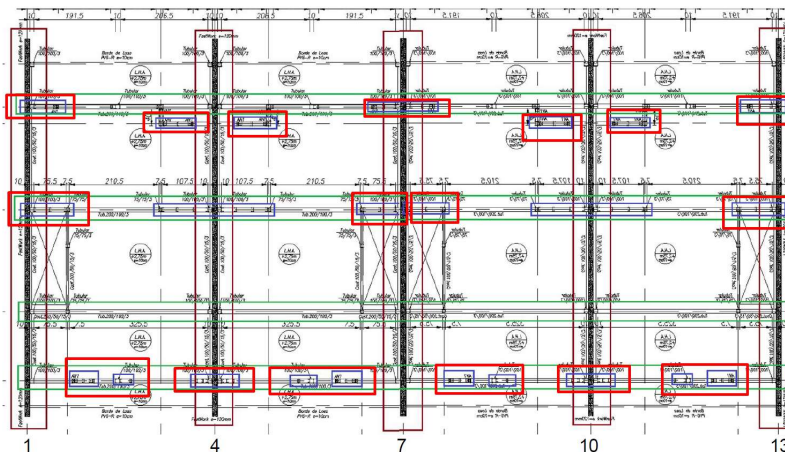


Figura 5.1. Planta con ubicación de tabiques Metalcon.

- e. No se considera en los cálculos de la resistencia a corte y compresión para los paneles prefabricados de hormigón liviano Fastwork, los valores admisibles indicados en la memoria de cálculo de referencia para cálculos (ref. 7). Esta última considera un factor de seguridad de 3.
- f. No se encuentran antecedentes en el punto 5. Muros de acero galvanizado (Metalcon), que estos elementos no reciben carga vertical, ya que no se aprecian dilataciones en los planos estructurales que los separen de la losa o de las cerchas.
- g. En la memoria de cálculo no se especifican materiales que aparecen en los planos estructurales, como, por ejemplo: Acero AT56-50H que es la calidad del acero para los elementos que conforman los sobrecimientos con diámetros de barras $\phi 9,2$ y $\phi 4,2$ mm.
- h. La nomenclatura del acero de refuerzo para hormigón armado no corresponde con la normativa, debe ser A630-420H.
- i. La localidad del punto 4.3 "Carga de nieve" no corresponde a Santiago si no a Viña del Mar (Litoral).
- j. Hay un error en el año de la norma NCh432 en el punto 2. La norma oficial por decreto es la del año 1971.
- k. Hay un error en el punto 4.6, la carga sísmica "E" dice que proviene según NCh2369, pero debe ser según NCh433Of.1996 Mod.2009 (ref. 35).
- l. No se encuentra antecedentes o cálculos de la verificación normativa de deformación entre piso ni separaciones entre viviendas según D.S. N°61 cap. 10.1 (ref. 36).

5.2.2 Observaciones a los Planos estructurales y de detallamiento (ref. 37 a 39)

- a. Existe una inconsistencia entre lo indicado en los planos del proyecto, Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6 (ref. 39) y lo especificado en la memoria de cálculo (ref. 16), en relación con la identificación de los muros divisorios de los ejes 1, 4, 7, 10 y 13. En los planos se señala que los muros divisorios corresponden a "paneles prefabricados de hormigón liviano de 90 mm + Volca de 30 mm" (nombre genérico), mientras que en la memoria de cálculo se considera específicamente el panel prefabricado Fastwork, con sus propiedades y características mecánicas fundamentadas en los Antecedentes.
- b. Se detecta el reemplazo de las plancha OSB 11.1mm en los paneles Metalcon por un sistema que incorpora las diagonales PL70x0.85 (Diagonal 70P085). No hay antecedentes experimentales, ni verificación de que estos elementos cumplan con la resistencia necesaria para resistir las solicitaciones ni análisis de deformaciones para cumplimiento normativo.
- c. En el "Detalle C.S. Cercha 2 a Fastwork", plano E03, este *título de detalle* es el único lugar en donde aparece señalado el panel Fastwork en los planos estructurales.
- d. No se aprecia el cambio N°02 indicado en la tabla de revisiones en los planos, con fecha 08-05-25, en cuanto a la sección de los pilares del cruce de los ejes 1, 7 y 13 con eje G; y la viga en eje D y G, en piso 2°. Se ven las mismas secciones del proyecto 1.
- e. En el plano "26.-EST_MUROS-CHUSMISA 250_v4" (ref. 38), se aprecia que el muro de contención reemplaza al panel prefabricado de hormigón liviano en aproximadamente la totalidad de la altura del piso 1°, a lo largo del eje 13. Esta condición especial no se ve reflejada en la memoria de cálculo, ni se detallan las conexiones de los elementos que están en contacto directo con el muro de contención.
- f. No hay antecedentes del tipo de conexión o anclaje para las barras $\phi 10$ ubicados en los sobrecimientos, si el anclaje es embebido directo en el hormigón, según ACI318-08 cap. 12.2, o, si el anclaje es químico, según las especificaciones del fabricante del Epóxico.
- g. No hay antecedentes de verificación del anclaje de los conectores $\phi 8$ en hormigón liviano que se ubican entre los pilares de acero 100x100x3 y el panel prefabricado cada 100 cm. Existe incertidumbre como podría materializarse el anclaje en el panel,

específicamente para lograr que la perforación respectiva quede completamente llena con Epóxico, además de la capacidad mecánica de este anclaje.

- h. En plano E01, no hay un dibujo adecuado para el corte A. Al corte A le corresponde el detalle que se muestra para la F2 – Pilar 100x100x3.
- i. En plano E01, no hay un corte que muestre la fundación F2, sobre una zapata de ancho 40 cm.
- j. En plano E01, la calidad del hormigón de cimientos sin armar está mal indicado, ya que se señala un G15, sin embargo, en memorias de cálculo (ref.16, 17 y 18) se indica G17.
- k. En plano E02, falta indicación de apoyo o conexión entre losa colaborante y ángulo 100x100x3 adosado a muro prefabricado. No se aclara si hay transferencia de corte desde la losa como diafragma hacia los muros.
- l. En el plano E04, en el “Detalle de anclaje Metalcon”, falta indicaciones de soldaduras en la unión de viga 200x100x3 con pilar 100x100x3 y con ángulo L100x100x3.
- m. En plano E05, falta la verificación de la conexión de los conectores $\phi 8$ @50 cm de calidad A36 en el panel prefabricado que se emplean en la unión de la pletina PL100x3 mm.
- n. En Plano E05, no hay antecedentes de la conexión de los conectores diagonales $\phi 8$ entre los paneles prefabricados de hormigón liviano que se colocan uno sobre otro en vertical. La configuración de paneles apilados en vertical no cuenta con ensayos que den cuenta de su comportamiento.
- o. En plano E05, falta incorporar verificación y detalles de conexión de la barra $\phi 10$ por encima del borde en la parte superior, que cruza todo el largo del muro de paneles prefabricados de hormigón liviano.
- p. En plano E05, en el detalle “Conector unión de paneles a sobrecimiento (elevación)”, se indica un panel Fastwork de espesor 12 cm, pero debe ser espesor 9 cm.
- q. En los planos no hay indicaciones de soldadura para conformar la viga 200x100x3 a partir de los dos canales C200x50x3.
- r. No hay verificación de conexión de soldadura entre pilar discontinuo 100x100x3 y viga 200x100x3 (ver **Figura 3.5**. Detalle de unión viga pilar discontinuo.).
- s. No hay detallamiento de la unión entre pilar 100x100x3 y viga 150x50x3. No hay antecedentes si este nudo transfiere esfuerzo de momento.
- t. En plano E03 no se encuentra el detalle del anclaje AN1 para las conexiones entre pie derecho, diagonal y sobrecimiento.
- u. No se encuentran los detalles del anclaje de los paneles de Metalcon hacia la losa colaborante, ni hacia el radier.
- v. En el plano E03, detalle de cercha tipo 1 y tipo2 hay inconsistencia de secciones de perfiles de acero, en el cruce de los ejes D, G y H.
- w. En plano E04, en “Detalle de Anclaje de Metalcon”, el espesor de la losa dice 10 cm, sin embargo, en el plano de planta Cielo piso 1°, y otros detalles, se indica un espesor de 11,5 cm.
- x. En plano E07, en las elevaciones 3, 5, 9, 11, se indica “Losa PV6R e=10 cm”, sin embargo, en otras elevaciones dentro del mismo plano y memoria de cálculo se indica Losa Placa Colaborante Instadeck e=11,4 cm.

5.2.3 Observaciones a los antecedentes de los Paneles prefabricados de hormigón liviano Fastwork (ref. 1 a 15)

- a. Se detecta un uso no consistente con la práctica de la ingeniería, de emplear valores de capacidad máxima en rotura como valores admisibles para diseño.
- b. Se detecta incompatibilidad de resistencia al corte y compresión entre Ficha de seguridad Paneles de Hormigón Liviano (ref. 1) tabla punto 3. “Características del panel Fastwork” + Memoria descriptiva certificación (ref. 10), y la memoria de cálculo de referencia para cálculos (ref. 7). Esta última considera un factor de seguridad de 3. A continuación de muestran las diferencias entre ambos documentos:

Tabla 5.1. Valores para carga de corte.

Memoria de cálculo de referencia (ref. 7)		Ficha de seguridad Paneles de Hormigón liviano (ref. 1) + Memoria descriptiva certificación (ref. 10)
Valor Neto promedio P_{max} (kg/m):	Valor Neto promedio P_{prop} (kg/m):	Resistencia al corte máximo (Informe DICTUC N°976799):
1267.4	1155.6	1406
Valor admisible P_{max} (kg/m):	Valor admisible P_{prop} (kg/m):	Sin información
422.4	385.2	Sin información

Tabla 5.2. Valores para carga de compresión.

Memoria de cálculo de referencia (ref. 7)		Ficha de seguridad Paneles de Hormigón liviano (ref. 1) + Memoria descriptiva certificación (ref. 10)
Valor Neto promedio P_{max} (kg/m):	Valor Neto promedio P_{prop} (kg/m):	Resistencia a compresión máximo (Informe DICTUC N°976799):
17404.7	10301.0	17934.0
Valor admisible P_{max} (kg/m):	Valor admisible P_{prop} (kg/m):	Sin información
5801.5	3433.5	Sin información

- c. Se detecta incompatibilidad de uso de los paneles Fastwork en el proyecto de viviendas, ya que el método de fijación de los paneles no corresponde al método de fijación que se usó en los ensayos con los que se obtuvo su aprobación. Ver Resolución Exenta N°1369, Anexo 1, punto 3.1 Ensayos Mecánicos (ref. 30).
- d. Se detecta diferencias en uso de acero A630-420H en las barras $\phi 10$ verticales que van a lo largo del panel Fastwork, ya que en la Memoria descriptiva certificación (ref.10) se indica uso de acero calidad A44-28 o similar.
- e. Los paneles Fastwork solo podrían emplearse estructuralmente si se detallaran de acuerdo con lo indicado en "INSTALACION FAST WORK ESTRUCTURAL 14-06-2012.pdf" (ref. 9). Como no se cumple esto en el actual proyecto, no deberían emplearse para conformar ejes de resistencia sísmica.
- f. En Ficha de seguridad Paneles de Hormigón Liviano (ref. 1), punto 4, pág. 3, se indica que el panel Fastwork ha sido diseñado para ser utilizado como "Muros Estructurales", sin embargo, esto debe entenderse dentro de lo autorizado por la DITEC, para edificaciones de 1 piso y aisladas. Ver ref. 14.
- g. No hay ensayos que justifiquen la conexión de paneles en vertical con anclajes de barras de acero insertadas dentro del núcleo.
- h. En el documento Memoria descriptiva certificación (ref.10), no hay información relativa al anclaje de los extremos de la barra de acero estriado que va en todo el eje longitudinal del canto de un panel Fastwork. No hay indicaciones del anclaje hacia sobrecimientos o losas o cadenas de hormigón armado.

5.2.4 Observaciones al informe de Suelo de fundación (ref. 19)

- a. Se detectan diferencias entre estratigrafía en Memorias de cálculo (ref. 16 a 18) y en el plano E01 (ref. 39), según se muestra en Informe visual de suelos (ref. 19).

Tabla 5.3. Tensiones admisibles del suelo.

Terreno	Calicatas ejecutadas por	Estrato para fundar	Tensiones admisibles
Chusmisa 219-235	GLL TIEFBAU (04/06/2025)	H-2 Arena limosa (Maicillo)	$q_{est} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ $q_{sis} = 1.9 \text{ kg/cm}^2$

- b. Falta documento citado en Memoria de cálculo (ref. 16 a 18) titulado "INF_SUELOS_Muros_El Olivar_Viña del Mar_R0." Y verificar tensiones de capacidad de soporte admisible en Memorias de cálculo, para el estrato de Arena limosa, ya que aparecen los valores: estático = $1,5 \text{ kg/cm}^2$ y sísmico = $1,9 \text{ kg/cm}^2$, pero asignados al estrato H-4 Roca meteorizada.
- c. No hay antecedentes que justifiquen los valores de los parámetros del suelo para empujes indicados en el punto 7 de los informes visual de suelos.

