



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**LINEAMIENTOS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS DE MUROS DE HORMIGÓN
PREFABRICADO EN CHILE**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCION INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

LUIS GERARDO AGUIRRE CÁLIX

PROFESOR GUÍA:
FABIAN ROJAS BARRALES

MIEMBRO DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
RICARDO HERRERA MARDONES

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE: Magister en Ciencias de la Ingeniería Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica.
POR: Luis Gerardo Aguirre Cáliz
FECHA: 14/01/2021
PROFESOR GUÍA: Fabián Rojas Barrales

LINEAMIENTOS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS DE MUROS DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN CHILE

El presente trabajo de investigación consiste en la elaboración de una propuesta de lineamientos para el diseño de edificios de muros prefabricados de hormigón que emulan el comportamiento de las estructuras construidas in-situ, y tomando como base la normativa sismorresistente chilena. Para cumplir este objetivo, la investigación se realiza en cuatro fases: revisión bibliográfica, elaboración de la propuesta de lineamientos, aplicar los lineamientos al diseño de un edificio de muros de hormigón construido in-situ, pero prefabricado y finalmente la evaluación del desempeño sísmico de este edificio.

En la primera fase, referente a la revisión bibliográfica, se realiza una recopilación exhaustiva de la literatura sobre los sistemas emulativos de hormigón prefabricado, incluyendo, conexiones en muros y vigas, sistemas de piso, estudios experimentales, comportamiento en sismos recientes y, especialmente la normativa nacional e internacional sobre el diseño de estructuras de hormigón prefabricado, como el Decreto Supremo 60-2011, el ACI 318, NZS 3101, reportes emitidos por comités de la ACI y PCI y guías de diseño y construcción de Nueva Zelanda, entre otros.

Tomando como insumo la información recopilada en la primera fase, se procede a generar una propuesta de los lineamientos de diseño, los que contienen requisitos sobre: análisis estructural, diseño de elementos, modulación, diseño de conexiones y los requerimientos que deben cumplir los materiales utilizados en la construcción prefabricada emulativa, entre ellos el hormigón, el acero, los empalmes mecánicos y el mortero.

Utilizando los lineamientos propuesto, se procede a diseñar un edificio de muros de estructuración típica chilena, empleando elementos prefabricados. Este diseño incluye: la geometría de los módulos de muro y vigas; detalle de las conexiones utilizada entre vigas, muros y fundación; y la secuencia de construcción de cada una de las conexiones.

Finalmente, se realiza la evaluación del desempeño del edificio en estudio como fue diseñado originalmente, es decir, si fuese construido in-situ, a través de análisis no lineal estático, utilizando lo dispuesto en la guía de diseño por desempeño elaborada por la ACHISINA. Se espera una respuesta similar para el edificio de hormigón prefabricado sometido a la misma demanda sísmica, debido a la mayor capacidad que presentan las conexiones.

DEDICATORIA

A mi madre, Anabel, y mis hermanos y hermanas, Roberto, David, Anabell, Carlos y Valeria, por ser motor que me ha impulsado a cumplir mis sueños y metas y por todo el apoyo que me han brindado a lo largo de toda mi vida, familiar, académica y profesional.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a Dios por permitido culminar una etapa más de mi vida y ayudarme a seguir avanzado en el cumplimiento de mis sueños.

A mi Alma Mater, la Universidad Nacional Autónoma de Honduras, por el financiamiento de mis estudios y brindarme los conocimientos para cumplir el desafío de estudiar en el extranjero.

A la Universidad de Chile, por recibirme y brindarme la oportunidad de perfeccionar mis conocimientos en el área de la ingeniería estructural y sísmica.

A los profesores del programa de magister por transmitirme sus conocimientos, y especialmente a mi profesor guía, Fabian Rojas y al profesor Leonardo Massone, por conducirme en la realización de este trabajo de investigación, sin su apoyo esto no hubiese sido posible.

A mis compañeros y amigos que tuve la dicha de conocer en esta aventura académica y que fueron un pilar importante para seguir adelante: Abraham, Adrián, Alejandro, Byron, Dayana, Esteban, Gabriela, Gabriel, Julio, María Alejandra, Paul y Pedro Pablo.

A mis compañeros nacionales del magister por enseñarme su cultura y permitirme llevar buenos recuerdos de los chilenos: Camilo, Diego, Jaime y Roberto.

Y, por último, pero no menos importante, a los compatriotas que conocí en este bello país, y que me hicieron sentir como si estuviera en mi amada Honduras: Heidi, Sara, Guillermo y Roberto.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
TABLA DE CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
Capítulo 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. HIPÓTESIS	2
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVO PRINCIPAL	2
1.2.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS	2
1.3. ALCANCE	2
Capítulo 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. GENERALIDADES	4
2.1.1. Ventajas y desventajas.....	4
2.1.2. Conexiones	5
2.2. CONEXIONES EN MUROS	6
2.2.1. Conexiones Emulativas	7
2.2.2. Conexiones Articuladas.....	9
2.3. CONEXIONES EN VIGAS	10
2.3.1. Sistema 1 - Viga prefabricada entre dos columnas.....	11
2.3.2. Sistema 2 - Viga prefabricada unida a través de la columna.....	11
2.3.3. Sistema 3 - Viga y columna prefabrica en forma de “T”	11
2.3.4. Conexión a media luz	12
2.4. SISTEMAS DE PISO Y DIAFRAGMAS	13
2.5. ESTUDIOS EXPERIMENTALES EN MUROS DE HORMIGÓN PREFABRICADO ..	14
2.5.1. Holden et al. (2003).....	14
2.5.2. Seifi et al. (2017)	15
2.5.3. Xu et al. (2017).....	17
2.5.4. Han et al. (2019).....	19
2.6. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN SISMOS RECIENTES	22

2.6.1. Secuencia de sismos del 2010 – 2011 en la región de Canterbury, Nueva Zelanda ...	22
2.6.2. Terremoto del 27 de febrero del 2010, región del Maule, Chile	24
2.6.3. Terremoto de mayo del 2012 en la región de Emilia – Romagna, Italia.....	25
2.7. BIBLIOGRAFÍA BASE PARA LA PROPUESTA DE LINEAMIENTOS.....	27
2.7.1. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-14): Versión en español y en sistema métrico SI (ACI 2014)	27
2.7.2. Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures (ACI 2001)	28
2.7.3. Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings (CAE 1999).....	28
2.7.4. Planning and design handbook on precast building structures (FIP 1994)	28
2.7.5. Seismic design of precast concrete building structures - State-of-art report (fib 2003)	29
2.7.6. Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigón Armado: DS 60-2011 (V. y U.) (MINVU 2011)	29
2.7.7. PCI design handbook: Precast and prestressed concrete, MNL 120-04 (PCI 2004)...	29
2.7.8. Concrete Structures Standard. Parts 1&2: The Design of Concrete Structures and commentary. NZS 3101 (Standards New Zealand 2006a, 2006b).....	30
Capítulo 3: PROPUESTA DE LINEAMIENTOS DE DISEÑO.....	31
3.1. ELABORACIÓN DE LOS LINEAMIENTOS	31
3.2. ESTRUCTURA DE LA PROPUESTA	32
3.3. DESCRIPCIÓN DE LAS SECCIONES	33
Capítulo 4: CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO DE CINCO PISOS.....	37
4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	37
4.1.1. Geometría	37
4.1.2. Sistema Estructural.....	37
4.1.3. Materialidad y Cargas de Diseño.....	39
4.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	40
4.2.1. Consideraciones del Modelo Estructural	40
4.2.2. Combinaciones de Carga.....	42
4.2.3. Análisis Modal Espectral.....	43
4.3. REVISIÓN DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	46
4.3.1. Definición de los Elementos de Diseño.....	46
4.3.2. Revisión de Diseño de Muros.....	48
4.3.3. Revisión de Diseño de Vigas.....	50

4.4. MODULACIÓN	52
4.4.1. Criterio de Modulación específicos para el edificio en Estudio	52
4.4.2. Propuesta de modulación de muros y vigas	54
4.4.3. Módulos Estándar	55
4.4.4. Módulos de Corona y Especiales.....	55
4.4.5. Zonas Construidas in-situ.	58
4.4.6. Propuesta de modulación de Losas.....	59
4.5. CONEXIONES.....	61
4.5.1. Tipos de Conexiones Propuestas	61
4.5.2. Detalle de las Conexiones.....	63
4.5.3. Propuesta de secuencias de construcción de las conexiones	69
Capítulo 5: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	76
5.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL	76
5.1.1. Materiales	77
5.1.2. Definición de secciones no lineales.....	82
5.2. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA GLOBAL.....	84
5.3. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA LOCAL	85
5.3.1. Muro 11	86
5.3.2. Muro 12	89
Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	92
6.1. CONCLUSIONES.....	92
6.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	94
BIBLIOGRAFÍA	95
ANEXOS	1
ANEXO A: Propuesta de Lineamientos de Diseño para Edificios de Muros de Hormigón Prefabricado que Emulan el Comportamiento de Estructuras Construidas In-Situ.....	1
A.1. Introducción	1
A.2. Estructura de los lineamientos	2
A.3. Sección 1 – Análisis Estructural	4
A.4. Sección 2 – Diseño de Elementos Estructurales.....	6
A.5. Sección 3 – Modulación	13
A.6. Sección 4 – Conexiones.....	17

A.7. Sección 5 – Materiales.....	32
A.8. Bibliografía Lineamientos	35
ANEXO B: Revisión de Diseño de los Elementos Estructuras del Edificio en Estudio	1
B.1. Revisión de Diseño de los Muros	1
B.2. Revisión de Diseño de las Vigas.....	35
ANEXO C: Procedimiento para el desarrollar Análisis No Lineal Estáticos a través del Programa ETABS	1

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Propiedades de los paneles de ensayo	16
Tabla 4.1: Propiedades de los materiales para diseño	39
Tabla 4.2: Carga muerta y sobrecarga de uso.....	40
Tabla 4.3: Parámetros de diseño sísmico	40
Tabla 4.4: Combinaciones de carga de diseño	43
Tabla 4.5: Periodos y el porcentaje de Masa sísmica por Modo	43
Tabla 4.6: Datos de norma para construcción de espectro de diseño	44
Tabla 4.7: Resultados Análisis Modal Espectral	44
Tabla 4.8: Detalles geométricos de muros.....	47
Tabla 4.9: Detalles de vigas.....	48
Tabla 4.10: Revisión de diseño Muro 11.....	50
Tabla 4.11: Revisión de diseño viga V7.....	51
Tabla 4.12: Criterios de Modulaci3n.....	53
Tabla 4.13: Detalle de m3dulos est3andar.....	56
Tabla 4.14: Detalle de m3dulos de corona	57
Tabla 4.15: Tipos de conexiones	61
Tabla 4.16: Distribuci3n de conexiones en m3dulos de muros.....	62
Tabla 4.17: Distribuci3n de conexiones en m3dulos de vigas	62
Tabla 4.18: Equivalencias del acero vertical en conexiones horizontales.....	67
Tabla 5.1: Desplazamientos de techo	77
Tabla 5.2: Par3metros para modelo constitutivo del acero.....	78
Tabla 5.3: Par3metros para modelo constitutivo del hormig3n no confinado.....	79
Tabla 5.4: Par3metros para modelos constitutivos de hormig3n confinado.....	81
Tabla 5.5: Espesor Equivalente del acero de refuerzo.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Clasificación de sistemas de muros de hormigón prefabricado acorde a su respuesta ante cargas laterales. Fuente: fib (2003).....	6
Figura 2.2: Conexiones horizontales emulativas.....	7
Figura 2.3: grouted sleeve.	8
Figura 2.4: Ejemplos de conexiones verticales.	8
Figura 2.5: Muros con conexiones articuladas.	9
Figura 2.6: Sistemas de miembros prefabricados y hormigón in-situ para la construcción de marcos especiales de hormigón.....	11
Figura 2.7: Detalles de conexiones a media luz.	12
Figura 2.8: Detalles unidades de piso de hormigón prefabricado típicas.	13
Figura 2.9: Detalles de espécimen 1. (a) Detalle del refuerzo en el muro; (b) Detalle de la conexión Fuente: Holden et al. (2003).	15
Figura 2.10: Comportamiento carga – desplazamiento lateral del muro.....	15
Figura 2.11: Configuración del ensayo	16
Figura 2.12: Histéresis de los paneles 4 y 5.	17
Figura 2.13: Módulos de muros tipo caja.	18
Figura 2.14: Comportamiento carga – desplazamiento lateral de los muros.....	18
Figura 2.15: Comportamiento carga – desplazamiento lateral de los muros.....	19
Figura 2.16: Modelo de prueba y detalles de las conexiones	20
Figura 2.17: Protocolo de carga. LST = prueba de rigidez lateral con una amplitud de desplazamiento lateral de techo de 2 mm.	21
Figura 2.18: Daños en vigas, debido al desarrollo de rotulas plásticas.	23
Figura 2.19: Daños en sistemas de piso.....	23
Figura 2.20: Falla de conexión viga – pilar con conexión tipo pasador.	24
Figura 2.21: Daños en consolas de apoyo.	25
Figura 2.22: Daños observado en la base pilares prefabricados.....	25
Figura 2.23: Ejemplos de conexiones en estructuras prefabricas en Italia	26
Figura 2.24: Ejemplos de colapsos debido a la perdida de soporte de los elementos horizontales.	27
Figura 3.1: Proceso general de diseño para estructuras de hormigón prefabricado que emulan el comportamiento del hormigón in-situ.	33
Figura 4.1: Planta tipo del edificio en estudio.	38
Figura 4.2: Elevación de ejes del edificio en estudio.	38
Figura 4.3: Planta del nivel de techo.	39
Figura 4.4: Mallado del edificio en estudio para el análisis estructural.	41
Figura 4.5: Etiquetado de elementos del eje C1.	42
Figura 4.6: Espectros de diseño elastico y reducidos.	45
Figura 4.7: Derivas de entrepiso.....	45
Figura 4.8: Corte y momento volcante en altura.	45
Figura 4.9: Etiquetado de elementos de diseño para muros y vigas en niveles intermedios.....	46
Figura 4.10: Etiquetado de elementos de diseño para vigas en el nivel de corona.	47
Figura 4.11: Revisión de diseño del muro 11	49
Figura 4.12: Sección transversal Viga 7.....	52
Figura 4.13: Modulación y conexiones eje C1	54
Figura 4.14: Modulación y conexiones pisos intermedios	55
Figura 4.15: Modulación y conexiones de corona.....	57