5.2.5 Observaciones a los Muros de contención (Ref. 17, 18, 37 y 38)

- a. En documento de cálculo de muros de contención Chusmiza (ref. 17) no hay justificación de la densidad y del ángulo de fricción interna del suelo Maicillo. No se encuentran estos valores en el documento de mecánica de suelos (ref. 19).
- b. No se encuentra justificación del uso del coeficiente de empuje en reposo como coeficiente de empuje pasivo en el documento de cálculo de muros de contención Chusmiza (ref. 17).
- c. No se encuentra justificación de la carga de 24 kN actuando sobre la porción de fundación que ingresa en la vivienda (en la base del muro de contención) en documento de cálculo de muros de contención Chusmiza (ref. 17).
- d. No se encuentra justificación del factor de seguridad para deslizamiento de la fundación del muro de contención en documento de cálculo de muros de contención Chusmiza (ref. 17).
- e. En el plano E01 "Estructura de muros tipo" (ref. 38) no se encuentran detalles de la conexión entre el panel de hormigón prefabricado y el muro de contención en las elevaciones de los ejes A, B, D, E1 y G.
- f. Se detecta vulnerabilidad en el diseño de la columna corta que se genera entre la losa colaborante y el extremo (punta superior) del muro de contención.

- g. Se detecta la ausencia de conexión entre el pilar metálico 100x100x3 y el muro de contención en los ejes A, B, E1 y G. Solo en el eje D se aprecian dos conectores (dowell), pero no se encuentra su diseño en la memoria de cálculo.
- h. No hay concordancia entre los supuestos de la memoria de cálculo que considera los muros de contención como cantiléver y lo que se muestra en los planos de muros de contención (ref. 37 y 38). Por ejemplo, en la vivienda de la calle Río Medina, en los planos se aprecia que el radier de la vivienda llega a la cabeza del muro de contención lo que genera un apoyo o restricción para este extremo. Si este fuera el caso entonces el comportamiento del muro no es cantiléver. En el caso de la vivienda de la calle Chusmiza el muro de contención se apoya en el perfil 100x100x3, y en el extremo libre se ancla el panel prefabricado de hormigón liviano y muy cerca llega la losa colaborante. Esta configuración genera una columna corta que tiende a restringir el desplazamiento del extremo del muro, lo que tampoco se debe considerar como muro en cantiléver.
- i. No existe suficiente claridad en la vivienda de la calle Río Medina respecto de la extensión del hormigón pobre escalonado, el cual aparenta funcionar como un elemento de apoyo tipo puntal para los muros.

5.2.6 Observaciones a las Especificaciones técnicas (Ref. 43 y 44)

- a. Se observa un nombre de panel prefabricado diferente entre ref. 43 y 44. En ref. 43 aparece "Panel Prefabricado de hormigón liviano (**Panel Fastwork o superior técnico**)", mientras que en Ref. 44 "EETT BASE - TIPO A1_V6, se indica en la sección C 05 03 80 "Panel Prefabricado de hormigón liviano (**simple wall o superior técnico**)".
- b. Se detecta inconsistencia entre lo indicado en el texto C 05 03 80 "Otro Muro Estructural Resistencia Vertical - Panel Fastwork e=90 mm [...] (ref. 43) y lo mostrado en plano ref. 8 "Detalle 3: Conector unión de paneles a sobrecimiento (elevación)", con respecto a los conectores inferiores en la base del panel.
- c. Se observa una inconsistencia en la especificación del hormigón para fundaciones. En el documento se indica el uso de hormigón G17 con resistencia mínima de 20 MPa; sin embargo, dicha resistencia corresponde a un hormigón G20.

5.3 Revisión en base al Análisis estructural

En la siguiente sección se aborda la revisión estructural de las viviendas a partir de un modelo de control computacional realizado por IDIEM, en el software de elementos finitos ETABS. Con ello, se obtuvieron los esfuerzos solicitantes para las cargas de servicio estáticas y dinámicas indicadas en la normativa chilena oficial y se contrastaron con las resistencias de los distintos elementos, principalmente los sismorresistentes.

Para la verificación de muros de acero conformado en frío (conocidos como Metalcon), se utiliza la norma chilena NCh427/2:2019 que rige el diseño de perfiles de pared delgada conformados en frío. Esta norma en el punto D4 letra d) remite a la norma AISI S213.

5.3.1 Bases de cálculo y consideraciones

Las bases de cálculo descritas a continuación abarcan los criterios generales utilizados para el análisis estructural.

5.3.1.1 Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales considerados en el análisis estructural son las indicadas a continuación en la **Tabla 5.4**.

Tabla 5.4. Propiedades mecánicas de los materiales.

Elemento	Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Hormigón	Resistencia cilíndrica	f_c	17	MPa
	Peso específico	γ_c	2,5	tonf/m ³
	Módulo de elasticidad	E_c	19380	MPa
Acero de refuerzo para hormigón	Tensión de fluencia	f_y	420	MPa
	Peso específico	γ_s	7,85	tonf/m ³
	Módulo de elasticidad	E_s	210000	MPa
Acero Estructural A370-240ES	Tensión de fluencia	F_y	240	MPa
	Tensión última	F_u	370	MPa
	Módulo de elasticidad	E	210000	MPa
Acero de pared delgada conformado en frío	Tensión de fluencia	F_y	275	MPa
	Tensión última	F_u	360	MPa
	Módulo de elasticidad	E	210000	MPa
Placa Colaborante	Tensión de fluencia	F_y	255	MPa
	Tensión última	F_u	360	MPa
	Módulo de elasticidad	E	210000	MPa

5.3.1.2 Paneles prefabricados de hormigón liviano

En esta sección se presentan las propiedades mecánicas de los paneles prefabricados de hormigón liviano que, en este caso, corresponden al panel Fastwork (según memoria de cálculo, ref. 16), obtenidas a partir de los resultados de los ensayos realizados por DICTUC en el año 2011. Específicamente, se determinaron el módulo de elasticidad y el módulo de corte, debido que el panel no tiene un comportamiento isotrópico.

Para obtener el módulo de elasticidad E y el módulo de corte G , se consideró la rigidez axial elástica (K_a elast), la rigidez lateral elástica (K_L elast) y los parámetros geométricos del panel. El detalle se presenta en **Tabla 5.5** y **Tabla 5.6**.

Tabla 5.5. Extracto de tabla resultados ensayo Carga Vertical DICTUC⁽¹⁾ (ref. 4) y Módulo de Elasticidad calculado.

Panel	K_a elast ⁽¹⁾ [kgf/mm/m]	E [tonf/m ²]
CB3-e90-OU-CV-01	17930.3	486111.0
CB3-e90-OU-CV-02	16169.9	438384.0
CB3-e90-OU-CV-03	13556.1	367521.0
Promedio		430672.0

Tabla 5.6. Extracto de tabla resultados ensayo Carga Horizontal DICTUC⁽¹⁾ (ref. 5) y Módulo de Corte calculado.

Panel	K_L elast ⁽¹⁾ [kgf/mm/m]	G [tonf/m ²]
CB3-e90-OU-CH-01	44.6	1210.0
CB3-e90-OU-CH-02	64.4	1745.0
CB3-e90-OU-CH-03	55.6	1506.0
Promedio		1487.0

La **Tabla 5.7** presenta las propiedades mecánicas empleadas en el análisis.

Tabla 5.7. Propiedades mecánicas de Paneles Fastwork.

Elemento	Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Panel Fastwork	Módulo de Elasticidad	E	430000	tonf/m ²
	Módulo de Corte	G	1500	tonf/m ²
	Peso Específico	ρ	0.7	tonf/m ³

5.3.1.3 Definición de cargas y sobrecargas

Los tipos de carga que se consideraron en la verificación estructural son los indicados a continuación en la **Tabla 5.8**.

Tabla 5.8. Tipos de carga.

Tipo de carga	Sigla
Cargas permanentes	D
Cargas de uso	L
Carga de Techo	Lr
Carga de Viento	W
Cargas sísmicas	E

Cargas permanentes (D)

Consisten en las cargas de peso propio presentes en la estructura más las cargas permanentes adicionales estacionarias. El valor de carga del peso propio se establece directamente mediante una cubicación de los elementos estructurales en los softwares en base a la materialidad. El detalle de las cargas adicionales consideradas para el edificio se presenta en la **Tabla 5.9**.

Tabla 5.9. Cargas permanentes adicionales.

Carga	Valor [kgf/m ²]
Carga muerta adicional	100.0
Carga muerta OSB (techo)	7.7
Carga muerta de equipos	188.0

Cargas de uso (L)

Consisten en las cargas de ocupación de la estructura. Estas cargas de uso consideradas en el análisis estructural, de acuerdo con la normativa NCh 1537, corresponden a lo mostrado a continuación en la **Tabla 5.10**.

Tabla 5.10. Carga de uso considerada presente actualmente.

Tipo de carga	Valor [kgf/m ²]
Habitacional	200

Cargas de techo (Lr)

Consisten en las cargas generadas sobre el techo durante la mantención o durante la vida útil de la estructura. La carga de uso uniformemente distribuida para techos con acceso sólo para mantención, según lo indicado en la tabla 4 de la norma NCh1537:2009, es de 65 kgf/m² con reducción por conceptos de pendiente y área tributaria.

Cargas de viento (W)

Las solicitaciones por viento se obtienen conforme a las disposiciones de la norma NCh432. La presión básica predominante corresponde a 55 kgf/m².

Cargas sísmicas (E)

Las solicitaciones sísmicas se obtienen a partir de un análisis conforme a la norma NCh433 y sus respectivas modificaciones establecidas por el Decreto Supremo N°61. En la **Tabla 5.11** se presentan los parámetros sísmicos generales considerados en el análisis que aplican a la estructura. Según la norma NCh433 el factor de modificación de la respuesta que aplica para esta estructura mixta en que la dirección transversal utiliza SCNT como sistema sismo resistente, razón por la cual se asigna R=2.

Tabla 5.11. Parámetros sísmicos usados en el análisis.

Parámetro	Categoría	Sigla	Valor
Zona sísmica	3	A ₀ /g	0,4
		S	1,30
		T ₀ [s]	1,20
Tipo de suelo	E	T' [s]	1,35
		n	1,80
		p	1,00
		Categoría del edificio	II
Factor de modificación de respuesta	-	R	2,00
Coefficiente sísmico mínimo	-	C _{min}	0,087
Coefficiente sísmico máximo	-	C _{max}	0,468

5.3.1.4 Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico se empleó la metodología del análisis estático, a partir del cual se obtienen los desplazamientos y solicitaciones de la estructura.

5.3.1.5 Método de verificación y combinaciones de carga

Para la verificación de los elementos de Metalcon y Panel Fastwork se utilizó el método de tensiones admisibles, Allowable Strength Design (ASD). Para los elementos de acero estructural y hormigón armado se utilizó el método de diseño por resistencia, Load and Resistance Factor Design (LRFD). Las combinaciones de cargas consideradas corresponden a las indicadas en el Punto 9.2.1 de la norma NCh3171:2010 y se presentan en las **Tabla 5.12** y **Tabla 5.13**.

Tabla 5.12. Factores de combinaciones de carga. (Método ASD).

Combinación	D	L	Lr	EX	EY
1	1,0	--	--	--	--
2	1,0	1,0	--	--	--
3	1,0	--	1,0	--	--
4	1,0	0,75	0,75	--	--
ASD 5X	1,0	--	--	1,0	--
5Y	1,0	--	--	--	1,0
6bX	1,0	0,75	--	0,75	--
6bY	1,0	0,75	--	--	0,75
8X	0,6	--	--	1,0	--
8Y	0,6	--	--	--	1,0

(*) X corresponde a la dirección longitudinal de la estructura; Y a la dirección transversal. Las combinaciones con solicitación sísmica son analizadas en ambos sentidos para cada dirección.

Tabla 5.13. Factores de combinaciones de carga. (Método LRFD).

Combinación	D	L	Lr	EX	EY
1	1,4	--	--	--	--
2	1,2	1,6	0,5	--	--
3a	1,2	1,0	1,6	--	--
LRFD 5X	1,2	1,0	--	1,4	--
5Y	1,2	1,0	--	--	1,4
7X	0,9	--	--	1,4	--
7Y	0,9	--	--	--	1,4

(*) X corresponde a la dirección longitudinal de la estructura; Y a la dirección transversal. Las combinaciones con solicitación sísmica son analizadas en ambos sentidos para cada dirección.

5.3.2 Modelo estructural

Para el análisis estructural de la vivienda, se elaboró un modelo de control tridimensional mediante el software computacional ETABS, modelando el sistema Cuatripareo completo. La estructura fue representada utilizando elementos lineales tipo Frame para pilares y vigas, y elementos tipo Shell para paneles y losas.

Cada losa colaborante, soportada por los marcos de acero, fue modelada como un diafragma semirrígido independiente por vivienda. Asimismo, la losa colaborante se consideró como una losa en una dirección, por lo que se modificó su rigidez en el sentido del pareo de viviendas.

La estructura presenta un sistema híbrido de resistencia lateral en la dirección del pareo, conformado por marcos de acero y muros de Metalcon. De estos últimos, solo se consideraron como elementos resistentes laterales aquellos que cumplen con lo indicado en la normativa, una razón de esbeltez 2:1. Los tabiques que no cumplen estas condiciones no fueron considerados como parte del sistema de resistencia lateral y se incorporaron únicamente como carga muerta. En la modelación, los paneles de Metalcon se representaron mediante elementos tipo Frame.

En el modelo de control estructural, las columnas de acero estructural se consideraron simplemente apoyada en su base y rotuladas en unión viga-columna. En el caso de los paneles de Metalcon y de los paneles prefabricados, se adoptó una condición de apoyo fijo.

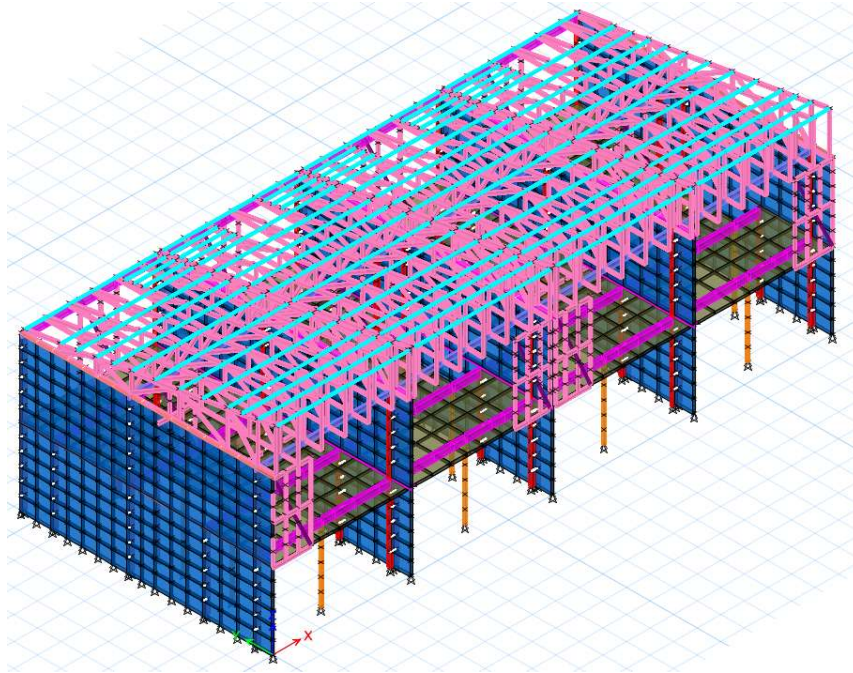


Figura 5.2. Modelo estructural computacional en ETABS.

5.3.3 Resultados globales del análisis sísmico

Del modelo estructural se obtuvieron los resultados sísmicos globales. Se realizaron dos procesos. Con el análisis estático se verificaron los esfuerzos y deformaciones, mientras que con el análisis dinámico se obtuvieron los periodos de la estructura. Los parámetros sísmicos del suelo, utilizados para el análisis, se presentaron previamente en la **Tabla 5.11**. Parámetros sísmicos usados en el análisis. Dichos parámetros incluyen la aceleración básica de diseño y otras características del suelo que afectan la respuesta sísmica de la estructura. El tipo de suelo considerado para efectos sísmicos fue tipo E.

Resultados Sísmicos en Dirección X

```

-----
Peso Sísmico           : 66.98 [tonf]
Altura Total          : 6.25 [m]
Periodo Predominante  : 0.56 [s]
Factor de Rigidez     : 11.17 [m/s]
Corte Basal Mínimo    : 5.80 [tonf]      8.67 % P-Total
Corte Basal Máximo    : 31.35 [tonf]     46.80 % P-Total
Factor de reducción (R) : 2
Corte Basal Efectivo  : 31.35 [tonf]     46.80 % P-Total
Momento Volcante      : 89.14 [tonf·m]
Brazo de Palanca [Mb/Qb] : 2.84 [m]      45.46 % H-Total
Despl. de Techo (δx)  : 3.72 [cm]
    
```

En la Dirección perpendicular a la Solicitud :

```

-----
Corte Basal Efectivo  : 0.02 [tonf]      0.07 % Qb
Momento Volcante      : 0.06 [tonf·m]     0.06 % Mb
    
```

Resultados Sísmicos en Dirección Y

```

-----
Peso Sísmico           : 66.98 [tonf]
Altura Total          : 6.25 [m]
Periodo Predominante  : 0.349 [s]
Factor de Rigidez     : 17.92 [m/s]
Corte Basal Mínimo    : 5.80 [tonf]      8.67 % P-Total
Corte Basal Máximo    : 31.35 [tonf]     46.80 % P-Total
Factor de reducción (R) : 2
Corte Basal Efectivo  : 31.35 [tonf]     46.80 % P-Total
Momento Volcante      : 87.80 [tonf·m]
Brazo de Palanca [Mb/Qb] : 2.80 [m]      44.78 % H-Total
Despl. de Techo (δy)  : 1.79 [cm]
    
```

En la Dirección perpendicular a la Solicitud :

```

-----
Corte Basal Efectivo  : 0.03 [tonf]      0.09 % Qb
Momento Volcante      : 0.13 [tonf·m]     0.15 % Mb
    
```

La **Tabla 5.14** presenta los parámetros geométricos de la vivienda por nivel y por diagrama, donde P corresponde al piso y D al diafragma. La tabla incluye los valores de área (**A**), peso (**W**), peso por metro cuadrado (**W/A**), centro geométrico en cada dirección (**Xg** e **Yg**), posición en altura (**H**) y la longitud de en cada dirección (**Lx** y **Ly**).

Tabla 5.14. Parámetros Geométricos de la estructura.

Nivel	A	W	W/A	Xg	Yg	H	Lx	Ly
[#]	[m ²]	[tonf]	[tonf/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
P2-D1	31.8	2.05	0.06	2.3	4.5	4.9	4.2	8.0
P2-D2	32.4	2.35	0.07	6.70	4.7	4.9	4.3	8.0
P2-D3	32.4	2.35	0.07	11.1	4.7	4.9	4.3	8.0
P2-D4	31.8	2.05	0.06	15.5	4.5	4.9	4.2	8.0
P1-D1	31.8	14.4	0.45	2.3	4.0	2.4	4.2	8.0
P1-D2	32.4	14.7	0.45	6.6	4.0	2.4	4.3	8.0
P1-D3	32.4	14.7	0.45	11.2	4.0	2.4	4.3	8.0
P1-D4	31.8	14.4	0.45	15.5	4.0	2.4	4.2	8.0

Modos predominates en cada dirección Sísmica

<i>Dirección X</i>			<i>Dirección Y</i>		
<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Mxx</i>	<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Myy</i>
1	0.56	98.49	2	0.349	92.79
5	0.312	0.66	4	0.339	4.81
9	0.226	0.28	10	0.221	1.27
3	0.342	0.19	8	0.237	0.4
11	0.189	0.16	16	0.053	0.25
7	0.246	0.06	6	0.254	0.18
8	0.237	0.06	7	0.246	0.16
13	0.129	0.05	12	0.147	0.08
6	0.254	0.02	14	0.1	0.03
15	0.087	0.02	9	0.226	0.01
10	0.221	0.01	1	0.56	0.0
4	0.339	0.0	3	0.342	0.0
2	0.349	0.0	5	0.312	0.0
12	0.147	0.0	11	0.189	0.0
14	0.1	0.0	13	0.129	0.0
16	0.053	0.0	15	0.087	0.0
SUMA		100.0	SUMA		99.98

- Nota: Se muestran los primeros 20 modos para cada dirección (de existir).
 La sumatoria de masa equivalente corresponde a la de todos los modos utilizados en el análisis.

En las siguientes tablas se muestran distribuciones de corte según lo obtenido por modelo computacional y según fórmula de norma NCh433.

Tabla 5.15. Distribución de corte sísmicos en altura según NCh433.

Pisos	Z[m]	A [-]	P [tonf]	P*A [tonf]	F [tonf]	Corte [tonf]
CP2	4.88	0.71	8.80	6.22	8.40	8.40
CP1	2.44	0.29	58.20	17.05	23.00	31.40

Resultados Globales: Esfuerzos Sismo X

<i>Nivel</i>	<i>Esfuerzo de Corte</i>	<i>Momento Volcante</i>	<i>Momento Torsor</i>
[#]	[tonf]	[tonf·m]	[tonf·m]
P2	6	14	24
P1	30	88	64

Resultados Globales: Esfuerzos Sismo Y

<i>Nivel</i>	<i>Esfuerzo de Corte</i>	<i>Momento Volcante</i>	<i>Momento Torsor</i>
[#]	[tonf]	[tonf·m]	[tonf·m]
P2	6	14	51
P1	30	88	303

Tabla 5.16. Comparación entre corte en altura entre análisis estático NCh433 y por coeficientes sísmicos en modelo computacional.

Piso	Corte [tonf]		Coeficientes/Estático
	Método Estático	Método por Coeficientes	
P2	8.4	6	72%
P1	31.4	30	96%

5.3.4 Verificación de elementos estructurales

Se verificó la capacidad nominal de los elementos estructurales más relevantes de las viviendas, incluyendo columnas, vigas, tabiques y losas, de acuerdo con los criterios de diseño establecidos.

Los resultados del análisis se presentan en función del factor de utilización (FU), definido como la relación entre la demanda y la capacidad resistente o admisible del elemento, la cual representa su nivel de sollicitación respecto de dicha capacidad. Por lo tanto, un elemento es capaz de resistir las sollicitaciones de diseño si se obtiene un FU menor o igual a 1.

Con el objetivo de resumir los principales resultados, se presentan, para cada tipo de elemento estructural, los 10 elementos con mayor nivel de sollicitación.

Adicionalmente se agrega diagrama de los nombres de los Piers y Frames más solicitados.

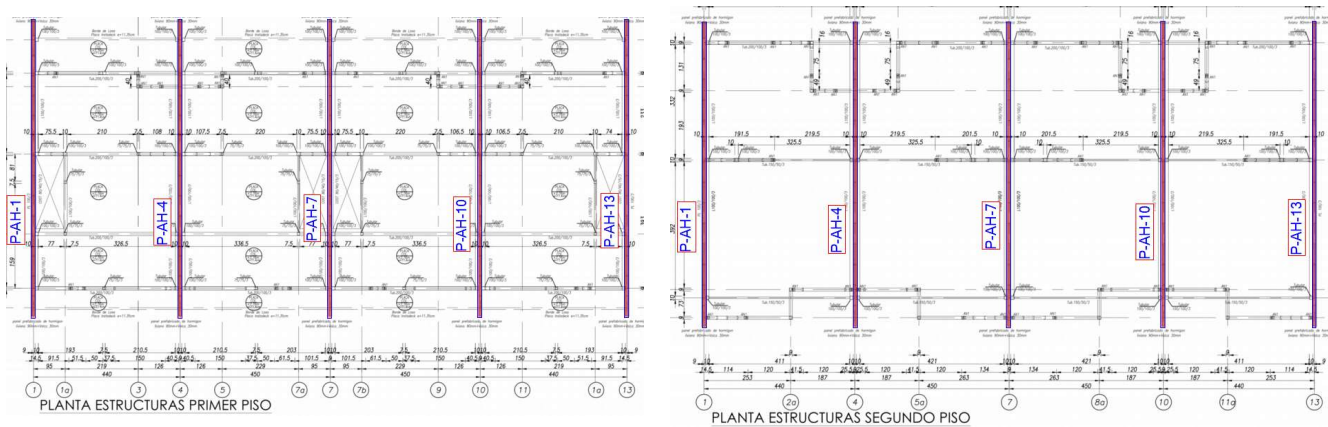


Figura 5.3. Planta cielo piso 1 y 2 notación de elementos Pier.

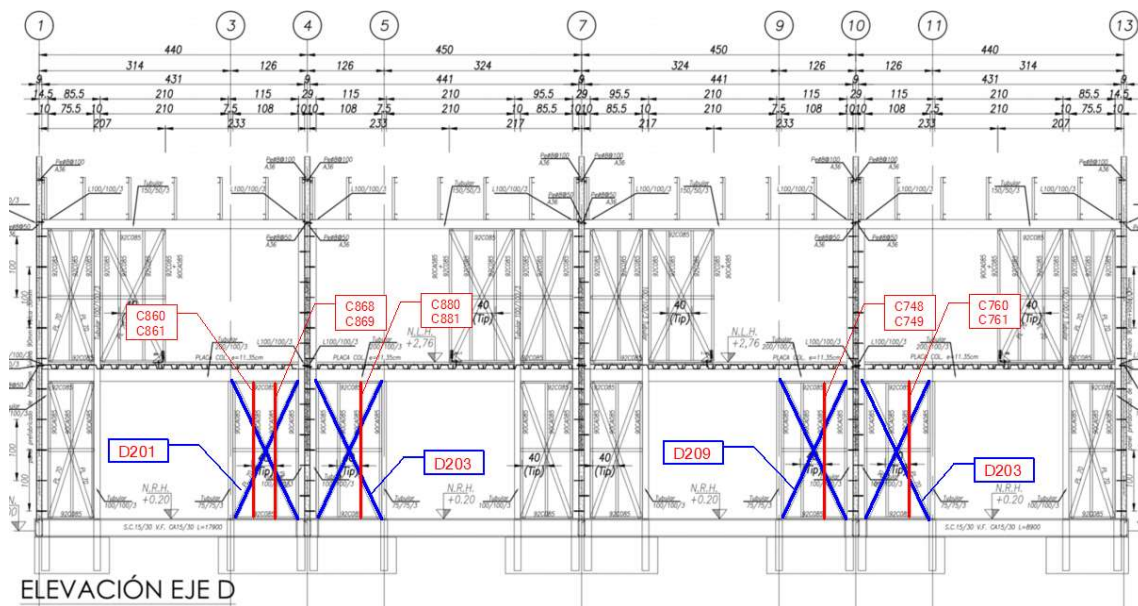


Figura 5.4. Elevación eje D, etiqueta de elementos de paneles Metalcon.