Figura 4.16: Detalle del montaje de los módulos de losa.....	60
Figura 4.17: Disposición de los módulos de losa en planta.....	60
Figura 4.18: Detalle conexión CV1.....	63
Figura 4.19: Detalle conexión CV2.....	63
Figura 4.20: Detalle conexión CN1.....	64
Figura 4.21: Detalle conexión CN2.....	65
Figura 4.22: Detalle conexión CN3.....	65
Figura 4.23: Detalle conexión CB1.....	66
Figura 4.24: Detalle conexión CB2.....	66
Figura 4.25: Detalles de conexiones horizontales.....	68
Figura 4.26: Detalles de conexiones con zonas construidas in-situ.....	69
Figura 4.27: Secuencia de construcción de conexión CN3.....	72
Figura 5.1: Patrón de carga lateral.....	77
Figura 5.2: Modelo constitutivo del acero de refuerzo.....	78
Figura 5.3: Sección tipo de elemento de borde.....	80
Figura 5.4: Modelos constitutivos del hormigón con confinado y confinado, a compresión.....	81
Figura 5.5: Modelos constitutivos del hormigón con confinado y confinado, a tracción.....	82
Figura 5.6: Distribución de capas en elemento de borde confinado.....	83
Figura 5.7: Mallado de losas y muros para análisis Pushover.....	84
Figura 5.8: Curvas de capacidad.....	85
Figura 5.9: Derivas de entrepiso para análisis Pushover.....	85
Figura 5.10: Perfil de deformación del muro 11 en la dirección Y^+	86
Figura 5.11: Diagrama momento – curvatura del muro 11 en dirección Y	87
Figura 5.12: Perfil de deformación del muro 11 en la dirección X^-	87
Figura 5.13: Diagrama momento – curvatura del muro 11 en dirección X^-	88
Figura 5.14: Diagrama de interacción y demanda del muro 11 en dirección Y	88
Figura 5.15: Grafico corte – desplazamiento de techo y limite ACI 318, del muro 11 en la dirección X	89
Figura 5.16: Perfil de deformación del muro 12 en la dirección X^+	89
Figura 5.17: Diagrama momento – curvatura del muro 12 en dirección X^+	90
Figura 5.18: Diagrama de interacción y demanda del muro 12 en dirección X	90
Figura 5.19: Grafico corte – desplazamiento de techo y limite ACI 318, del muro 12 en la dirección X	91

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

El uso de hormigón prefabricado aporta ventajas importantes en la ejecución de los proyectos de construcción en comparación al uso del hormigón tradicional colocado in situ. Estas ventajas se ven reflejadas en dos aspectos principales: control de calidad y eficiencia en el uso de los recursos.

La elaboración del hormigón prefabricado se realiza en plantas con líneas de producción bien definidas y con condiciones de fabricación controladas, esto permite una menor variabilidad de las características de cada elemento y asegura el cumplimiento de los estándares de calidad. Al ser controladas las condiciones climáticas como la temperatura y la humedad, sus efectos negativos en el hormigón se ven drásticamente reducidos, lo mismo ocurre con los errores introducidos por la ejecución de la mano de obra en campo y los problemas que se generan durante la colocación del hormigón in situ, como la aparición de vacíos en los elementos. Lo anterior se traduce en elementos de hormigón más durables, con mejores acabados y mayor confianza en las propiedades proyectadas.

El hormigón prefabricado, en comparación al hormigón colado in situ, genera un menor desperdicio de material durante la colocación, utiliza de forma más eficiente los moldajes y los costos de mano de obra se ven reducidos. Pero en el tiempo de ejecución de los proyectos es donde se aprecian la mayor ventaja de esta metodología de construcción, esto debido a que permite realizar actividades simultaneas que resultarían imposibles con los métodos tradicionales. Por ejemplo, al mismo tiempo (incluso antes) que se realiza la excavación y la cimentación se pueden elaborar el resto de los elementos como muros, losas, vigas o columnas. Esto permite realizar en campo solamente las uniones, ahorrándose el tiempo de espera por el endurecimiento del hormigón de los pisos inferiores para colocar los superiores. Además, se evitan atrasos generados por condiciones climáticas adversas.

En Chile esta metodología es usada principalmente en proyectos de infraestructura pública como puentes y puertos. En construcciones industriales es ampliamente usada, a tal grado que se incluyen especificaciones especiales de diseño en la Norma "NCh-2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales". El comportamiento observado de estas construcciones durante los eventos sísmicos más recientes ha sido similar al que exhiben las estructuras construidas con hormigón construido in-situ.

Sin embargo, en las edificaciones de uso habitacional y de oficinas aún existe una gran resistencia a emplear el hormigón prefabricado, esto principalmente a la idea instaurada en el ejercicio profesional de que las soluciones con prefabricado no deben ser utilizadas en las zonas de alto riesgo sísmico, a raíz de los daños observados en los eventos sísmicos de finales del siglo pasado. Grandes avances en términos de conexiones, desempeño de los elementos y normativas en países como Nueva Zelanda, han demostrado la pertinencia del uso de esta metodología en zonas propensas a ser afectadas por sismos.

Otro factor para mencionar es la restricción normativa en cuanto a desplazamientos que impone la norma "NCh-433: Diseño sísmico de edificios" lo que provoca que el sistema estructural más utilizado en Chile para edificios sea basado en muros de hormigón armado, ya que ha sido ampliamente verificado su desempeño a través de los sismos de mayor intensidad ocurridos en el país. Esto plantea un desafío para la construcción prefabricada, en vista que se debe lograr un sistema que exhiba el mismo desempeño sísmico que los muros construidos in situ, pero sin perder las ventajas que ofrece el prefabricado.

1.1. HIPÓTESIS

Los edificios de hormigón prefabricado de baja y mediana altura utilizando conexiones emulativas, basados en requerimientos y detallamiento sísmico normativos, permiten tener un desempeño adecuado ante la demanda sísmica en Chile.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Desarrollar lineamientos para el diseño de edificios de muros de hormigón utilizando elementos prefabricados con conexiones emulativas, basados en los requerimientos establecidos en normativas internacionales y en la práctica para muros de hormigón colados en sitio y prefabricados a nivel nacional e internacional.

1.2.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS

- Investigar el estado del arte en cuanto al diseño y comportamiento de edificios de muros de hormigón empleando elementos prefabricados que emulen el comportamiento de estructuras de hormigón armado in-situ, a nivel internacional.
- Definir una serie de lineamientos para el diseño sísmico de elementos y conexiones para edificios de muros que emplean hormigón prefabricado en Chile con conexiones emulativas.
- Transformar un edificio de estructuración típica chilena a elementos estructurales de hormigón prefabricado.
- Evaluar el desempeño global de un edificio diseñado usando hormigón prefabricado con conexiones emulativas o húmedas.

1.3. ALCANCE

• Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

Se presenta como introducción de la tesis la motivación, la cual incluye las características principales del hormigón prefabricado y se expone de forma breve la situación actual de su implementación en Chile; se enumeran los objetivos, principal y secundarios, que se persiguen en este trabajo de investigación; y la organización del documento.

• Capítulo 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En este capítulo se presenta una síntesis del estado del arte sobre hormigón prefabricado, haciendo énfasis en estructuras pertenecientes a sistemas de muros con conexiones que emulan el comportamiento del hormigón construido in-situ. Contiene las ventajas y desventajas del hormigón prefabricado, conceptos básicos sobre las conexiones. En sus secciones se describe los tipos de conexiones en muros y vigas, y los sistemas de piso y diafragma.

Además, el capítulo contiene estudios relevantes sobre el desempeño de muros de hormigón prefabricado; una síntesis del comportamiento que ha tenido este sistema durante sismos recientes; y una breve descripción de las normas y documentos utilizados como base para la construcción de la propuesta de lineamientos.

• Capítulo 3: PROPUESTA DE LINEAMIENTOS DE DISEÑO

Se describe la propuesta de lineamientos de diseño para estructuras de muros utilizando hormigón prefabricado. El capítulo contiene el proceso de elaboración de los lineamientos a partir de la bibliográfica base y una breve descripción de cada una de las secciones que integran la propuesta.

- **Capítulo 4: CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO DE CINCO PISOS**

Se describe el diseño de un edificio de estructuración típica chilena. El capítulo sigue la secuencia de la propuesta de lineamientos de diseño, lo que incluye una descripción del edificio en estudio, el análisis estructural, análisis sísmico, materiales empleados, la revisión de los elementos estructurales, modulación del edificio, detalle de las conexiones utilizadas y su secuencia de construcción.

- **Capítulo 5: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO**

Presenta la evaluación del desempeño del edificio en estudio, utilizando análisis no lineal estáticos o pushover. Explica las consideraciones relevantes para la construcción del modelo no lineal utilizado. Analiza la respuesta de la estructura de forma global a través de la curva de capacidad y las derivadas de entrepiso y la respuesta de los elementos de muro que resisten un porcentaje considerable de las sollicitaciones.

- **Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Contiene las conclusiones del trabajo basándose en los objetivos planteados, así como comentarios en relación con las limitaciones encontradas y finalmente recomendaciones de futuras líneas de investigación que se puedan desarrollar para complementar y ampliar el conocimiento en el tema del hormigón prefabricado.

Capítulo 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En este capítulo se presenta una síntesis del estado del arte sobre hormigón prefabricado, haciendo énfasis en estructuras pertenecientes a sistemas de muros con conexiones que emulan el comportamiento del hormigón construido in-situ. En la primera sección se abordan la definición, ventajas y desventajas del hormigón prefabricado, además de presentar conceptos básicos sobre las conexiones. Las secciones 2 y 3 describen los tipos de conexiones en muros y vigas, respectivamente. Mientras que la sección 4 se menciona los sistemas de piso de hormigón prefabricado.

La sección 5, contiene algunos ensayos relevantes del desempeño de muros de hormigón prefabricado; mientras que en la sección 6 se presenta de forma sucinta el comportamiento que han tenido las estructuras de hormigón prefabricado en algunos sismos recientes. Y en la última sección se presenta una breve descripción de la bibliografía básica utilizada como insumo para la construcción de los lineamientos de diseño, descritos en el Capítulo 3

2.1. GENERALIDADES

El hormigón prefabricado es un método constructivo, en el que los miembros estructurales (por ejemplo, vigas columnas, muros y losas) son producidos en fábricas, transportados al lugar del proyecto, y ensamblados y conectados en el sitio de obra. Es un tipo de construcción modular, dada la división que sufre la estructura desde su concepción en módulos que se puedan fabricar, transportar y ensamblar; y como tal, busca maximizar el trabajo fuera de obra, fabricando en planta la mayor cantidad de elementos, minimizando las actividades in-situ, que por lo general se limitan a la conexión entre módulos (Kurama et al. 2018; MCCB 2017)

2.1.1. Ventajas y desventajas

Las principales ventajas que se obtienen al incorporar hormigón prefabricado en un proyecto de construcción son (fib 2003; FIP 1994):

- el posible incremento de la velocidad de construcción, lo que conduce a una rápida ocupación del edificio;
- la economía y la alta calidad de las unidades de hormigón prefabricado. Esto es el resultado de la construcción bajo condiciones de fábrica y el uso de materiales de alta calidad, lo que es posible gracias a modernos equipos de manufactura y a procedimientos de trabajo cuidadosamente estudiados;
- la mejora en la durabilidad, en comparación al hormigón construido in-situ, esto como consecuencia del proceso de fabricación;
- reducción de la labor en obra, lo que, parcialmente, compensa la escasez existente de trabajadores calificados;
- reducción de los moldajes en la construcción; y
- las instalaciones de servicios pueden ser integradas en el sistema del edificio. La estructura prefabricada puede ser diseñada acorde a las necesidades específicas del equipamiento del edificio.

Además, cabe resaltar que este método ha tenido aplicaciones importantes y exitosas en estructuras resistentes a sismos en muchas partes del mundo. Las experiencias en terremotos y pruebas de laboratorio brindan la confianza de que los elementos de hormigón prefabricado pueden ser

empleados con mucho éxito en estructuras diseñadas para resistir sismos, siempre que se preste especial atención al diseño y la construcción (fib 2003).

Sin embargo, el uso de hormigón prefabricado también presenta algunas desventajas, entre las más relevantes podemos mencionar (fib 2003; FIP 1994):

- deben desarrollarse métodos efectivos y económicos para conectar módulos de hormigón prefabricado, para que estos puedan resistir las acciones sísmicas y garantizar la integridad de la estructura;
- las técnicas de construcción utilizadas para las conexiones entre unidades de hormigón prefabricado pueden ser desconocidas y la construcción debe realizarse con un buen control de calidad;
- se puede requerir grúas de gran capacidad o especiales para levantar y maniobrar unidades pesadas de hormigón prefabricado;
- igualmente, los módulos muy pesados o de grandes dimensiones pueden dificultar su transporte, esto debido a obstáculos como puentes, curvas muy cerradas, pendientes pronunciadas, etc.;
- puede ser necesario trabajar con tolerancias relativamente pequeñas. La construcción exitosa de hormigón prefabricado requiere que los diseñadores, fabricantes y contratistas acepten las implicaciones de las variaciones en las dimensiones y, por lo tanto, tengan una comprensión completa de las tolerancias; y
- a pesar de ser una ventaja, la integración de las instalaciones de servicios al sistema del edificio también puede ser una desventaja, esto en vista de que los estudios necesarios para las instalaciones deben ser desarrollados en una etapa más temprana de lo usual, para ser instaladas en la etapa de fabricación del módulo.

2.1.2. Conexiones

El desempeño sísmico de las estructuras de hormigón prefabricado es altamente dependiente de las características (como la resistencia, rigidez y capacidad de deformación) de las conexiones entre los miembros estructurales prefabricados y entre los miembros en la base y la fundación. Los pobres desempeños de edificios prefabricados en sismos pasados han sido a menudo atribuibles a un diseño y/o a una construcción deficiente de las conexiones (Kurama et al. 2018).

El propósito de una conexión es transferir carga, restringir el movimiento y/o proveer estabilidad. A través de una conexión pueden ser transferidos varios tipos de cargas; y cada una debe ser diseñada con una adecuada resistencia y ductilidad, además de ser propiamente detallada (PCI 2004).

Por su importancia, existe una gran variedad de tipos de conexiones para elementos prefabricados, el tipo de conexión a emplear depende de los requerimientos específicos de diseño de la estructura y la normativa del país o región. Para sistemas sismorresistentes, podemos agrupar las conexiones en dos grandes grupos según sus características y desempeños (Kurama et al. 2018):

- Las **conexiones emulativas** son aquellas que se diseñan y detallan para que el desempeño (en términos de resistencia lateral, rigidez y disipación de energía) de la estructura prefabricada sea comparable a el que tendría una estructura de hormigón construida in-situ equivalente, convencionalmente diseñada, y apropiadamente detallada.

- Las **conexiones articuladas**, también conocidas como no emulativas, tienen como enfoque que las deformaciones no lineales de la estructura sean concentradas deliberadamente en los extremos de los elementos prefabricados en las regiones de las juntas, sin causar comportamiento inelástico significativo (o daño) en los elementos prefabricados.

Las conexiones emulativas se dividen en dos tipos: **dúctiles** y **fuertes**. Las estructuras con conexiones **dúctiles** son diseñadas para que la fluencia por flexión y la formación de rotulas plásticas ocurran en la junta entre los elementos prefabricados, mientras que las estructuras con conexiones **fuertes** son diseñadas para que la fluencia por flexión sea desarrollada dentro de los elementos prefabricados en zonas preseleccionadas y apropiadamente diseñadas adyacentes o alejadas de las juntas (Kurama et al. 2018).

Los principios de diseño por capacidad son usados para asegurar que las conexiones fuertes conserven un comportamiento esencialmente lineal – elástico, mientras la rótula plástica se desarrolla en otra parte de la estructura. Una gran ventaja de este tipo de conexiones es que generalmente pueden ser diseñadas siguiendo las recomendaciones dadas en la normativa para el diseño de estructuras construidas in-situ (fib 2003; Kurama et al. 2018).

2.2. CONEXIONES EN MUROS

Los muros de hormigón prefabricado se pueden conectar entre sí de muchas maneras, con conexiones clasificadas según los grupos previamente descritos. El tipo de conexión que se emplea para conectar los muros entre sí o con la fundación, condiciona la respuesta del muro ante cargas laterales.

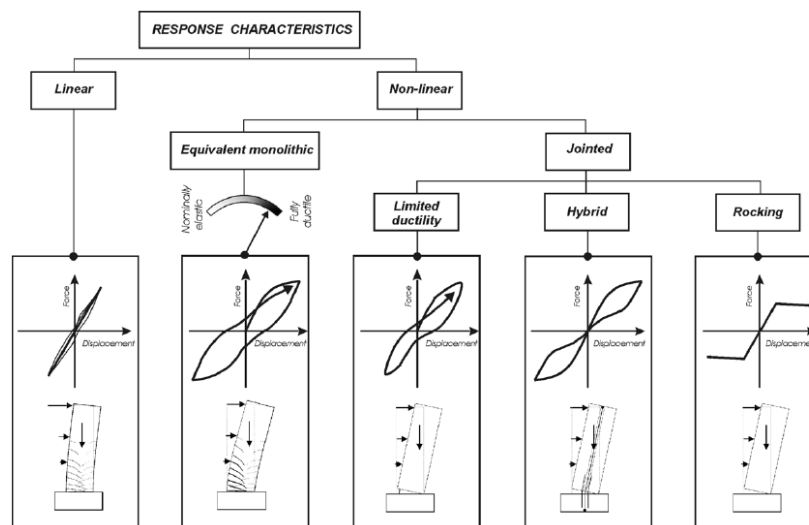


Figura 2.1: Clasificación de sistemas de muros de hormigón prefabricado acorde a su respuesta ante cargas laterales. Fuente: fib (2003)

En la figura 2.1 se puede apreciar la diferencia que existe entre la respuesta de los muros con conexiones emulativas (*Equivalent monolithic*), que poseen un desempeño similar a un muro tradicional construido in-situ; con la respuesta que poseen los muros con conexiones articuladas (*Jointed*), los que muestran menor disipación de energía por deformación, ya que la energía que entra al sistema se traduce en grandes desplazamientos o en la apertura de las juntas entre elementos. A continuación, se describen algunos ejemplos de ambos tipos de conexiones.

2.2.1. Conexiones Emulativas

Existen dos tipos principales de conexiones emulativas en muros, según su posición dentro de la estructura, estas son:

- Conexiones horizontales y
- Conexiones verticales

Las **conexiones horizontales** son usualmente generadas con una combinación de mortero y barras de refuerzo vertical empalmadas. El mortero provee continuidad de las fuerzas compresivas a través de las juntas y las barras proveen continuidad a las fuerzas de tracción (ACI 2001). Según Seifi et al. (2016), la trayectoria de carga vertical en este tipo de conexiones, que incorporan barras con mortero, disminuyen la posibilidad de una falla frágil en la conexión, por lo que para diseño sísmico son más apropiadas.

Dentro de esta categoría, existen dos tipos de conexiones horizontales, que son ampliamente utilizadas: empleando ductos metálicos o grouted sleeve. La figura 2.2 ilustra este tipo de conexiones.

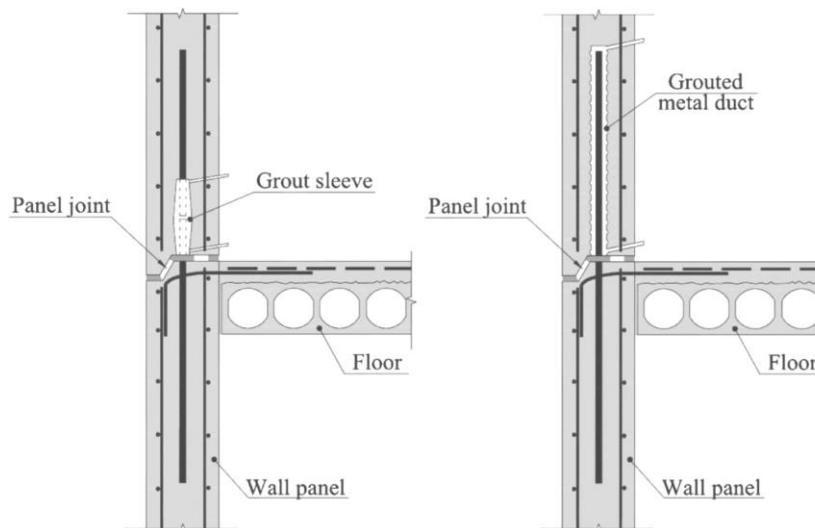


Figura 2.2: Conexiones horizontales emulativas.
Conexión con grouted sleeve (izquierda) y conexión con ducto metálico (derecha).
Fuente: Kurama et al. (2018).

Los ductos metálicos son usualmente elaborados de una aleación corrugada para mejorar la adherencia entre el ducto, el concreto y el mortero. Los ductos son colocados en los paneles prefabricados en la etapa de fabricación; posteriormente el ducto recibe la barra de acero proyectado de la fundación o de otro módulo prefabricado y la conexión queda terminada inyectando mortero de alta resistencia en los ductos. El largo de las barras proyectadas dentro de los ductos es usualmente diseñado para la longitud total de traslapo o de desarrollo establecido en los códigos de diseño (CAE 1999; Seifi et al. 2016).

Los grouted sleeves, como el que se muestra en la figura 2.3, son insertos en forma de tubo, elaborados de hierro de grafito esferoidal de alta resistencia con dos puertos para inyectar y expulsar el mortero. El grouted sleeve es colocado dentro del panel prefabricado y las barras proyectadas de la fundación o de otro módulo prefabricado son colocadas dentro del sleeve y fijadas en su lugar por medio de la inyección del mortero de alta resistencia a través de sus orificios. Las

barras que son colocadas en la parte superior de los grouted sleeve, deben tener una extensión de por lo menos la longitud de desarrollo dentro del módulo prefabricado y pueden unirse al sleeve a través de enroscamiento o de la misma forma establecida para la barra proyectada, según las especificaciones del fabricante (Seifi et al. 2016).