5.3.4.1 Paneles prefabricados de hormigón liviano

Las resistencias de los paneles prefabricados de hormigón liviano, en este caso panel Fastwork, fueron obtenidas a partir de la memoria de cálculo "Memoria_4770_Rev_06" (ref. 7), documento proporcionado por MINVU y adoptado como base para el presente análisis. De dicha memoria se extrajeron los valores de resistencia axial, a flexión y a corte utilizados en las verificaciones correspondientes.

Tabla 5.17. Resistencia muro de panel prefabricado de hormigón liviano (Fastwork).

Tipo	Compresión [kgf/m]	Corte [kgf/m]	Flexión [kgf/m]
Fastwork	5801	422	287

Las **Tabla 5.18** y **Tabla 5.19** presentan la verificación, en función del factor de utilización (FU) de los paneles Fastwork, respectivamente.

Tabla 5.18. Verificación al corte de panel prefabricado de hormigón liviano (Fastwork).

Piso	Pier	Solicitud Panel [tonf/m]	Resistencia Panel [tonf/m]	F.U. Corte
P1	P-AH-7	0.84	0.42	2.00
P1	P-AH-10	0.84	0.42	2.00
P1	P-AH-4	0.84	0.42	1.99
P1	P-AH-13	0.61	0.42	1.44
P1	P-AH-1	0.61	0.42	1.44
P2	P-AH-7	0.18	0.42	0.42
P2	P-AH-10	0.17	0.42	0.39
P2	P-AH-4	0.17	0.42	0.39
P2	P-AH-13	0.11	0.42	0.27
P2	P-AH-1	0.11	0.42	0.26

Tabla 5.19. Verificación Axial de panel prefabricado de hormigón liviano (Fastwork).

Piso	Pier	Solicitud Panel [tonf/m]	Resistencia Panel [tonf/m]	F.U. Axial
P1	P-AH-4	1.70	5.80	0.29
P1	P-AH-10	1.70	5.80	0.29
P1	P-AH-7	1.32	5.80	0.23
P1	P-AH-13	0.90	5.80	0.16
P1	P-AH-1	0.89	5.80	0.15
P2	P-AH-7	0.66	5.80	0.11
P2	P-AH-4	0.62	5.80	0.11
P2	P-AH-10	0.61	5.80	0.10
P2	P-AH-13	0.46	5.80	0.08
P2	P-AH-1	0.44	5.80	0.08

De acuerdo con la revisión estructural realizada, los paneles prefabricados de hormigón liviano Fastwork, **no cumplen** con las solicitudes de diseño, presentando incumplimientos principalmente frente a esfuerzos de corte. Adicionalmente, las conexiones asociadas a estos elementos no cuentan con antecedentes suficientes para evaluar su comportamiento estructural.

5.3.4.2 Muros de Metalcon

La determinación de la resistencia de los muros de sistema Metalcon se realizó considerando la contribución de sus componentes estructurales. Por una parte, la resistencia a cargas laterales (esfuerzos de corte) es provista por el uso de diagonales, mientras que la resistencia a cargas verticales es asumida por los perfiles de Metalcom.

Resistencia de los perfiles de muros.

Tabla 5.20. Resistencias de perfiles.

Exteriores		[kgf]	[kgf]	[kgf]
Altura [m]	Espaciamiento [cm]	90CA085	90CA10	100CA085
2.6	40	1083	1423	1256

Las **Tabla 5.21** y **Tabla 5.22** presentan la verificación, en función del factor de utilización (FU) de los Muros de Metalcom, respectivamente.

Tabla 5.21. Verificación diagonal 70PL085.

Piso	Diagonal	Solicitación [tonf/m]	Resistencia[tonf/m]	F.U. Corte
P1	D203	6.91	1.00	6.90
P1	D211	6.88	1.00	6.87
P1	D209	6.75	1.00	6.73
P1	D201	6.73	1.00	6.72
P2	D199	1.05	1.00	1.05
P2	D205	0.92	1.00	0.92
P2	D231	0.53	1.00	0.53
P2	D158	0.53	1.00	0.53
P2	D197	0.52	1.00	0.52
P2	D235	0.50	1.00	0.50

Tabla 5.22. Verificación axial perfil pie derecho.

Piso	Pie derecho	Solicitación [tonf/m]	Resistencia [tonf/m]	F.U. Axial
P1	C868	-2.22	1.08	2.06
P1	C869	-2.22	1.08	2.06
P1	C748	-2.21	1.08	2.05
P1	C749	-2.21	1.08	2.05
P1	C760	-1.99	1.08	1.84
P1	C761	-1.99	1.08	1.84
P1	C880	-1.95	1.08	1.81
P1	C881	-1.95	1.08	1.81
P1	C860	-1.51	1.08	1.40
P1	C861	-1.51	1.08	1.40

De acuerdo con la revisión estructural realizada, los muros de sistema Metalcon no cumplen con las solicitaciones de diseño, presentando factores de utilización (F.U.) superiores a 1.0, frente a esfuerzos de corte y compresión. Esta condición se explica debido a que dichos muros constituyen el único sistema resistente en la dirección longitudinal, concentrando la totalidad de las solicitaciones sísmicas en ese eje, lo que genera una sobredemanda estructural respecto de su capacidad resistente.

5.3.4.3 Verificación de conexiones de Diagonal 70P085

A continuación, se incluye la verificación de las conexiones de la diagonal 70P085 más solicitada:

Corte de la plancha por aplastamiento e inclinación del tornillo:

Longitud del muro $L_M := 1.2 \text{ m}$

Altura del muro $H_M := 2.4 \text{ m}$

Altura de la losa de entrepiso $H_L := 0.1 \text{ m}$

Espesor del muro $t_M := 0.1 \text{ m}$

Angulo de inclinación de la diagonal $\alpha := \text{atan} \left(\frac{H_M}{L_M} \right) \cdot \frac{180}{\pi} = 63.4349$

$$P_{ns_i} := 4.2 \cdot \sqrt{t_2^3 \cdot d} \cdot F_{u2} = 0.6712 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_ii} := 2.7 \cdot t_1 \cdot d \cdot F_{u1} = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_iii} := 2.7 \cdot t_2 \cdot d \cdot F_{u2} = 0.6966 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_1_min} := \text{Min} (P_{ns_i} ; P_{ns_ii} ; P_{ns_iii}) = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_2_min} := \text{Min} (P_{ns_ii} ; P_{ns_iii}) = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{n_v} := \text{if } \frac{t_2}{t_1} \leq 1 \quad = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_1_min}$$

else

$$\text{if } \frac{t_2}{t_1} \geq 2.5$$

$$P_{ns_2_min}$$

else

$$P_{ns_1_min} + \frac{P_{ns_2_min} - P_{ns_1_min}}{2.5 - 1} \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right)$$

+

Factor de seguridad $\Omega := 3$

Resistencia admisible al corte de la conexión

$$\frac{P_{n_v}}{\Omega} = 0.1234 \text{ tonnef}$$

Numero de tornillos requeridos por corte

$$n_{s_v_REQ} := \frac{\left(\frac{T_D}{N_{DG}} \right)}{\left(\frac{P_{n_v}}{\Omega} \right)} = 28.0076$$

Numero dispuesto por cara

$$n_{s_D} := 8 \quad \text{no tiene la cantidad necesaria de pernos}$$

Numero de lineas de tornillos en la dirección de la fuerza

$$N_{s1} := 2$$

Numero de lineas de tornillos en la dirección perpendicular a la fuerza

$$N_{st} := \frac{n_{s_D}}{N_{s1}} = 4$$

Desgarramiento de plancha hacia el borde:

Factor de seguridad	$\Omega := 3$
Numero total de tornillos dispuestos en una línea paralela a la fuerza	$n_1 := N_{st} = 4$
Distancia libre entre el extremo de la diagonal y el borde de la perforación	$e_{net} := 15 \text{ mm}$
Area Neta sujeta a corte paralela a la fuerza	$A_{nv} := 2 \cdot n_1 \cdot t_D \cdot e_{net} = 1.02 \text{ cm}^2$
Resistencia nominal a corte por rotura	$V_{nv} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 2.3666 \text{ tonnef}$
Resistencia admisible a corte por rotura	$\frac{V_{nv}}{\Omega} = 0.7889 \text{ tonnef}$

Relacion Demanda / capacidad

$$FU_{d_Rotura_v} := \left(\frac{\frac{T_D}{N_{DG}}}{\frac{V_{nv}}{\Omega}} \right) = 4.3797$$

```
if 1.0 ≥ FUd_Rotura_v = "No cumple"
  "Cumple"
else
  "No cumple"
```

Conexión Gusset a solera Inferior:

Espesor del elemento en contacto con la cabeza tornillo Gusset	$t_1 := t_{g_PL} = 1.6 \text{ mm}$
Espesor del elemento que no esta en contacto con la cabeza del tornillo Solera inferior	$t_2 := t_{si} = 0.85 \text{ mm}$
Tension de rotura del elemento en contacto con la cabeza del tornillo	$F_{u1} := F_u = 3867 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Tension de rotura del elemento que no esta en contacto con la cabeza del tornillo	$F_{u2} := F_u = 3867 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$P_{ns_i} := 4 \cdot 2 \cdot \sqrt{t_2^3 \cdot d} \cdot F_{u2} = 0.2599 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_ii} := 2.7 \cdot t_1 \cdot d \cdot F_{u1} = 0.6966 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_iii} := 2.7 \cdot t_2 \cdot d \cdot F_{u2} = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_1_min} := \text{Min}(P_{ns_i}; P_{ns_ii}; P_{ns_iii}) = 0.2599 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_2_min} := \text{Min}(P_{ns_ii}; P_{ns_iii}) = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{n_v} := \text{if } \frac{t_2}{t_1} \leq 1 \quad = 0.2599 \text{ tonnef}$$

$$\quad P_{ns_1_min}$$

$$\quad \text{else}$$

$$\quad \text{if } \frac{t_2}{t_1} \geq 2.5$$

$$\quad \quad P_{ns_2_min}$$

$$\quad \quad \text{else}$$

$$\quad \quad P_{ns_1_min} + \frac{P_{ns_2_min} - P_{ns_1_min}}{2.5 - 1} \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right)$$

Factor de seguridad $\Omega := 3$

Resistencia admisible al corte de la conexión $\frac{P_{n_v}}{\Omega} = 0.0866 \text{ tonnef}$

Numero de tornillos requeridos por corte $n_{s_v_REQ} := \frac{\left(\frac{P_{si}}{N_{DG}} \right)}{\left(\frac{P_{n_v}}{\Omega} \right)} = 17.8346$

Numero dispuesto por cara $n_{s_si} := 8$ **no tiene la cantidad necesaria de pernos**

Numero de lineas de tornillos en la direccion de la fuerza $N_{s1} := 1$

Numero de lineas de tornillos en la direccion perpendicular a la fuerza $N_{st} := \frac{n_{s_si}}{N_{s1}} = 8$

Conexión de gusset a Pie derecho:

$$P_{ns_i} := 4.2 \cdot \sqrt{t_2^3 \cdot d} \cdot F_{u2} = 0.2599 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_ii} := 2.7 \cdot t_1 \cdot d \cdot F_{u1} = 0.6966 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_iii} := 2.7 \cdot t_2 \cdot d \cdot F_{u2} = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_1_min} := \text{Min}(P_{ns_i}; P_{ns_ii}; P_{ns_iii}) = 0.2599 \text{ tonnef}$$

$$P_{ns_2_min} := \text{Min}(P_{ns_ii}; P_{ns_iii}) = 0.3701 \text{ tonnef}$$

$$P_{n_v} := \text{if } \frac{t_2}{t_1} \leq 1 \quad = 0.2599 \text{ tonnef}$$

$$\quad P_{ns_1_min}$$

$$\quad \text{else}$$

$$\quad \text{if } \frac{t_2}{t_1} \geq 2.5$$

$$\quad \quad P_{ns_2_min}$$

$$\quad \quad \text{else}$$

$$\quad \quad P_{ns_1_min} + \frac{P_{ns_2_min} - P_{ns_1_min}}{2.5 - 1} \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right)$$

Factor de seguridad $\Omega := 3$

Resistencia admisible al corte de la conexión

$$\frac{P_{n_v}}{\Omega} = 0.0866 \text{ tonnef}$$

Numero de tornillos requeridos por corte

$$n_{s_v_REQ} := \frac{\left(\frac{T_{PD}}{N_{DG}} \right)}{\left(\frac{P_{n_v}}{\Omega} \right)} = 35.6693$$

Numero dispuesto por cara

$$n_{s_PD} := 8 \quad \text{no tiene la cantidad necesaria de pernos}$$

Numero de lineas de tornillos en la dirección de la fuerza

$$N_{s1} := 1$$

Numero de lineas de tornillos en la dirección perpendicular a la fuerza

$$N_{st} := \frac{n_{s_PD}}{N_{s1}} = 8$$

Diseño anclaje tipo AN1:

Diametro de perno de anclaje

$$D_b := \frac{5}{8} \text{ in}$$

Largo de anclaje

$$L := 200 \text{ mm}$$

factor de conversion de LRFD a ASD

$$f := \frac{1}{0.7 \cdot 2.5}$$

Traccion admisible en el anclaje

$$T_{A_ADM} := f \cdot 44.5 \text{ kN} \cdot 0.55 = 1426.146 \text{ kgf}$$

Relacion demanda/capacidad

$$FU_{anclaje} := \frac{T_{PD}}{T_{A_ADM}} = 4.3337$$

```

if 1 ≥ FUanclaje = "No cumple"
  "Cumple"
else
  "No cumple"
    
```

Para las verificaciones de las conexiones de la diagonal, se consideró el caso más desfavorable, correspondiente al eje D, el cual es el único eje resistente en la dirección longitudinal. En las **Tabla 5.23**. Tabla resumen cantidad de pernos y **Tabla 5.24**. Tabla resumen fuerzas se resumen los cálculos de las conexiones. A partir de dichos resultados, se concluye que la conexión no cumple con los criterios de diseño establecidos, ya que presenta factores de utilización mayores a 1, lo que indica que las solicitaciones superan la capacidad resistente de los elementos.