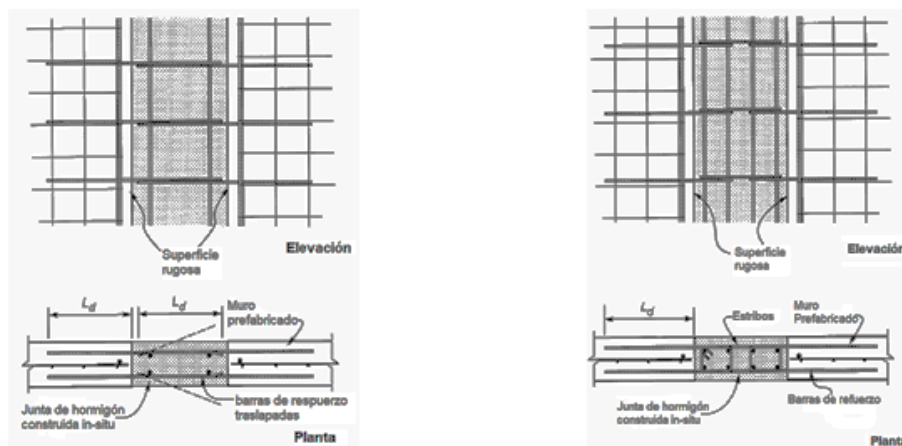
Figura 2.3: grouted sleeve.
Fuente: Seifi et al. (2016)

Algunos grout sleeves han sido ensayados con cargas cíclicas y satisfacen los requerimientos para conectores mecánicos de alta resistencia de los códigos de diseño, los cuales son deseables para ser usados en zonas de rotula plástica, siempre que se utilice un mortero que cumpla con las especificaciones definidas por el fabricante del grouted sleeve (CAE 1999).

La junta horizontal entre los módulos prefabricados y entre la fundación y los paneles de hormigón prefabricado, debe estar preparada con rugosidad intencional, limpia y sin residuos de exudación o lechada, para proporcionar una adherencia adecuada en la superficie y evitar una falla de corte por deslizamiento. En esta junta también se coloca mortero u hormigón para asegurar el contacto y acomodar tolerancias e imperfecciones (CAE 1999; Seifi et al. 2016).

Las **conexiones verticales** entre los paneles de muro generalmente son juntas tipo “banda” construidas in-situ. El refuerzo horizontal desde un panel prefabricado se proyecta hacia la zona de unión y se empalma mecánicamente o por traslapeo con el refuerzo horizontal del panel adyacente (ver figura 2.4). La cantidad y la separación del refuerzo horizontal se establece utilizando los principios de diseño por capacidad y los requisitos del código de diseño de hormigón. El ancho de la conexión vertical está determinada por la longitud de traslapeo y desarrollo establecida en los códigos de diseño para las barras horizontales (CAE 1999).

Varios tipos de conexiones son empleadas para conectar paneles verticalmente, los más comunes son detallados en la figura 2.4.



a) Conexión vertical muro – muro utilizando barras rectas traslapadas.

b) Conexión vertical muro – muro utilizando anillos y estribos traslapados

Figura 2.4: Ejemplos de conexiones verticales.
Fuente: Adaptado de fib (2003)

2.2.2. Conexiones Articuladas

En cuanto a las conexiones articuladas, existe una gran cantidad de estudios sobre el tema, como se menciona en Kurama et al. (2018). A continuación, se realizará una breve descripción de las categorías más importantes y en la figura 2.5 se ilustran algunos ejemplos.

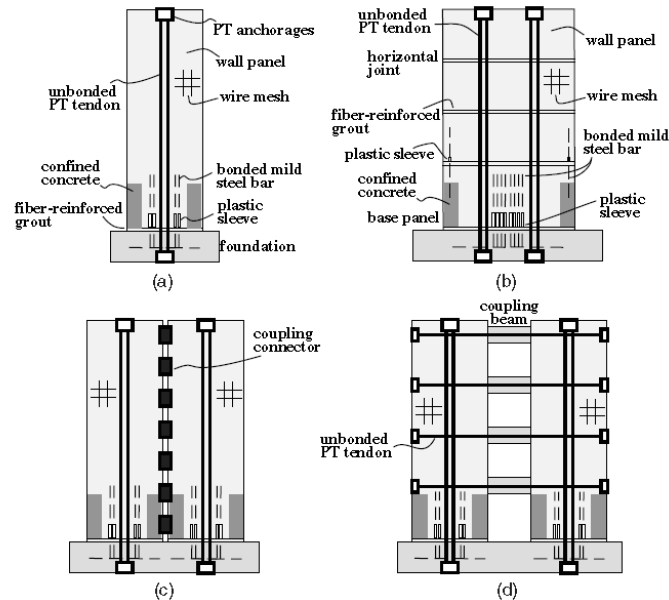


Figura 2.5: Muros con conexiones articuladas.

(a) sistema híbrido de un solo muro; (b) Sistema híbrido multipanel; (c) Muro acoplado con conectores en junta vertical; (d) Muro con vigas de acople postensadas. Fuente: Kurama et al. (2018).

Las **conexiones postensadas** son conexiones que permiten que el muro se comporte como un muro de balanceo (*rocking wall*), es decir, que se balancea debido a las cargas laterales, como resultado de la apertura de la junta entre el muro y la fundación. El cable de postensado funciona como un mecanismo auto-centrante lo que provoca que el muro posea un comportamiento no lineal – elástico, experimentando poco daño durante los sismos (fib 2003; Seifi et al. 2016).

La principal desventaja de las conexiones postensadas es la baja disipación de energía del sistema. Esta baja disipación de energía que poseen puede resultar en incrementos de la demanda de desplazamientos por sismos en la estructura prefabricada. Esta desventaja se puede superar combinando las conexiones postensadas con dispositivos de disipación de energía, convirtiéndose así en un sistema de muros híbridos. Otro potencial problema de este tipo de conexión es la compresión en el pie del muro, el que podría experimentar daños por el aplastamiento del hormigón. Este aplastamiento, típicamente, se limita al recubrimiento, siempre que la región del núcleo este suficientemente confinada. (Kurama et al. 2018; Seifi et al. 2016).

En los **sistemas de muros híbridos**, un dispositivo de disipación de energía (por ejemplo: acero de refuerzo no adherido, dispositivos de acople, U-Shape, etc.) y tendones presforzados no adheridos son combinados para obtener un mecanismo auto-centrante que elimina los desplazamientos residuales después de un terremoto. Esto resulta en una respuesta histerética centrada, con amortiguamiento viscoso equivalente de hasta 20% (fib 2003).

2.3. CONEXIONES EN VIGAS

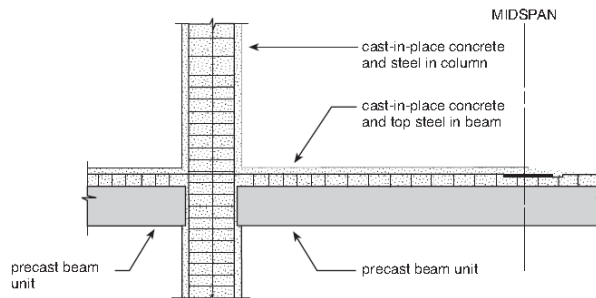
En esta sección se abordarán las conexiones en vigas, limitándose a aquellas que se clasifican como emulativas, según lo definido en la sección 2.1.2, en vista que son las más empleadas cuando se usan muros como sistema resistente a fuerzas laterales.

En la literatura, las vigas son tratadas como parte de sistemas de marcos, por lo que la conexión generalmente es con columnas. Pero este tipo de conexiones se pueden extender a los muros, si se considera su borde como una columna.

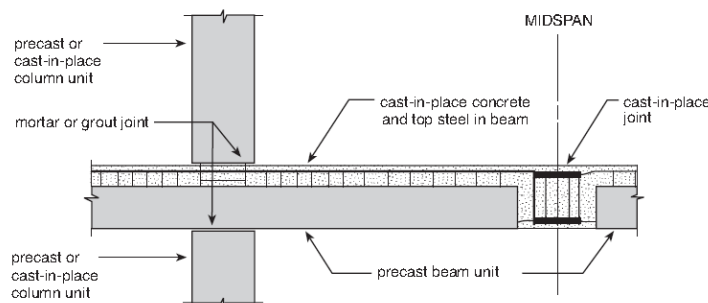
Al igual que las vigas construidas con hormigón in-situ, los extremos de las vigas prefabricadas son típicamente las zonas elegidas para la localización de la rótula plástica cuando se poseen conexiones emulativas. Proporcionar un refuerzo de confinamiento adecuado en estas regiones críticas es lo que asegura la formación de una rotula plástica dúctil. La respuesta no lineal en otras regiones se evita mediante el uso del principio de diseño por capacidad. Los diseñadores deben seleccionar cuidadosamente la ubicación de las conexiones para evitar concentraciones de deformación que provoque una falla prematura del refuerzo (Kurama et al. 2018).

La localización ideal para las conexiones son los puntos donde las fuerzas, particularmente los momentos, sea más probable que se encuentren en su nivel mínimo. Estos puntos de inflexión son la selección natural como zonas de división de los sistemas monolíticos para luego ser conectados como un sistema prefabricado emulativo (ACI 2001).

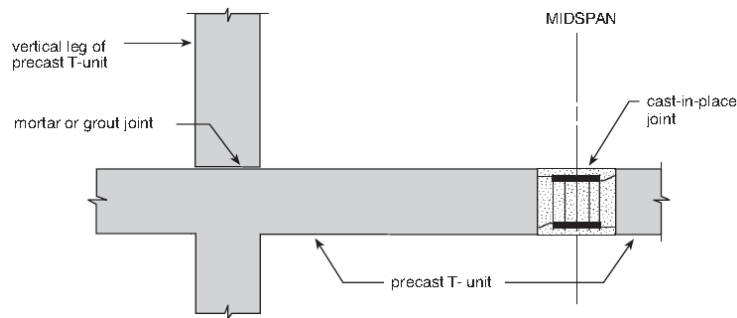
En la figura 2.6 se ilustran los tres tipos de conexiones comúnmente usados para cumplir con el criterio de columna fuerte – viga débil en marcos especiales para edificio de varios pisos. Cada sistema se describe en las siguientes secciones, según lo dispuesto por Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings (CAE 1999).



(a) Sistema 1 – Viga prefabricada entre dos columnas



(b) Sistema 2 – Viga prefabricada unida a través de la columna



(c) Sistema 3 – Viga y columna prefabricada en forma de “T”

Figura 2.6: Sistemas de miembros prefabricados y hormigón in-situ para la construcción de marcos especiales de hormigón.

Fuente: CAE (1999)

2.3.1. Sistema 1 - Viga prefabricada entre dos columnas

Esta conexión involucra el uso de miembros prefabricados para formar la parte inferior de la viga, como se muestra en la figura 2.6 (a). Las vigas prefabricadas son colocadas entre las columnas y apoyadas en el recubrimiento del concreto de la columna inferior construida previamente in-situ y/o apuntalada junto a las columnas.

La viga debe poseer barras proyectadas desde la parte inferior, que debe ser anclada en el nudo del marco, por lo que las dimensiones de la columna deben ser las adecuadas para acomodar la longitud de desarrollo y reducir el congestionamiento causado por los ganchos de anclaje.

2.3.2. Sistema 2 - Viga prefabricada unida a través de la columna

Este sistema hace más extensivo el uso del hormigón prefabricado, y evita la colocación de hormigón in-situ en el nudo viga – columna congestionado, como se muestra en la figura 2.6 (b). La porción prefabricada de la viga se extiende de media luz a media luz, por lo tanto, se incluye dentro del módulo prefabricado sobre las columnas el complejo arreglo del refuerzo del nudo viga – columna, el que es construido en planta.

De la columna inferior sobresalen barras de refuerzo que pasan a través de agujeros verticales previamente instalados en el módulo prefabricado y extendidos sobre la superficie superior del elemento. Posteriormente estos agujeros son rellenados con mortero, junto con la interfaz entre la columna inferior y el módulo prefabricado.