Tabla 5.23. Tabla resumen cantidad de pernos por conexión y factores de utilización.

Cantidad de pernos por tipo de conexión	Requerido	Dispuesto	Factor de Utilización
Corte de plancha por aplastamiento e inclinación del tornillo	29	8	3.63
Conexión gusset a solera	18	8	2.25
Conexión gusset a pie derecho	36	8	4.50

Tabla 5.24. Tabla resumen fuerzas y factores de utilización.

	Requerido [tonf]	Dispuesto [tonf]	Factor de Utilización
Anclaje pie derecho y diagonal	6.18	1.42	4.35
Desgarramiento de plancha hacia el borde	3.44	0.79	4.35

5.3.4.4 Elementos de Acero Estructural

A continuación, se presenta la verificación de las columnas, en las **Tabla 5.25** y **Tabla 5.26**, y de las vigas, en las **Tabla 5.27** y **Tabla 5.28**. Adicionalmente, se incorpora una imagen de referencia correspondiente a las columnas más desfavorables.

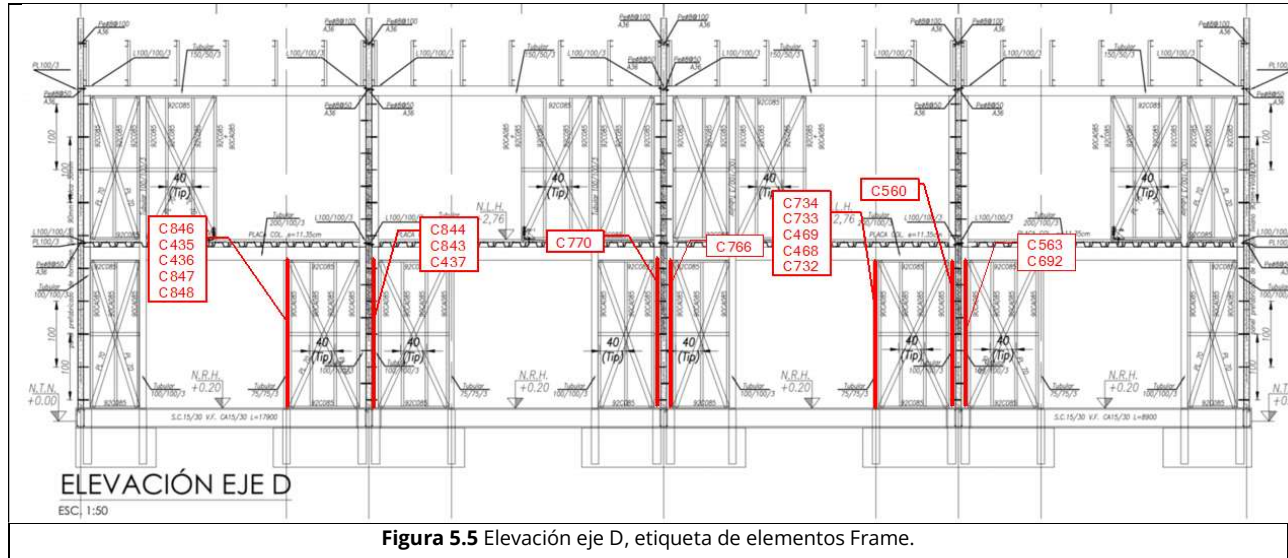


Figura 5.5 Elevación eje D, etiqueta de elementos Frame.

Tabla 5.25. Verificación columnas 75x75x3 (Eje D).

[75x75x3]	Axial			Momento			F.U. combinado
	Solicitación [tonf]	Resistencia [tonf]	F.U.	Solicitación [tonf m]	Resistencia [tonf m]	F.U.	
C848	-13.36	9.65	1.38	0.58	0.42	1.38	2.58
C734	-13.01	9.65	1.35	0.58	0.42	1.39	2.57
C847	-13.37	9.65	1.39	0.39	0.42	0.93	2.20
C733	-13.01	9.65	1.35	0.40	0.42	0.94	2.18
C436	-13.37	9.65	1.39	0.34	0.42	0.82	2.11
C469	-13.02	9.65	1.35	0.34	0.42	0.82	2.07
C435	-15.14	9.65	1.57	0.15	0.42	0.35	1.89
C468	-14.80	9.65	1.53	0.15	0.42	0.35	1.86
C846	-15.15	9.65	1.57	0.10	0.42	0.25	1.80
C732	-14.80	9.65	1.53	0.11	0.42	0.25	1.77

Tabla 5.26. Verificación columnas 100x100x3 (Eje D).

[100x100x3]	Axial			Momento			F.U. combinado
	Solicitación [tonf]	Resistencia [tonf]	F.U.	Solicitación [tonf m]	Resistencia [tonf m]	F.U.	
C844	-12.91	17.57	0.73	0.62	0.78	0.79	1.86
C692	-13.40	17.57	0.76	0.62	0.78	0.79	1.77
C843	-12.79	17.57	0.73	0.48	0.78	0.61	1.49
C563	-13.28	17.57	0.76	0.49	0.78	0.63	1.46
C633	-2.57	17.57	0.15	0.62	0.78	0.80	1.30
C148	-2.68	17.57	0.15	0.63	0.78	0.80	1.29
C560	-1.50	17.57	0.09	0.61	0.78	0.78	1.27
C770	-1.01	17.57	0.06	0.59	0.78	0.76	1.24
C766	-0.88	17.57	0.05	0.59	0.78	0.76	1.24
C437	-14.33	17.57	0.82	0.25	0.78	0.32	1.18

Tabla 5.27. Verificación Viga 150x50x3.

[150x50x3]	Axial			Momento			Corte			F.U. combinado
	Solicitación [tonf]	Resistencia [tonf]	F.U.	Solicitación [tonf m]	Resistencia [tonf m]	F.U.	Solicitación [tonf]	Resistencia [tonf]	F.U.	
B10	0.03	4.31	0.01	0.22	0.88	0.25	0.32	11.42	0.09	0.46
B515	-0.16	4.31	0.04	0.37	0.88	0.42	0.04	11.42	0.01	0.43
B516	-0.19	4.31	0.05	0.37	0.88	0.42	0.12	11.42	0.04	0.43
B13	-0.03	4.31	0.01	0.22	0.88	0.25	0.32	11.42	0.09	0.42
B480	-0.18	4.31	0.04	0.36	0.88	0.41	0.06	11.42	0.02	0.42
B479	-0.22	4.31	0.05	0.36	0.88	0.41	0.12	11.42	0.03	0.42
B514	-0.12	4.31	0.03	0.34	0.88	0.39	0.18	11.42	0.05	0.40
B528	-0.12	4.31	0.03	0.34	0.88	0.39	0.13	11.42	0.04	0.39
B527	-0.08	4.31	0.02	0.34	0.88	0.39	0.03	11.42	0.01	0.39
B522	-0.11	4.31	0.03	0.34	0.88	0.38	0.03	11.42	0.01	0.39

Tabla 5.28. Verificación Viga 200x100x3.

[200x100x3]	Axial			Momento			Corte			F.U. combinado
	Solicitación [tonf]	Resistencia [tonf]	F.U.	Solicitación [tonf m]	Resistencia [tonf m]	F.U.	Solicitación [tonf]	Resistencia [tonf]	F.U.	
B847	-0.36	21.81	0.02	2.00	2.04	0.98	5.73	15.38	0.77	1.02
B871	-0.33	21.81	0.02	2.00	2.04	0.98	5.71	15.38	0.77	1.02
B869	-0.51	21.81	0.02	1.98	2.04	0.97	5.67	15.38	0.76	1.01
B845	-0.48	21.81	0.02	1.98	2.04	0.97	5.66	15.38	0.76	1.01
B888	-1.43	21.81	0.07	1.38	2.04	0.68	2.91	15.38	0.39	0.72
B419	-1.54	21.81	0.07	1.33	2.04	0.65	2.61	15.38	0.35	0.69
B671	-1.56	21.81	0.07	1.24	2.04	0.61	4.21	15.38	0.57	0.66
B707	-1.87	21.81	0.09	1.13	2.04	0.56	3.86	15.38	0.52	0.61
B331	-0.12	21.81	0.01	1.18	2.04	0.58	3.36	15.38	0.45	0.58
B14	-0.14	21.81	0.01	1.17	2.04	0.57	3.32	15.38	0.45	0.58

 (*) formula de F.U. combinado $\rightarrow F.U_{axial} > 0.2$
 $F.U_{axial} + 8 / 9 (F.U_{M3} + F.U_{M2})$
 $F.U_{axial} < 0.2$
 $F.U_{axial} / 2 + (F.U_{M3} + F.U_{M2})$

(***) Debidos a las bajas solicitaciones de torsión, no se considera la combinación entre flexión y corte.

Según el análisis, las columnas [75x75x3] y [100x100x3] superan su capacidad resistente, alcanzando un factor de utilización (F.U.) máximo de 2.58. Por su parte, las vigas [150x50x3] y [200x100x3] se consideran admisibles; aunque ciertos elementos de la sección [200x100x3] registran un F.U. mayor a 1, este valor se encuentra dentro del margen de tolerancia del proyecto. Estas secciones conforman principalmente el eje D, única línea de resistencia sísmica efectiva en la dirección longitudinal.

5.3.4.5 Conexiones viga-columna en marcos de acero

Para efectos del modelamiento estructural, la unión en cuestión no fue considerada como resistente a momento, adoptándose un comportamiento tipo articulado. Esta decisión se fundamenta en la configuración atípica de la conexión, la cual no corresponde a un detalle estandarizado ni cuenta con antecedentes técnicos que permitan garantizar una adecuada transmisión de momentos.

5.3.4.6 Losa colaborante

Se verificó la resistencia a flexión de las losas colaborantes de hormigón armado del cielo del piso 1. A continuación, en la **Figura 5.6**. Resultados del análisis de las losas colaborante de hormigón armado del piso 1. se presentan los resultados correspondientes a los momentos positivos y negativos. Cabe señalar que la losa fue considerada trabajando únicamente en la dirección M22.

El momento positivo fue verificado mediante el uso de tablas de diseño, mientras que el momento negativo se verificó considerando el comportamiento de la losa como losa maciza.

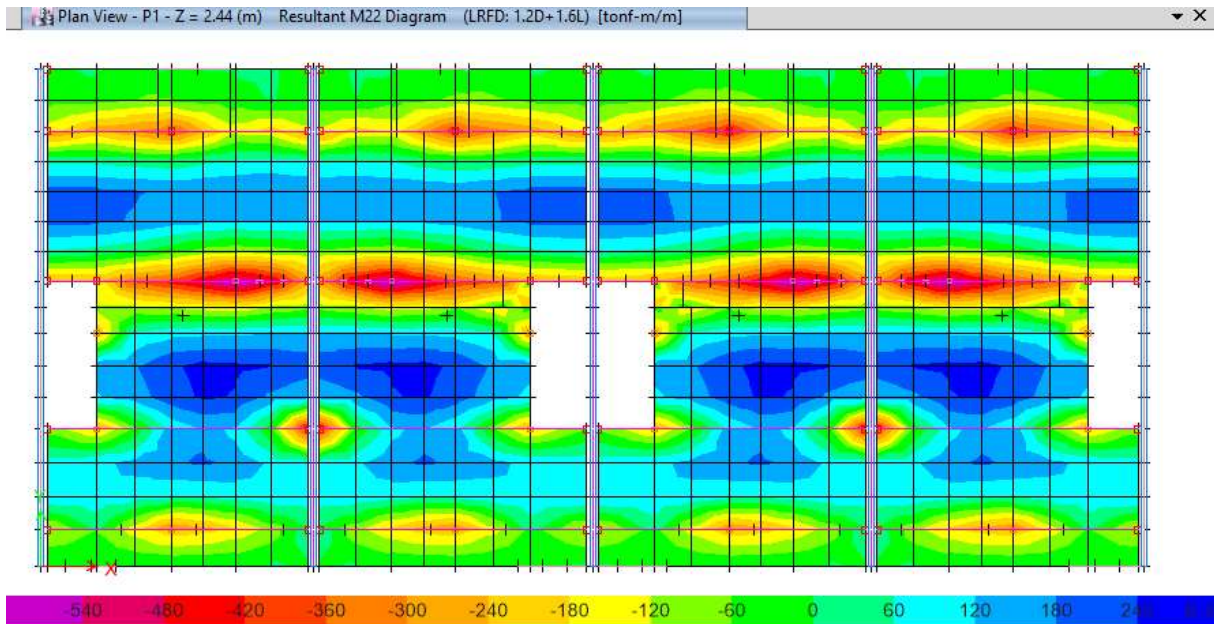


Figura 5.6. Resultados del análisis de las losas colaborante de hormigón armado del piso 1.

La combinación LRFD2 es la que controla la verificación de las losas. Los resultados del factor de utilización de las losas para esta combinación de carga se presentan en la **Tabla 5.29**.

Tabla 5.29. Resultados de análisis a flexión de losas colaborante de hormigón armado.

Piso	Momento M22 (-) (tonf m)	ϕM_n M22 (-) (tonf m)	FU M22 (-)
Piso1	0.60	0.66	0.91

Para la verificación de la placa de acero tipo PV6 de Instadeck se verificó la sobrecarga admisible indicada por el fabricante:

Espesor Placa (mm)	Espesor Hormigón (cm)	Separación entre apoyos													
		1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	
0,8	5	2000	1957	1624	1337	1138	949	799	677	578	496	427	369	319	
	6	2000	2000	1818	1497	1281	1075	905	768	656	563	485	419	363	
	8	2000	2000	2000	1815	1554	1328	1119	950	812	698	602	521	452	
	10	2000	2000	2000	2000	1827	1581	1333	1132	968	832	719	622	540	
	12	2000	2000	2000	2000	2000	1822	1546	1314	1124	967	835	724	628	

Figura 5.7. Tabla sobrecarga admisible placa Instadeck. Se remarca sobrecarga admisible para el proyecto.

La placa de acero tipo PV6 de Instadeck resiste una sobrecarga máxima de 949 kgf/m². Considerando que en el análisis se adoptó una sobrecarga de 200 kgf/m², se verifica que este elemento cumple con la capacidad indicada por el fabricante.

Las distancias máximas admisibles para la placa se presentan en la siguiente tabla:

Control de deformaciones y condiciones de servicio			
Espesor total (Placa + Hormigón) (cm)	Distancia máxima entre apoyos (cm)		
	1 Tramo	2 Tramos	3 Tramos
11,35	250	306	363
12,35	272	333	395
14,35	316	387	459
16,35	360	441	523
18,35	404	495	587

Figura 5.8. Tabla Distancia máxima entre apoyos placa Instadeck. Se remarca distancia máxima para el proyecto.

De acuerdo con lo indicado en la tabla, la placa puede disponer de una luz máxima de 3,63 m, condición que se cumple en todos los vanos considerados.

5.3.5 Verificación de deformaciones sísmicas

Se calcularon las derivas de entrepiso de la estructura con el objetivo de verificar el cumplimiento de los límites normativos establecidos en la NCh433.Of96 Mod. 2009 + D.S. N°61. En las figuras siguientes se presentan los resultados obtenidos a partir del análisis con el método estático para cada diafragma asignado (D1 a D4).

Diafragma 1

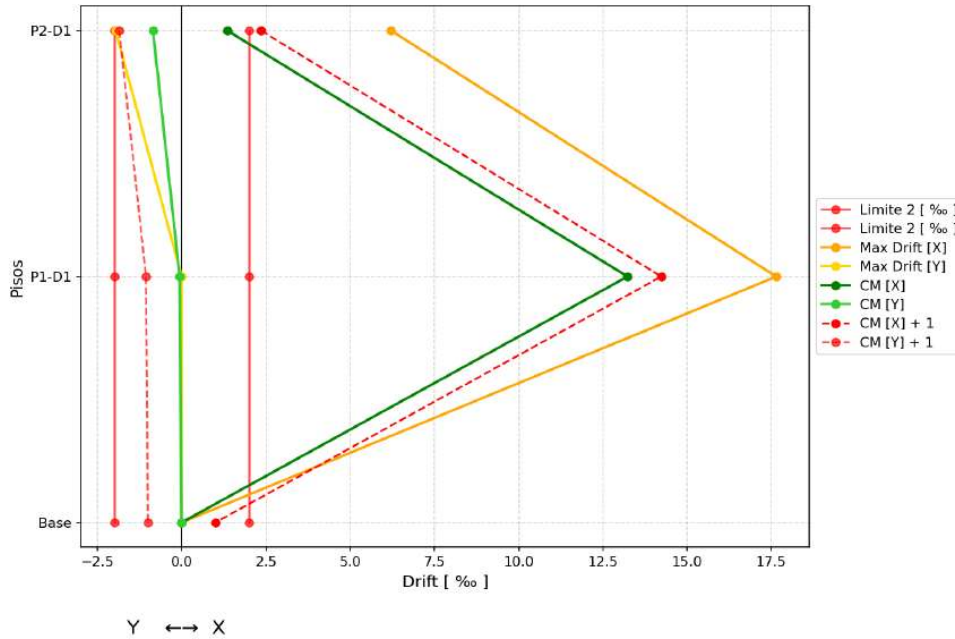


Figura 5.9. Desplazamiento relativo de entrepiso máximos del diafragma 1 para Sismo X.

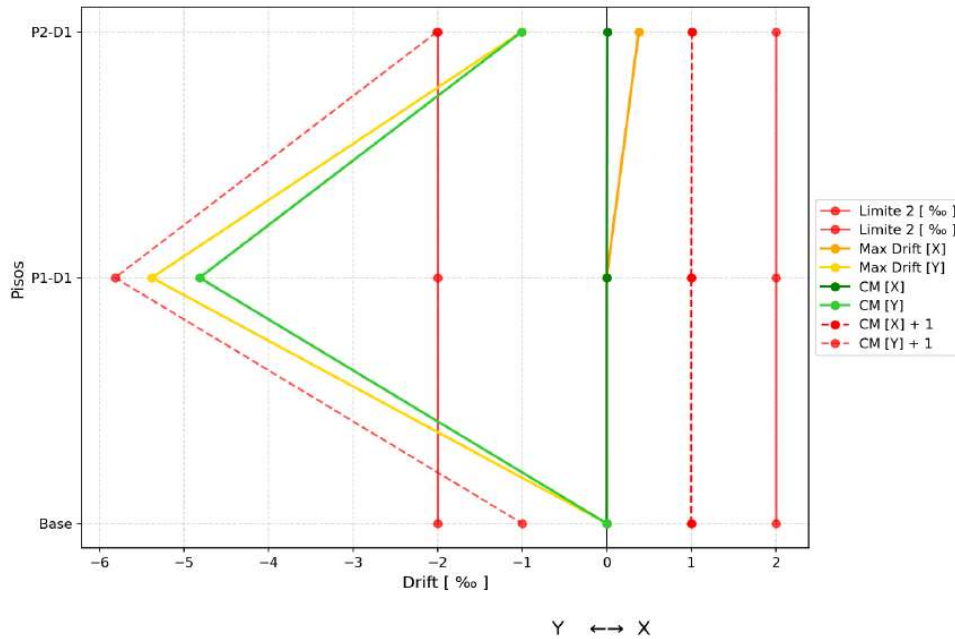


Figura 5.10. Desplazamiento relativo de entrepiso máximos del diafragma 1 para Sismo Y.

Diafragma 2

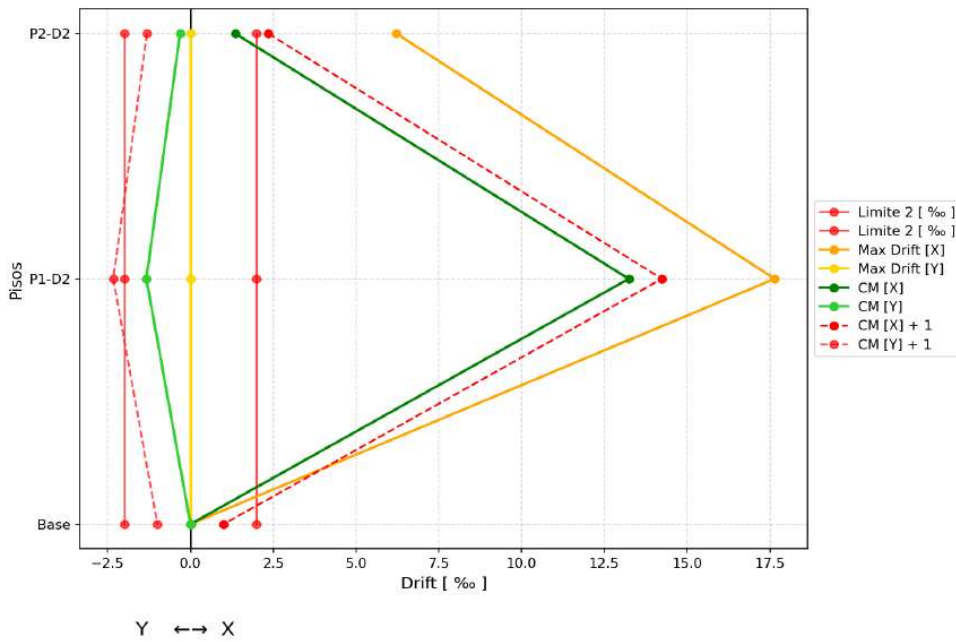


Figura 5.11. Desplazamiento relativo de entepiso máximos del diafragma 2 para Sismo X.

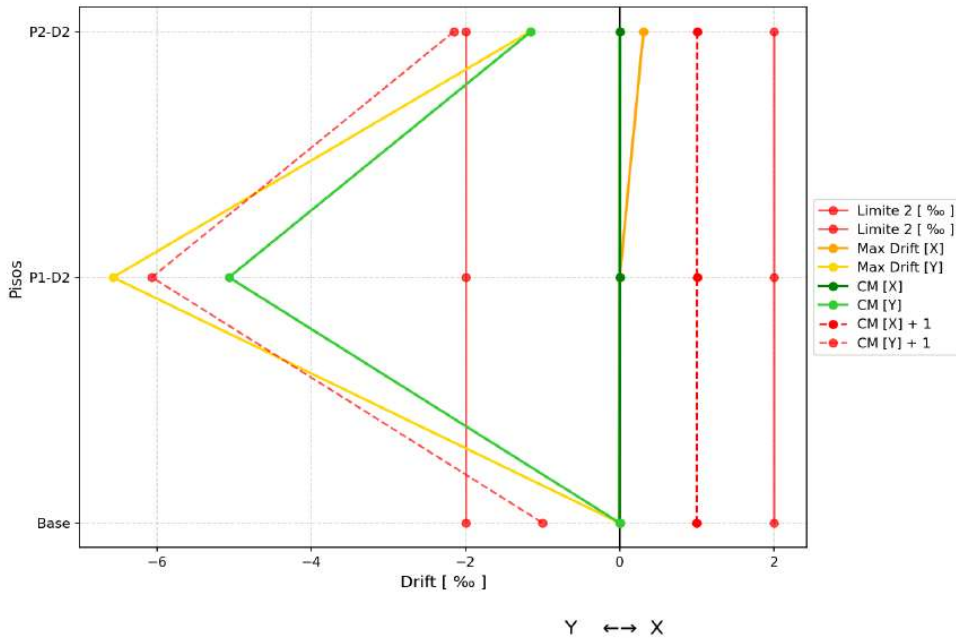


Figura 5.12. Desplazamiento relativo de entepiso máximos del diafragma 2 para Sismo Y.

Diafragma 3

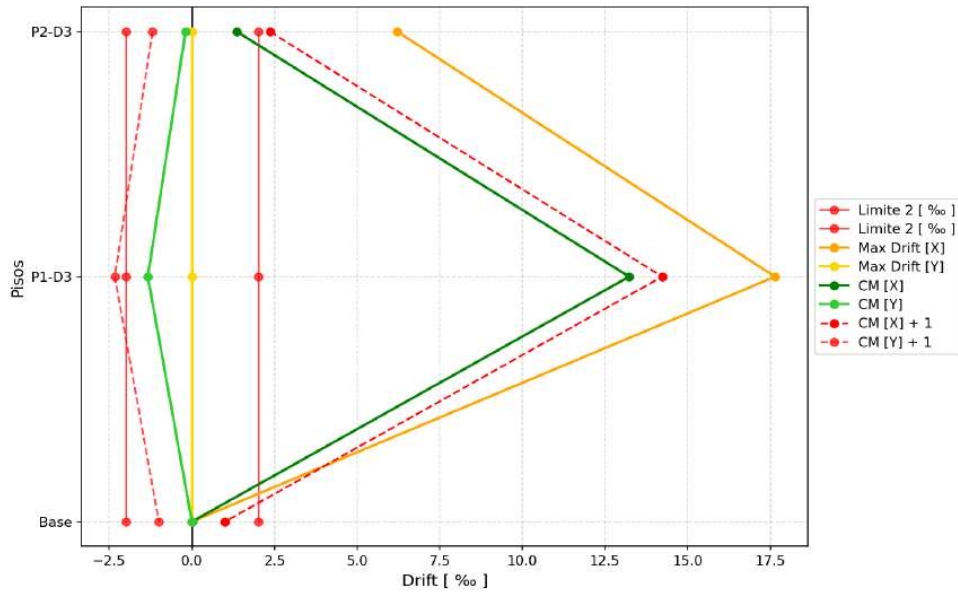


Figura 5.13. Desplazamiento relativo de entepiso máximos del diafragma 3 para Sismo X.