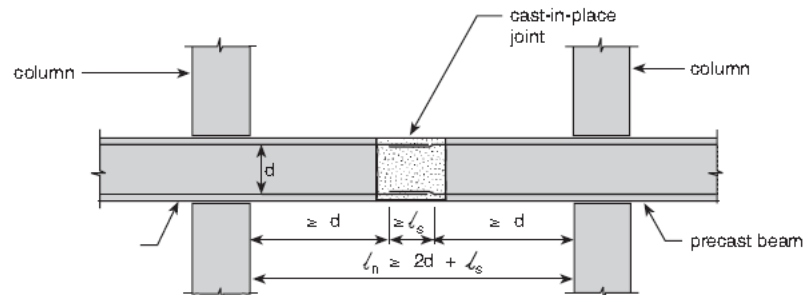
2.3.3. Sistema 3 - Viga y columna prefabricada en forma de “T”

Tal como se muestra en la figura 2.6 (c), el sistema 3 incorpora un módulo en forma de “T”, que es otra posible solución para conectar vigas. El acero vertical de la columna del elemento “T” prefabricado es conectadas utilizando grouted sleeve, de la misma manera que se realiza una conexión horizontal de muros empleando estos dispositivos.

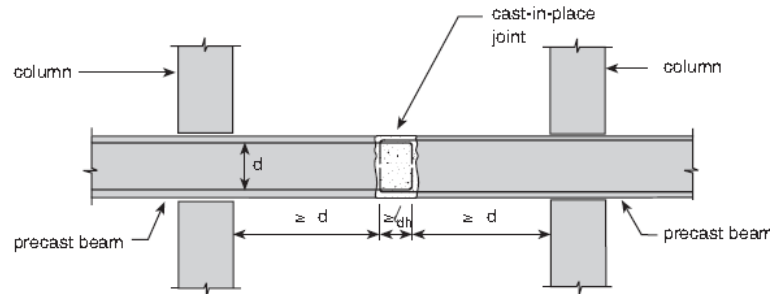
Una ventaja de este sistema es el extensivo uso que se logra del hormigón prefabricado, y la eliminación del armado de detalles complejos del refuerzo en el sitio de construcción. Una posible restricción es que el elemento prefabricado sea muy pesado y la capacidad de carga de la grúa sea una importante consideración.

2.3.4. Conexión a media luz

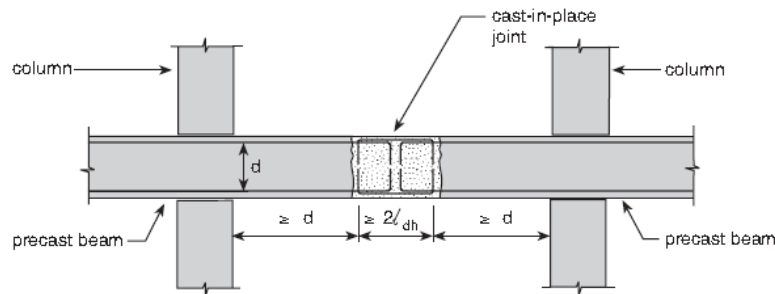
En algunos casos, para todos los sistemas previamente descritos, es posible que las vigas sean divididas en dos o más módulos por luz y se requieran apoyos adicionales, con una conexión in-situ en la zona de división, donde el acero longitudinal es empalmado, cumpliendo con los requerimientos para longitud de desarrollo y traslape de los códigos de diseño. Algunos detalles para conexiones a media luz en vigas, es ilustradas en la figura 2.7. Estos detalles, en algunos casos con ligeras modificaciones, han mostrado un excelente desempeño en ensayos de laboratorio y por lo tanto pueden ser recomendados como adecuados para su uso (ver ensayos de laboratorio descritos en el apéndice B2 de Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings (CAE 1999)).



(a) Empalme de barras rectas convencional



(b) Traslape con gancho estándar



(c) Traslape con doble gancho estándar

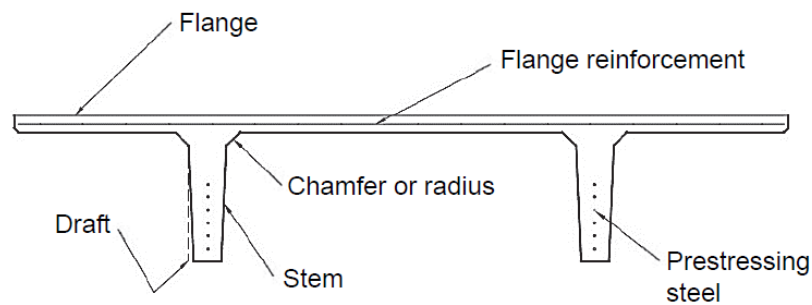
Figura 2.7: Detalles de conexiones a media luz.

Fuente: CAE (1999)

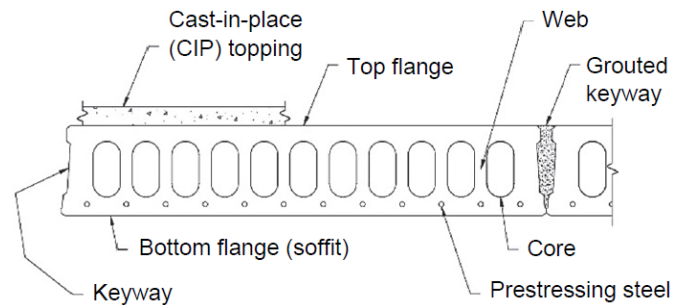
2.4. SISTEMAS DE PISO Y DIAFRAGMAS

Los sistemas de piso o losas juegan un papel clave dentro de una estructura sismorresistente, debido a que proporcionan un efecto de diafragma, uniendo y transfiriendo las fuerzas sísmicas hacia los miembros que resisten las fuerzas laterales (muros, vigas y columnas). Los sistemas de piso en estructuras que incorporan hormigón prefabricado están formados por unidades de piso. Las unidades de piso de hormigón prefabricado típicamente empleadas son "doble T" para grandes luces, losas alveolares para luces intermedias y pueden ser losas planas o nervadas para luces pequeñas (Kurama et al. 2018). En la figura 2.8 se ilustran las losas alveolares y doble T.

Los diafragmas de hormigón prefabricado pueden diseñarse con o sin afinado de piso. El afinado de piso es una capa de hormigón construida in-situ colocada sobre las unidades de hormigón prefabricado y es el medio principal para captar y transferir las cargas en el plano. Los afinados de piso pueden ser compuestos o no compuestos, según la adherencia y el trabajo conjunto como diafragma que exista con los elementos prefabricados. El código ACI 318-14 (ACI 2014), solo permite diafragmas de hormigón prefabricado que posean afinado de piso, brindando requisitos para el diseño de afinados tanto compuestos como no compuestos. En los diafragmas de hormigón prefabricado sin afinado de piso o "*untopped*", la transferencia de fuerzas en el plano, recae parcial o totalmente en conectores mecánicos entre las unidades de piso (NIST 2017).



(a) Sección típica de losa con sección doble "T"



(b) Detalle de losa alveolar

Figura 2.8: Detalles unidades de piso de hormigón prefabricado típicas.
Fuente: NIST (2017)

2.5. ESTUDIOS EXPERIMENTALES EN MUROS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

A continuación, se presentan cuatro estudios experimentales que tienen como objetivo determinar el desempeño sísmico de muros de hormigón prefabricado, con énfasis en las conexiones. Los tres primeros estudios se enfocan en la conexión horizontal muro – fundación, la que es diferente en cada investigación, analizando su comportamiento ante cargas laterales. En la cuarta investigación, se evalúa el desempeño de manera local y global de una estructura de tres niveles, a escala natural, empleando muros de hormigón prefabricado.

2.5.1. Holden et al. (2003)

La investigación consiste en ensayar ante cargas laterales cíclicas cuasi – estáticas reversibles, dos especímenes de muros de hormigón prefabricado. El primer espécimen fue diseñado para emular el comportamiento de un muro construido in-situ con refuerzo convencional que cumpla los requerimientos normativos. El otro espécimen era parte de un sistema prefabricado parcialmente pretensado que incorpora tendones no adheridos de fibra de carbono postensados y hormigón reforzado con fibras de acero. Se presentan detalles y conclusiones sobre la primera unidad, en vista que este trabajo de tesis se enfoca en estructuras emulativas.

El espécimen 1 (ver figura 2.9), se componen de un panel de muro de 4 [m] de alto por 1.35 [m] de largo y 125 [mm] de espesor. La carga horizontal fue aplicada a 3.75 [m] desde la base. Se empleó hormigón con una resistencia cilíndrica de $f'_c=40$ [MPa], acero de refuerzo con tensión nominal a la fluencia de 430 [MPa] para el refuerzo longitudinal y de 300 [MPa] para el acero transversal. La conexión consiste en un receso o cáliz en la fundación en el que se introduce la parte inferior del panel de muro. El espacio entre el cáliz y el panel es rellenado con mortero de cemento con compensación a la retracción. La base del muro fue detallada para el desarrollo de la rótula plástica a flexión, mientras que el resto del muro fue diseñado para permanecer elástico a través de un diseño por capacidad.

Se aplicó una carga lateral cíclica cuasi - estática reversible con control de desplazamiento. Los ciclos iniciales se completaron a ± 0.25 y $\pm 0.5\%$ de deriva. Los ciclos posteriores están compuestos de dos ciclos de gran amplitud seguidos de un ciclo con un nivel correspondiente al último nivel más bajo de deriva. Se estableció un paso de 0,5% de deriva entre ciclos más grandes. Este protocolo se completó hasta un 3% de deriva.

Las principales conclusiones obtenidas de este ensayo fueron:

- El comportamiento del espécimen es, evidentemente, el típico que se observa en muros estructurales monolíticos construidos in-situ. En la figura 2.10 se observa el comportamiento carga – desplazamiento lateral del muro;
- La capacidad lateral fue cercana a la predicha analíticamente.
- Los principios de diseño por capacidad aseguraron la formación de un mecanismo inelástico que implica el desarrollo de una rotula plástica a flexión en la base del muro.
- La conexión de cáliz entre el muro y la fundación funcionó particularmente bien. Prácticamente no se observó levantamiento del panel de muro durante el ensayo, cumpliéndose con la conexión monolítica idealizada asumida en el diseño.
- La energía se disipó principalmente por la fluencia del refuerzo longitudinal del muro en la región de rotula plástica.

- Los detalles adecuados de la zona de rotula plástica permitieron que la estructura se deforme de manera dúctil, superando el límite de diseño de deriva del 2.0%.
- La Unidad finalmente alcanzó una ductilidad de desplazamiento de 5.0 y una deriva del 2.5% antes de que se observara una degradación significativa de la resistencia.

El espécimen mostró un excelente comportamiento en términos de capacidad de desplazamiento y disipación de energía. La conexión entre el muro y la fundación proporcionó resistencia a momento y continuidad, como se asume en el diseño sísmico de los sistemas de construidos in-situ.

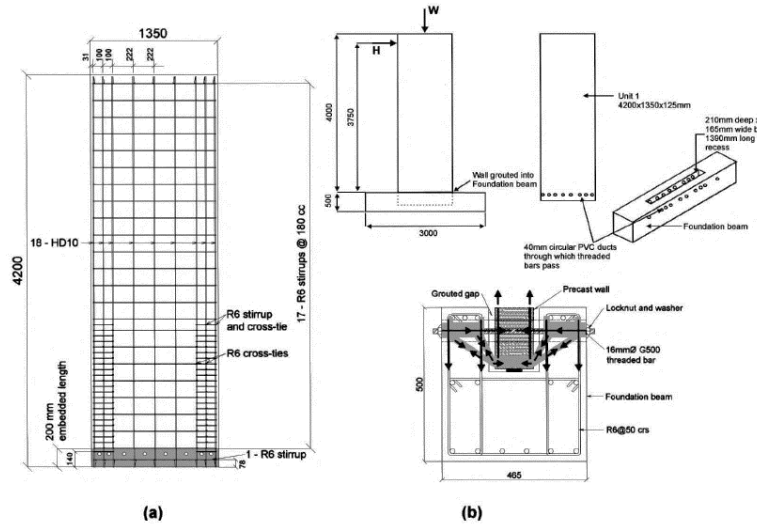


Figura 2.9: Detalles de espécimen 1. (a) Detalle del refuerzo en el muro; (b) Detalle de la conexión
Fuente: Holden et al. (2003).