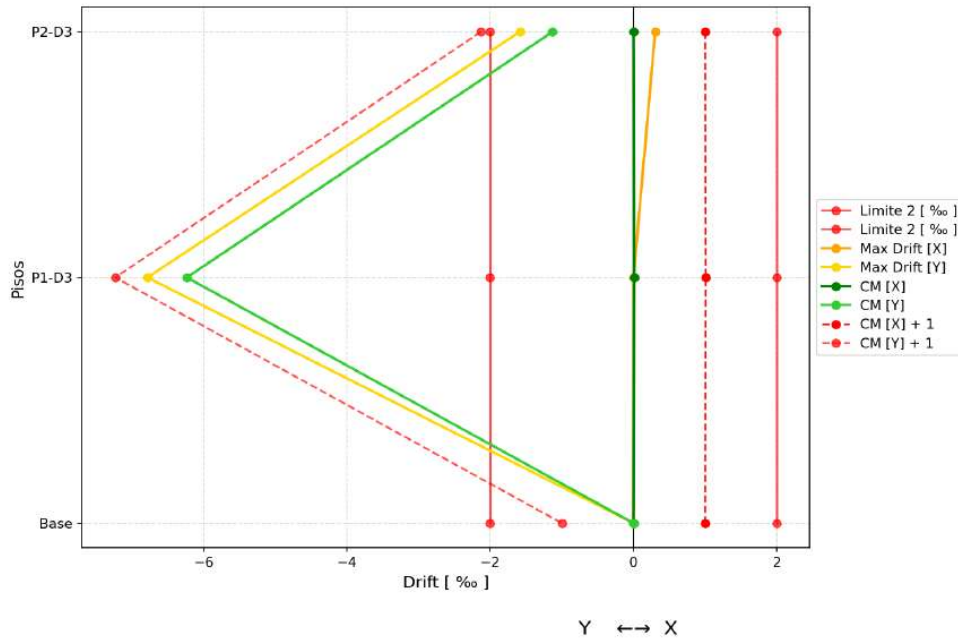


Figura 5.14. Desplazamiento relativo de entepiso máximos del diafragma 3 para Sismo Y.

Diafragma 4

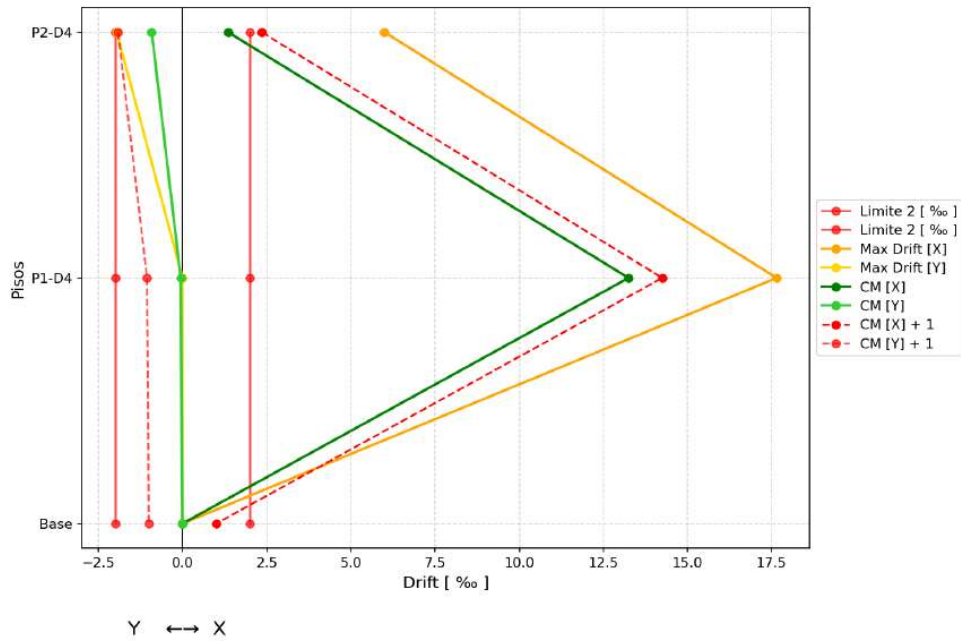


Figura 5.15. Desplazamiento relativo de entrepiso máximos del diafragma 4 para Sismo X.

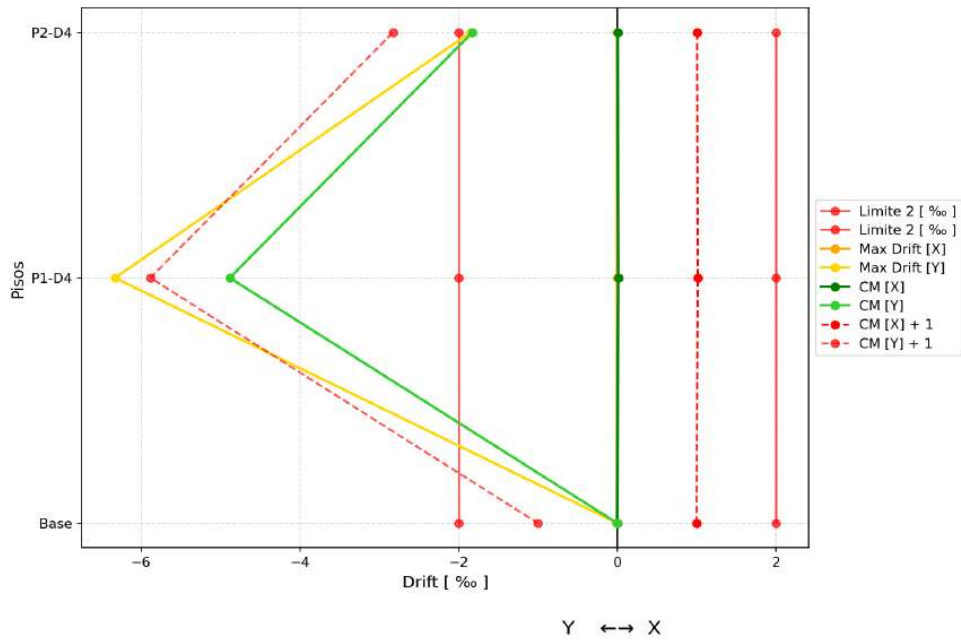


Figura 5.16. Desplazamiento relativo de entrepiso máximos del diafragma 4 para Sismo Y.

Los resultados del análisis con el método estático muestran que se supera la deformación entre piso normativa en ambos pisos, para sismos en dirección X e Y.

5.3.6 Verificación de tensión admisible del suelo

El análisis de las fundaciones indica que las tensiones de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles. Sin embargo, en las zapatas del eje D (Figura 5.17), se observan concentraciones de tracción en los apoyos de las diagonales de los paneles de Metalcon. Dichos esfuerzos son del orden de 3 tonf. Con este antecedente se descarta levantamiento de fundaciones debido a que las diagonales traccionadas fallarían primero.

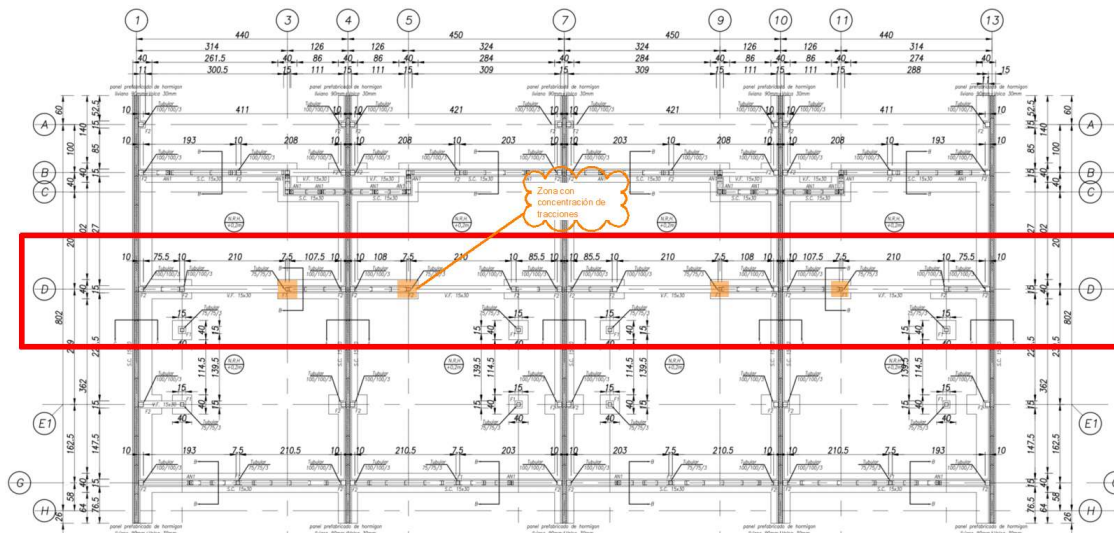


Figura 5.17. Fundación con punto crítico por levantamiento.

5.3.7 Verificación Muros de contención

En el presente apartado se realizará la verificación de los muros de contención de hormigón armado considerando los criterios adoptados en la memoria de cálculo (Ref. 17 y 18). El calculista en su desarrollo considera estos muros como muros de contención convencional (cantiléver), lo que implica mayores exigencias en términos de deformaciones (observaciones h, e i del punto 5.2.5 del presente informe). En consecuencia, se evalúan los factores de seguridad frente al deslizamiento y volcamiento en esta misma condición. No obstante, es importante señalar que, dadas las condiciones reales de borde, el comportamiento estructural de estos elementos se aproxima al de muros arriostrados.

5.3.7.1 Muro de contención de calle Chusmiza

Bajo el supuesto de diseño como muro de contención convencional considerado en la memoria de cálculo (Ref. 17) y con el coeficiente de roce suelo-hormigón $\tan(2/3 \cdot \varphi)$, con $\varphi = 21,5^\circ$, el muro no cumple con el factor de seguridad al deslizamiento requerido según la mecánica de suelos (Ref. 19).

Tabla 5.30. Verificaciones global de muro de contención Chusmiza.

	Esfuerzo Resistente	Esfuerzo Solicitante	Factor de Seguridad	Cumplimiento
Volcamiento [tonf·m]	6.27	4.90	1.28 > 1.2	Cumple
Desplazamiento [tonf]	1.29	3.85	0.34 < 1.1	No cumple

Tabla 5.31. Verificaciones de tensiones de muro de contención Chusmiza.

	Resistente	Solicitante	Cumplimiento
Tensión estática [tonf/m ²]	15	5	Cumple
Tensión sísmica [tonf/m ²]	19	12	Cumple

5.3.7.2 Muro de contención de calle Río Medina

Bajo el supuesto de diseño como muro de contención convencional considerado en la memoria de cálculo (Ref. 18) y con el coeficiente de roce suelo-hormigón $\tan(2/3 \cdot \varphi)$, con $\varphi = 21,5^\circ$, el muro no cumple con el factor de seguridad al deslizamiento requerido según la mecánica de suelos (Ref. 19).

Tabla 5.32. Verificaciones global de muro de contención Río.

	Resistente	Solicitante	F.S.	Cumplimiento
Volcamiento [tonf·m]	6.25	3.64	1.72 > 1.2	Cumple
Desplazamiento [tonf]	2.07	3.18	0.65 < 1.1	No Cumple

Tabla 5.33. Verificaciones de tensiones de muro de contención Río Medina.

	Resistente	Solicitante	Cumplimiento
Tensión estática [tonf/m ²]	15	11	Cumple
Tensión sísmica[tonf/m ²]	19	17	Cumple

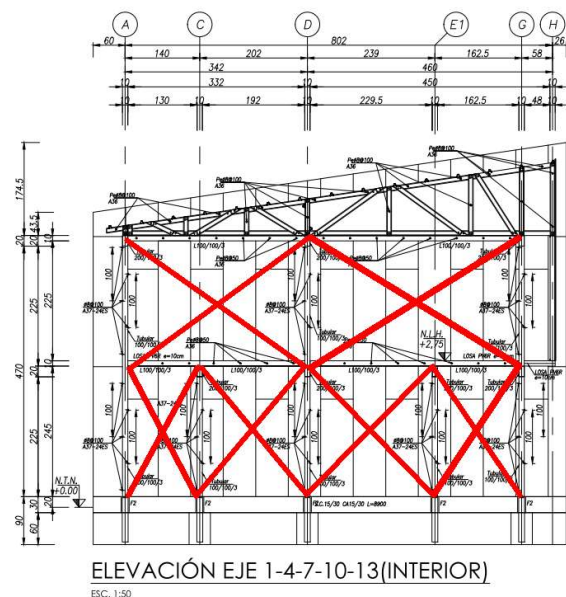
6. Factibilidad técnica de reforzamiento

Del análisis presentado en el acápite 5.3 se puede concluir que la vivienda tiene insuficiencias estructurales en cuanto a resistencia y deformaciones. Esto se debe, entre otras cosas, a un problema de estructuración y de concentración de masa en la losa del cielo primer piso, ya que corresponde a una losa colaborante de hormigón armado y ejes resistentes laterales que no son capaces de soportar las fuerzas inerciales producidas por un sismo. Sin embargo, sería posible reforzar el sistema estructural cambiando los sistemas de resistencia lateral de los ejes resistentes en ambas direcciones, incorporando riostras de acero que aumenten la rigidez lateral de las viviendas para controla deformaciones y asuman la resistencia sísmica.

Para reforzar el sistema constructivo de las viviendas de modo que cumpla con la normativa se pueden realizar los siguientes cambios a nivel conceptual:

Tabla 6.1. Factibilidad técnica de reforzamiento (propuesta).

N°	Situación actual	Reforzamiento
1	La vivienda presenta problemas en la utilización de paneles prefabricados de hormigón liviano con responsabilidad estructural. Los paneles no tienen la aprobación para su empleo con la disposición en que se presentan en los planos del proyecto. Se superan los límites de deformación entrepiso normativos.	Incorporar un sistema de reforzamiento que trabaje para tomar las cargas sísmicas en sentido transversal. Este sistema puede corresponder a una configuración de arriostramientos vertical de acero. Una posible solución se muestra en la Figura 6.1 .
2	La vivienda presenta problemas de estructuración en la dirección longitudinal (dirección X), debido a la falta de elementos resistentes efectivos para tomar las solicitaciones sísmicas. Solo el eje D está trabajando por medio de los paneles de Metalcon con diagonales.	Incorporar arriostramiento en los ejes resistente para tomar las solicitaciones sísmicas. Por ejemplo, en los ejes B y G se puede incorporar arriostramiento metálico en X. De esta manera se mejorará la redundancia estructural. Una posible solución se muestra en la Figura 6.2 .
3	La estructura supera los límites normativos de deformación de entrepiso en cielo pisos 1° y 2° para sismos X e Y, en direcciones X e Y.	Incorporar elementos de arriostramiento vertical en los ejes sismorresistentes y arriostramientos horizontales y puntales, en cielo piso 2° para disminuir la deformación fuera del plano del panel prefabricado. Una posible solución de estos arriostramientos horizontales se muestra en la Figura 6.3 .


Figura 6.1. Configuración de arriostramiento vertical en los ejes con paneles prefabricados de hormigón liviano.

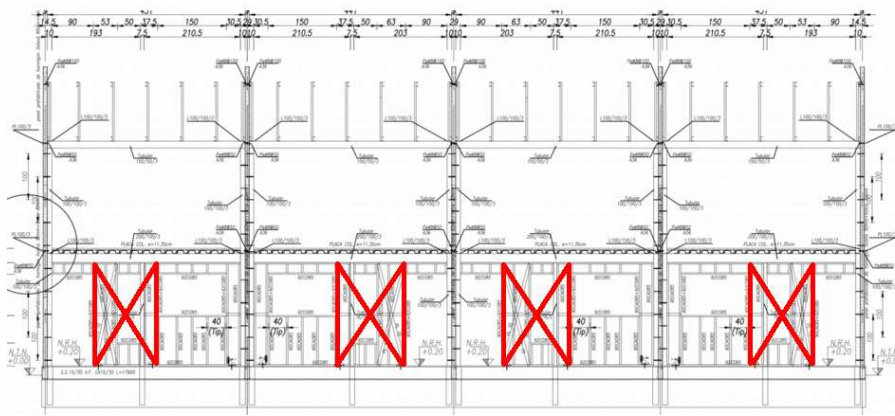


Figura 6.2. Eje tipo de Metalcon, incorporación de arriostramiento en acero estructural.

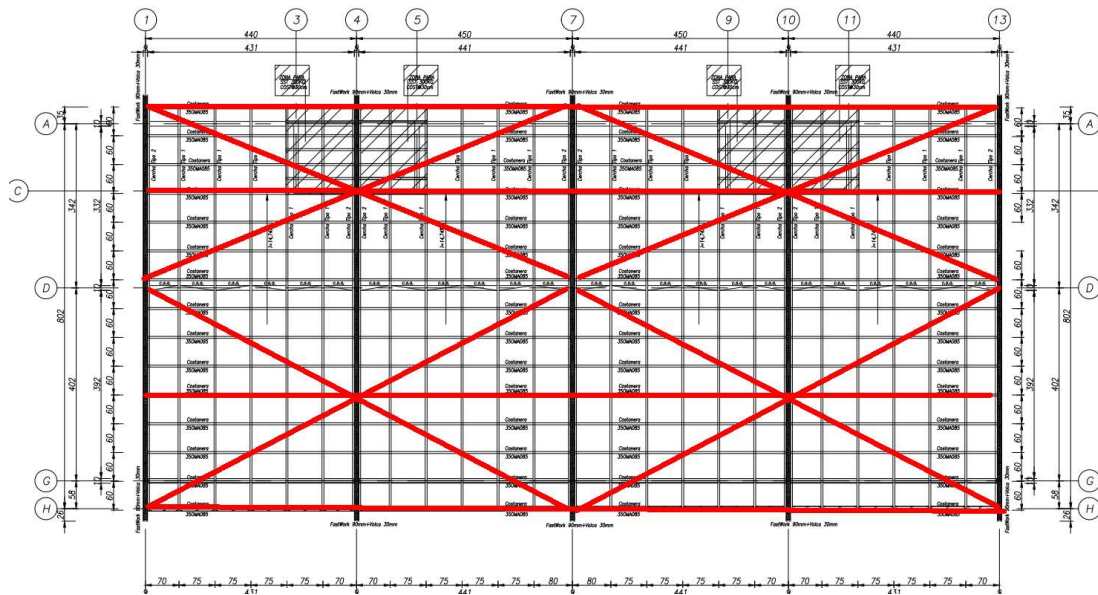


Figura 6.3. Cielo piso 2º, incorporación de puntales y arriostramientos (en color rojo).

7. Conclusiones

7.1 Revisión del proyecto de cálculo estructural

Se realizó la revisión de los planos estructurales, memoria de cálculo y especificaciones técnicas del proyecto, proporcionados por el MINVU de la Vivienda Pareada Tipo A1 Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6, del loteo El Olivar, comuna de Viña del Mar, y en términos generales se tienen las siguientes conclusiones:

- Se detecta en los planos del proyecto Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6, que los muros divisorios de los ejes 1, 4, 7, 10 y 13 han sido renombrados como "paneles prefabricados de hormigón liviano de 90 mm + Volca de 30 mm" (nombre genérico). Adicionalmente, según antecedentes del Ordinario N°2227 (ref. 31) Tablas N° 2 y 3, código 195391, se observa que se proyectaron viviendas con "Panel Hormigón Liviano", pero que no es explícitamente Fastwork, como aparece en los proyectos de la Tabla N°1 de dicho Ordinario.
- En cuanto a los muros divisorios y perimetrales de las viviendas compuestos por paneles prefabricados de hormigón liviano, no cumplen con las condiciones que se indican en los certificados emitidos por la DITEC, que aprobaron el sistema constructivo denominado Paneles Fastwork en los años 2012 y 2017.
- El número de pisos de la vivienda, la geometría de los paneles, su estructuración en conjunto con los marcos de acero y el detallamiento de sus anclajes, tampoco corresponden a lo especificado en la documentación técnica que la empresa proveedora de los paneles presentó para recibir la aprobación de su sistema de Paneles Fastwork.
- En los planos de cálculo la vivienda Pareada Tipo A1 Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6 del loteo El Olivar no se cumple con la normativa oficial en cuanto a su estructuración, deformaciones y detallamiento.

A continuación, se resumen las principales observaciones:

Elemento Constructivo / Parámetro de diseño	Resumen de observaciones/No cumplimiento
Panel Prefabricados de hormigón liviano	Existe una inconsistencia entre lo indicado en los planos del proyecto, Versión 2- 56871_PC A1 Olivar Grupo 6 (ref. 39) y lo especificado en la memoria de cálculo (ref. 16), en relación con la identificación de los muros divisorios de los ejes 1, 4, 7, 10 y 13. En los planos se señala que los muros divisorios corresponden a "paneles prefabricados de hormigón liviano de 90 mm + Volca de 30 mm" (nombre genérico), mientras que en la memoria de cálculo se considera específicamente el panel prefabricado Fastwork, con sus propiedades y características mecánicas fundamentadas en los Antecedentes.
	Los paneles prefabricados de hormigón liviano no cumplen con las solicitudes de diseño, presentando incumplimientos frente a solicitudes sísmicas. Adicionalmente, las conexiones asociadas a estos elementos no cuentan con antecedentes suficientes para evaluar su comportamiento estructural.
	El diseño de la estructura no cumple con el procedimiento y criterios de cálculo contenidos en el "Informe de cálculo estructural Vivienda Social" (ref. 7), que considera el promedio y un factor de seguridad 3 para establecer los valores de cargas admisibles de diseño, según Resolución Exenta N°01369 (ref. 30), Anexo 1, punto 4.2 Definición de Requisitos Mínimos de Resistencia y Cálculo del Sistema, desarrollado por la propia empresa fabricante de los paneles Fastwork. En efecto se observa la utilización de valores de capacidad máxima en rotura (estado límite último) como valores admisibles para diseño (estado límite de servicio), lo que es incorrecto.
	No se cumple con la aplicación aprobada de los paneles Fastwork por la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional (DITEC). La aprobación por parte de este organismo se ha dado en configuraciones de uso para casas de 1 piso y aisladas (ref. 14 y 15).
	No se tiene antecedentes de la carta de compromiso para el cumplimiento del artículo 8° de la Resolución exenta N°01369 (Ref. 30) "Todo aquel que cuente con la aprobación de un Sistema Constructivo No Tradicional por parte de la DITEC, podrá autorizar a terceros el desarrollo de proyectos que apliquen dicho sistema constructivo, para lo cual deberá suscribir una carta compromiso mediante la cual se comprometa a otorgar las asesorías necesarias para el correcto desarrollo y ejecución del SCNT, y el tercero a su vez se comprometa a cumplir estrictamente con las especificaciones de dicho sistema".
Panel de perfiles de pared delgada conformados en frío (Metalcon)	El diseño de los paneles de perfiles de pared delgada conformados en frío (Metalcon) del eje D, en el primer piso, no cumple con los límites de resistencia normativos. En especial los elementos diagonales, pie derecho y conexiones no satisfacen los requerimientos normativos antes cargas axiales. Los paneles de Metalcon no cumplen con el criterio de uso como elementos resistentes de fuerzas sísmicas según NCh427/2:2019 punto D4 letra d) y ref. 27.
Pilares 100x100x3 y Pilares 75x75x3	Los perfiles 100x100x3 y 75x75x3 no cumplen con la resistencia necesaria frente a las demandas analizadas. Estos elementos se ubican principalmente en el eje D, el cual corresponde al único eje válido en la dirección longitudinal que dispone de elementos capaces de resistir las cargas sísmicas.
Amplificación sísmica	No se tienen antecedentes en el diseño ante posibles amplificaciones dinámicas según lo establece NCh433:1996 Mod.2009 cap. 4.2.1, que supone que el suelo de fundación es de topografía y estratificación horizontal y la estructura se encuentra lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.
Desplazamientos normativos	No hay antecedentes de verificación de desplazamientos normativos en la memoria de cálculo. Los resultados del análisis con el método estático muestran que se supera la deformación entre piso normativa en ambos pisos, para sismos en dirección X e Y.

7.2 Factibilidad técnica de reforzamiento

Para reforzar el sistema constructivo de las viviendas de modo de subsanar las principales deficiencias indicadas en esta revisión (respecto de la normativa NCh433Of.1996:2009 + D.S. N°61), se pueden realizar las siguientes modificaciones:

- En los ejes resistentes, incorporar arriostramientos verticales en los ejes 1, 4, 7, 10 y 13 (Figura 6.1. Configuración de arriostramiento vertical en los ejes con paneles prefabricados de hormigón liviano);
- Incorporar reforzamiento mediante riostras de acero, en los ejes B, D, E1 y G (Figura 6.2. Eje tipo de Metalcon, incorporación de arriostramiento en acero estructural.);
- A nivel del cielo piso 2°, incorporar arriostramientos horizontales (Figura 6.3. Cielo piso 2°, incorporación de puntales y arriostramientos (en color rojo).).

Santiago, 11 de mayo de 2026.



MARIO RUIZ C.

Ingeniero de Proyectos
División Estructuras y Peritajes




FERNANDO YAÑEZ J.

Director IDIEM



SERGIO TAPIA P.

Jefe de Proyectos
División Estructuras y Peritajes



Este documento está disponible en <http://repositorio.idiem.cl>

El código del documento es: fWiE5Bp8U0