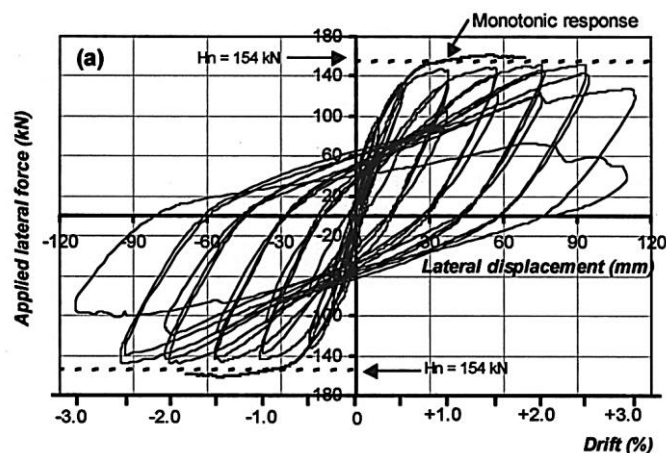


Figura 2.10: Comportamiento carga – desplazamiento lateral del muro
Fuente: Holden et al. (2003)

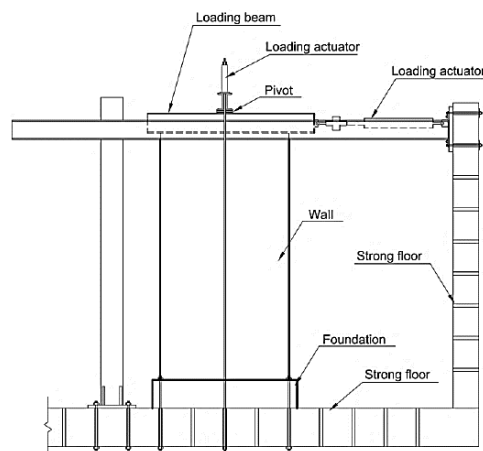
2.5.2. Seifi et al. (2017)

Desarrollan un programa experimental para examinar el comportamiento sísmico de muros estructurales de hormigón prefabricado conectados a la fundación mediante conexiones con ductos metálicos rellenos de mortero. En el programa experimental se incluyeron diferentes parámetros como la magnitud de la carga axial, el refuerzo, la relación de aspecto y el grosor de los paneles, y el uso de los estribos de confinamiento propuestos.

La geometría y el refuerzo de los paneles de ensayo se seleccionaron revisando los detalles más utilizados en Nueva Zelanda, para examinar su comportamiento. Todos los paneles de ensayo fueron diseñados para tener un comportamiento dominante de flexión y/o balanceo ya que este tipo de diseño se usaba más comúnmente en los detalles revisados. En la figura 2.11 se muestra la configuración de los ensayos; las dimensiones y los detalles de refuerzo de los paneles de prueba y la carga axial aplicada se resumen en la Tabla 2.1.



(a) Configuración sin aplicación de carga axial



(b) Configuración con aplicación de carga axial

Figura 2.11: Configuración del ensayo

Fuente: Seifi et al. (2017)

Los dos primeros paneles representaban muros perimetrales en edificios industriales, el panel 3 tenía la misma geometría que el panel 1 pero con carga axial aplicada. El Panel 4 y el Panel 5 representaban muros en edificios de varios pisos, con una carga axial moderada. Todos los paneles, excepto el Panel 2, tenían un espesor de 150 mm y estaban reforzados verticalmente con una sola capa de refuerzo HD12 espaciado a 225 mm. El panel 2 tenía un grosor de 200 mm y una doble capa de refuerzo HD12 espaciado a 225 mm. En todos los paneles, tanto el refuerzo del panel vertical como el horizontal estaban anclados en los bordes del panel con un gancho estándar de 90°.

Para conectar el panel a la fundación, las barras de proyectadas desde la fundación se introducen dentro de ductos metálicos de 600 mm de largo que luego se rellenaron con mortero sin contracción. El otro extremo de las barras de la conexión estaba anclado dentro de la fundación con un gancho estándar de 90 grados. El panel de muro se instala inicialmente en la parte superior de la fundación, proporcionando un espacio de 20 mm debajo del panel.

Tabla 2.1: Propiedades de los paneles de ensayo

N° de Ensayo	Largo (mm)	Altura (mm)	Relación de Aspecto	Espesor (mm)	Refuerzo en Conexión	Refuerzo Vertical	Refuerzo de confinamiento	Carga Axial (%Agf'c)
1	1000	3000	3	150	HD16@400	Una capa HD12@225	-	0
2	1000	3000	3	200	HD16@400	Doble capa HD12@225	-	0
3	1000	3000	3	150	HD16@400	Una capa HD12@225	-	5%
4	2000	4000	2	150	HD16@450	Una capa HD12@225	-	5%
5	2000	4000	2	150	HD16@450	Una capa HD12@225	Rectangular	5%

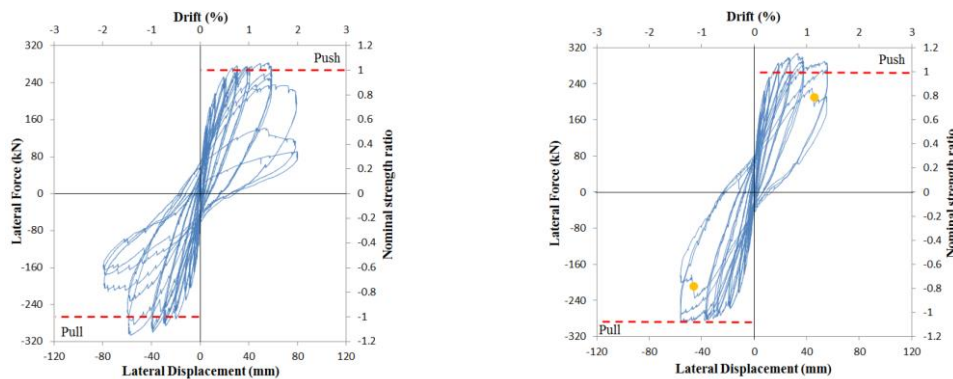
Fuente: Adaptado de Seifi et al. (2017)

Se utilizó un protocolo de carga basado en las recomendaciones del ACI para las secuencias de carga cíclica inversa, con el punto de falla definido como el punto donde la fuerza lateral se había reducido al 80% de la fuerza lateral máxima o la rigidez se había reducido a menos del 10% de la rigidez inicial.

En la figura 2.12 se presentan las histéresis de los paneles 4 y 5, ensayos para edificio de varios niveles.

De estos ensayos, se concluye lo siguiente:

- Se estableció que la influencia del confinamiento de conexión en paneles con un nivel moderado de carga axial fue significativa. El confinamiento del empalme entre el panel y el refuerzo de conexión impidió que el ducto se saliera del muro y permitió que el panel se comportara de una manera más dúctil que cuando no se proporcionó el confinamiento.
- Se observó que la aplicación de la carga axial aumenta la resistencia del panel, y disminuye significativamente el amortiguamiento viscoso equivalente y la deriva residual de los paneles.
- En general, los paneles reforzados de una sola capa con conexiones confinadas tenían un rendimiento aceptable.
- Se descubrió que los paneles con una conexión débil experimentaron niveles más bajos de daño y que casi todo el daño se concentró en la conexión en la base del muro.
- A partir de los patrones de grietas observados, se concluyó que cuando el daño se limitaba a la capa de mortero y que otras partes de los paneles no estaban dañadas, las conexiones de los conductos metálicos se reparaban más fácilmente después de un terremoto.



(a) Panel 4

(b) Panel 5

Figura 2.12: Histéresis de los paneles 4 y 5.

Fuente: Seifi et al. (2017)

2.5.3. Xu et al. (2017)

Esta investigación se basa en el prototipo de una estructura prefabricada de seis pisos, modulada en forma de caja con muros especiales de hormigón reforzado. El prototipo está diseñado de acuerdo con el Código chino para el diseño sísmico de edificios y se investigó para determinar el desempeño sísmico de la estructura. Los módulos A y B en cada piso se presenta en la figura 2.13. Este estudio se centra en el desempeño de la conexión horizontal entre paneles de muros empleando grout-sleeve con una sola fila de refuerzo en la zona de conexión.

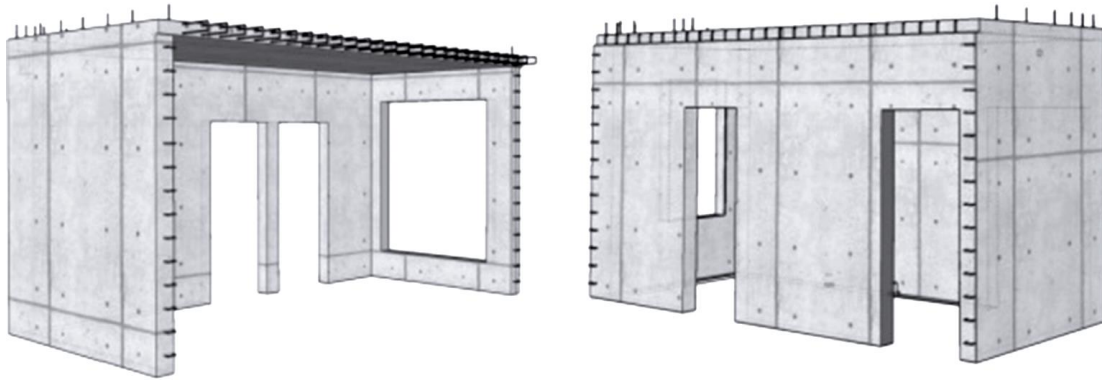
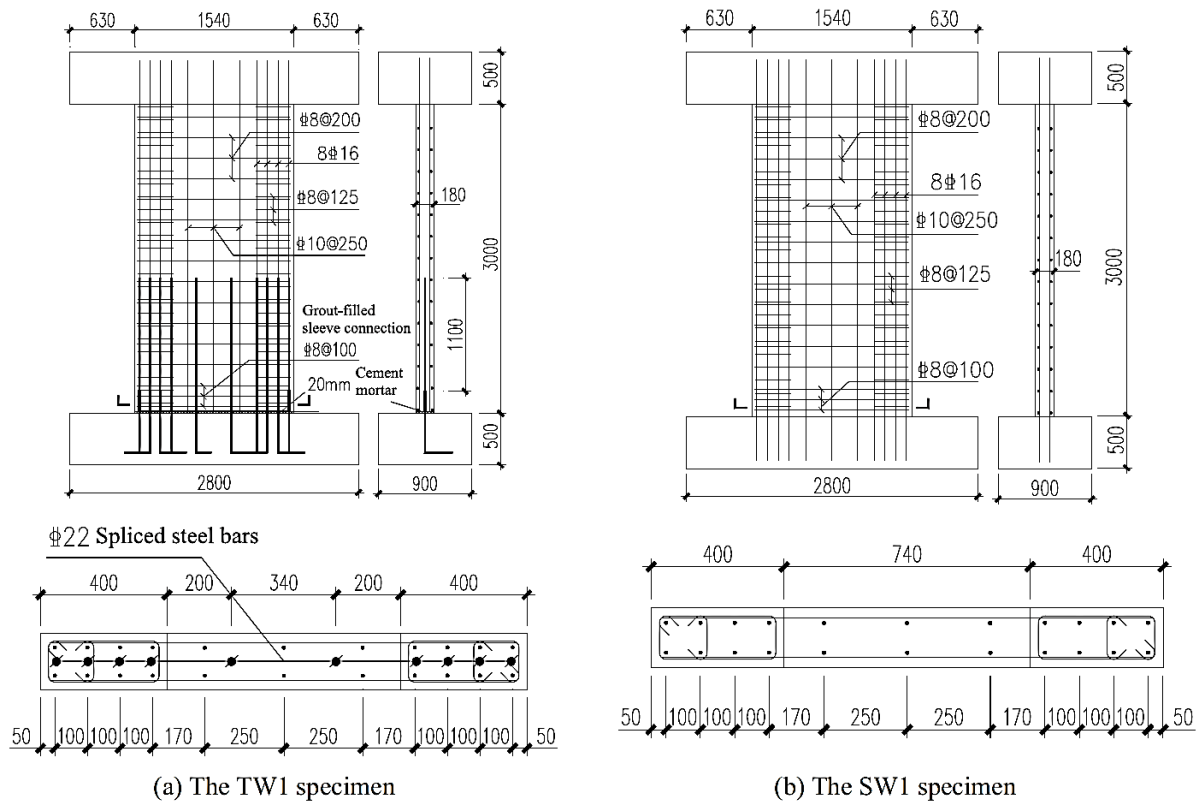


Figura 2.13: Módulos de muros tipo caja.
Fuente: Xu et al. (2017)

Parte del muro de cortante de concreto reforzado prefabricado (PRCSW) de la primera planta se elige como el espécimen TW1, y un espécimen de muro de hormigón construido in-situ, denominado SW1, también fue ensayado para contrastar los resultados. Las dimensiones y refuerzos para los dos especímenes se muestran en la figura 2.14.

La cantidad y el diámetro de las barras de acero empalmadas indirectamente para el refuerzo longitudinal se puede determinar por el principio de que el área de las barras de acero empalmadas es igual al área del refuerzo longitudinal dentro del muro. En este estudio, se utilizan 10 barras de acero empalmado C22 para el muro TW1. La longitud de la barra de acero se determina de modo que la barra de acero cumpla con los requisitos del Código chino para el diseño de estructuras de hormigón.



(a) The TW1 specimen

(b) The SW1 specimen

Figura 2.14: Comportamiento carga – desplazamiento lateral de los muros.

Fuente: Xu et al. (2017)

Las conclusiones más relevantes de esta investigación son:

- El muro TW1, se comportó, básicamente, de manera similar al muro SW1, en términos de ciclos histéricos y de envolvente de carga (ver figura 2.15). En particular, la capacidad de carga del espécimen SW1 disminuyó rápidamente al fallar, mientras que la resistencia de la muestra TW1 disminuyó lentamente.
- El factor de ductilidad del espécimen TW1 es aproximadamente un 55,1% mayor que el factor del espécimen SW1, y el ángulo de deriva de entrepiso máximo del espécimen TW1 es 17,86 mrad. Este valor es mayor que el valor límite de 8,33 mrad establecido en el Código chino, lo que indica una capacidad de deformación relativamente buena del muro prefabricado

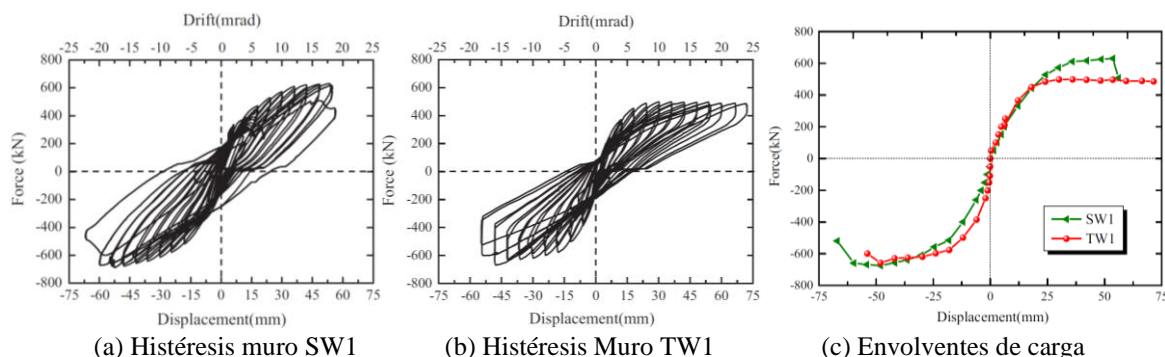


Figura 2.15: Comportamiento carga – desplazamiento lateral de los muros.
Fuente: Xu et al. (2017)

En general, se demostró que el muro de hormigón prefabricado se comportó de manera similar al muro construido in-situ con respecto al modo de falla, ángulo de deriva de entrepiso, fuerza máxima, ductilidad, degradación de la rigidez y capacidad de disipación de energía bajo cargas de corte, de flexión y axial acopladas. Además, los resultados experimentales subrayan que el método de conexión propuesto, empleando grout sleeve, es adecuado para muros de hormigón prefabricado modulados en cajón de seis pisos.

2.5.4. Han et al. (2019)

En este estudio, se diseñó una estructura prototipo de 16 pisos utilizando un sistema de muros de hormigón prefabricado con grout sleeves, diseñado de acuerdo con la normativa china. Luego, se construyó una subestructura de tres pisos a escala real del prototipo y se sometió a una serie de pruebas pseudo – dinámicas y cuasi – estáticas. Se investiga la respuesta y los daños de la estructura sometida a terremotos de diferentes intensidades, así como varias áreas de interés en el diseño y construcción de estos sistemas de muros, que incluyen lo siguiente:

- desempeño de conexiones entre elementos prefabricados de hormigón;
- influencia de los antepechos de ventana que se prefabricaron junto con los muros;
- desempeño de los muros sándwich de hormigón prefabricado; y
- desempeño de las losas de hormigón superpuestas con diferentes conexiones con muros.

Aquí se expondrá solamente sobre las conexiones en muros.

El prototipo tenía una altura total de 48 [m] con una altura de piso a piso igual a 3 [m]. El modelo de prueba (ver figura 2.16) tenía una planta de 3 × 6 [m], con alturas de pisos, espesores de muro, alturas y luces de las vigas de acoplamiento, espesor de losas, resistencia de los materiales y disposición de refuerzo idénticos al prototipo.

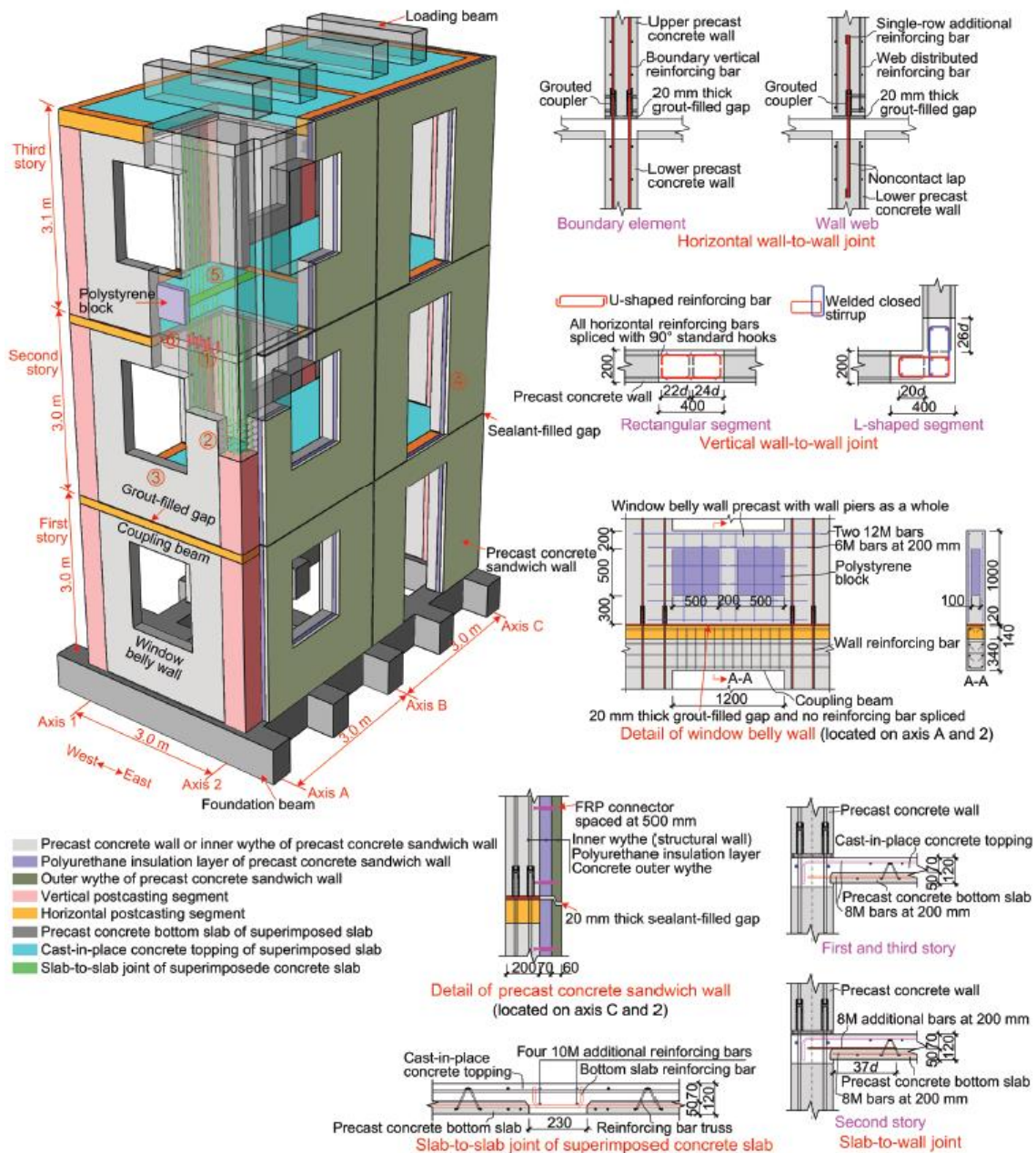


Figura 2.16: Modelo de prueba y detalles de las conexiones

Fuente: Han et al. (2019)

La conexión horizontal es a nivel de piso, empleándose una conexión emulativa con grout sleeves. Las barras de refuerzo longitudinales de los elementos de borde se empalmaron mediante los grout sleeve, mientras que las barras del refuerzo vertical del alma se traslapan indirectamente con una fila de barras de refuerzo adicionales en el centro, también haciendo uso de los grout sleeve (ver detalle en figura 2.16). El diámetro de la barra de refuerzo adicional se determinó por el principio de que el área de la barra de refuerzo adicional no debe ser menor que el área de refuerzo distribuido vertical.

Se utilizaron conexiones verticales construidas in-situ con secciones transversales rectangulares, en forma de L o en forma de T para conectar verticalmente los paneles de hormigón prefabricados. Las conexiones verticales rectangulares se ubicaron en las zonas del alma del muro, mientras que

las conexiones verticales en forma de L o T se ubicaron en las zonas de elementos de borde. Las barras de refuerzo horizontales sobresalen de los paneles de adyacentes con ganchos estándar de 90 grados, estas fueron empalmadas con barras de refuerzo adicionales en forma de U o estribos cerrados soldados (ver detalle en figura 2.16). La especificación y el espaciado del refuerzo horizontal proyectado y del refuerzo adicional fueron los mismos que las empleadas en los paneles prefabricados.

Los primeros 25 segundos del registro del terremoto de Taft 1952 (EW), con una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.18g, se utilizaron como movimiento de entrada en una serie de pruebas pseudo - dinámicas en que la intensidad sísmica aumentó gradualmente. El acelerograma se ajustó al PGA elegido. Para acercarse a la capacidad máxima del modelo de prueba, se realizó una prueba cuasi - estática después de las pruebas pseudo - dinámicas, controlando la relación de deriva de techo, θ , del modelo. El protocolo de carga para las pruebas se representa en la figura 2.17.

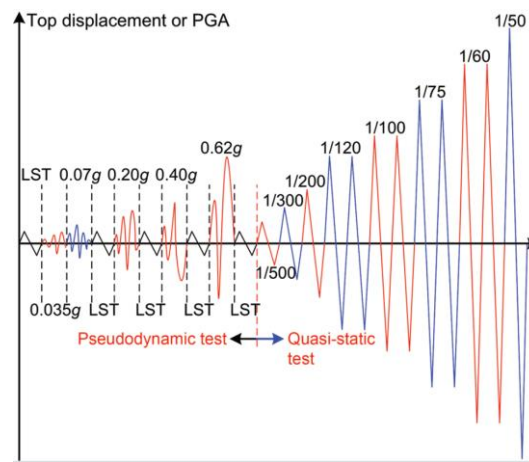


Figura 2.17: Protocolo de carga. LST = prueba de rigidez lateral con una amplitud de desplazamiento lateral de techo de 2 mm.

Fuente: Han et al. (2017)

Con respecto a los muros y sus conexiones, el estudio presenta las siguientes conclusiones:

- El sistema de muros hormigón prefabricado con grout sleeve, exhibió un excelente desempeño sísmico. En particular, bajo 0.07 g, 0.20 g, 0.40 g y 0.62 g de PGA. El modelo de prueba no experimentó daño, daño leve, daño moderado y estado de colapso, respectivamente, de acuerdo con el código chino de diseño sísmico (GB 50011-2010), y cumplió con los niveles de desempeño operativo, ocupación inmediata y seguridad de la vida, respectivamente, según FEMA 356, con una relación de deriva de entrepiso máxima de 1/3341, 1/899, 1/268 y 1/111; y la rigidez lateral disminuye en un 5%, 19%, 62% y 77%, respectivamente. El modelo de prueba mostró una excelente capacidad de deformación, con deriva máximas cercanas a 0.02
- El desempeño de las conexiones entre elementos de hormigón prefabricado se identificó de forma especial en este trabajo. No se concentró ningún daño visible en estas uniones, lo que indica que fueron lo suficientemente fuertes como para garantizar que el comportamiento del sistema de muros de hormigón prefabricado con grout sleeve se comporte como si fue monolítico.

2.6. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN SISMOS RECIENTES

A continuación, se realiza una recopilación del comportamiento que han tenido las estructuras de hormigón prefabricado en tres eventos sísmicos ocurridos en los últimos 10 años. Los eventos presentados son:

- Secuencia de sismos del 2010 – 2011 en la región de Canterbury, Nueva Zelanda
- Terremoto del 27 de febrero del 2010, región del Maule, Chile.
- Terremoto de mayo del 2012 en la región de Emilia – Romagna, Italia

Para cada evento se expone una breve descripción del sismo, el tipo de estructuras de hormigón prefabricadas en la zona afectada y los daños observados, con algunas explicaciones de las posibles causas.

2.6.1. Secuencia de sismos del 2010 – 2011 en la región de Canterbury, Nueva Zelanda

En 2010 y 2011 una serie de sismos, de magnitud considerable, ocurrieron en la región de Canterbury, Nueva Zelanda, en las cercanías de la ciudad de Christchurch. El primer evento en la secuencia tuvo lugar el 4 de septiembre de 2010 y se conoce comúnmente como el terremoto de Darfield. El terremoto del 4 de septiembre tuvo una magnitud de 7.1 con un epicentro ubicado aproximadamente a 37 km al oeste de Christchurch. Una serie de réplicas siguió al terremoto de septiembre de 2010, y el más destructivo ocurrió el 22 de febrero de 2011. El terremoto del 22 de febrero tuvo una magnitud de 6.3 y su epicentro fue a solo 10 km del Central Business District (CBD) de Christchurch, a una profundidad de 5 km, lo que resultó en una aceleración máxima del suelo (PGA) de 2.21 g (Corney et al. 2014).

La práctica de diseño sísmico de Nueva Zelanda para edificios altos construidos en las décadas de 1980 y 1990 consistía en proporcionar la resistencia ante fuerzas lateral a través de marcos especiales a momento de hormigón armado en el perímetro de la estructura, incorporando vigas o módulos cruciformes de columnas y vigas prefabricadas, que emulan el comportamiento de las estructuras construidas in-situ. Estos marcos perimetrales a menudo usaban vigas de gran altura con luces cortas (posible en el perímetro para no afectar la altura de entrepiso) para lograr una mayor rigidez lateral. Los marcos interiores generalmente tenían tramos más largos por versatilidad arquitectónica, y estaban destinados a soportar cargas gravitacionales principalmente. El sistemas de piso prefabricados con afinado de piso, es muy común en la construcción de edificios multinivel, además del uso de paneles de revestimiento y de gradas prefabricadas (Fleischman et al. 2014)

Fleischman et al. (2014) evaluaron los daños de tres edificios de marcos que emplean hormigón prefabricado, ubicados en el CBD de Christchurch. Los daños encontrados se asemejan a los esperables para marcos construidas in-situ, acorde a la intensidad sísmica experimentada por la estructura, es decir: desarrollo de rotulas plásticas en los extremos de las vigas, cumpliéndose el criterio de columna fuerte – viga débil (ver figura 2.18). Por otra parte, existieron daños considerables en los diafragmas compuesto por piezas prefabricadas y afinados de piso, en las que se observó la presencia de grietas en el afinado, junto a las vigas del sistema resistente a fuerzas laterales y paralelas a ellas (ver figura 2.19). Esto se debe principalmente a la deformación plástica que sufren las vigas y que por el pobre detallamiento de la unión con el diafragma y la rigidez que poseen estos elementos, el afinado de piso no es capaz de soportar la deformación longitudinal de la viga.

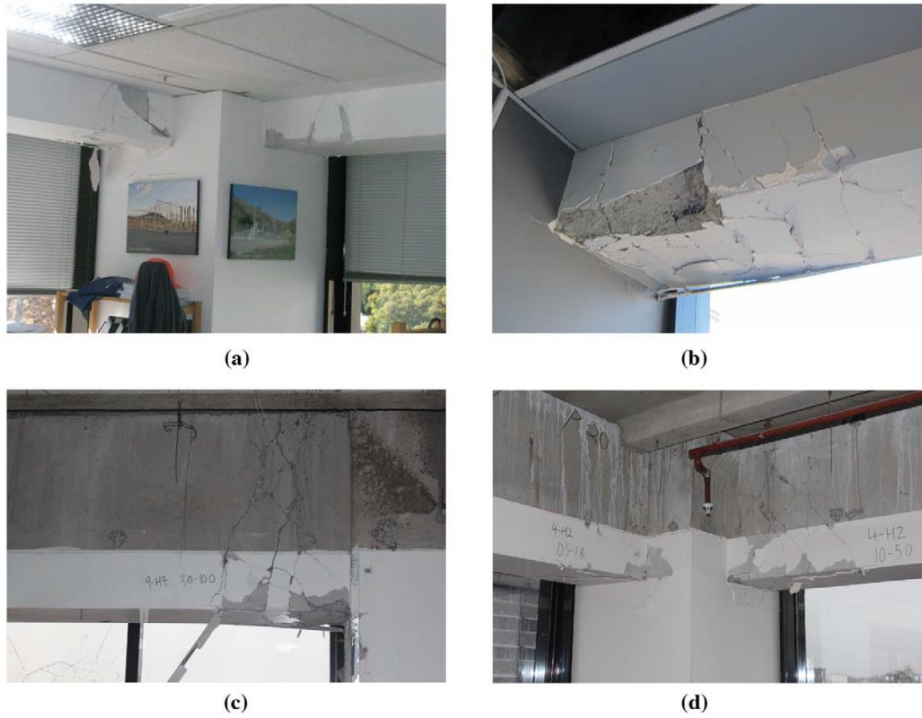


Figura 2.18: Daños en vigas, debido al desarrollo de rotulas plásticas. (a) columna de esquina; (b) Perdida de recubrimiento; (c) grietas en vigas interiores; (d) grietas en vigas de esquina.

Fuente: Fleischman et al. (2014).

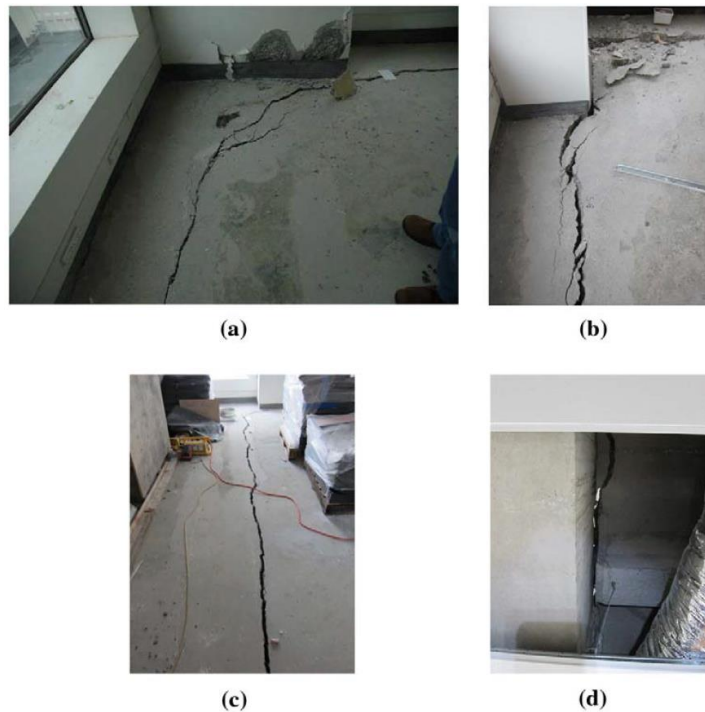


Figura 2.19: Daños en sistemas de piso. (a) columna de esquina; (b) a lo largo del perímetro del marco; (c) grietas junto a vigas interiores; (d) vista inferior mostrando el ala colgada de losa doble “T”.

Fuente: Fleischman et al. (2014).

2.6.2. Terremoto del 27 de febrero del 2010, región del Maule, Chile

El 27 de febrero de 2010 a las 03:34:15 (hora local de Chile) ocurrió el megaterremoto subductivo interplaca tipo thrust con epicentro marino, frente a la localidad de Cobquecura, de magnitud de momento 8.8, constituyéndose en el quinto a nivel mundial, en cuanto a magnitud. El terremoto fue seguido a los 20 minutos por un destructor tsunami. El área afectada así como la ubicación de su epicentro, hace que este terremoto se denomine de El Maule (Moroni Yadlin 2012).

En Chile, el hormigón prefabricado ha estado ligado tradicionalmente a la infraestructura (puentes, puertos, pasarelas, estaciones de metro, etc.) donde es la solución más usada. Y en el área industrial, en los últimos 20 años, se ha desarrollado fuertemente la construcción de bodegas, supermercados y centro de distribución, con elementos prefabricados, por las ventajas que ofrece y las grandes luces que se pueden lograr para poseer un mejor uso del espacio (ICH 2017).

Las estructuras industriales, por lo general poseen marcos a momento como sistema resistente a fuerzas laterales, con conexiones húmedas entre pilares y fundaciones, conexiones tipo pasador (o secas) y continuas (emulativas) en el encuentro pilar - viga. Con respecto a los sistemas de piso, utilizan unidades prefabricadas, principalmente losas alveolares con afinado de piso (Campusano & Cortés 2012).

Campusano & Cortés (2012) realizaron un análisis de los daños observados posterior al terremoto de El Maule, con la cooperación de empresas de la industria de la prefabricación. La totalidad de los daños observados son consecuencia de deformaciones no controladas de estructuras flexibles, la mayor parte de ellas emplazadas en terrenos de suelo blando. La mayoría de los casos de fallas en conexiones se debieron al apoyo accidental en los bordes de las piezas conectadas a consecuencia del giro, esto produce un efecto de palanca sobre las barras de conexión que las arranca de los anclajes (ver figura 2.20).

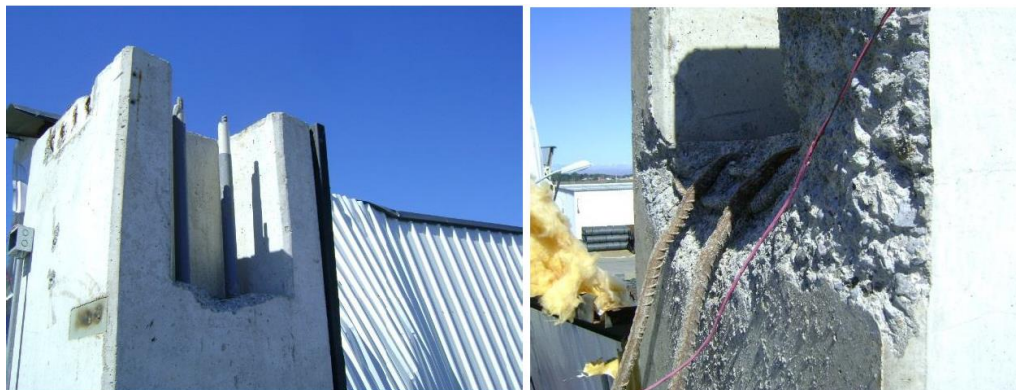


Figura 2.20: Falla de conexión viga – pilar con conexión tipo pasador.

Fuente: Mancini (2016)

En cuanto a vigas conectadas a pilares intermedios, se constataron daños en algunas consolas, especialmente en las ejecutadas en fábrica posteriormente al hormigonado de los pilares en los moldes industrializados. Dichas consolas presentan la dificultad de poder ejecutar buenos anclajes (ver figura 2.21). La conexión del pilar con la fundación, que consiste en introducir el pilar en un cáliz de hormigón que posteriormente es relleno con mortero, se desempeñó de forma eficiente, sin registro de daños asociados a la conexión. Se observaron daños en la base de los pilares, pero esto se debe a la sollicitación que impuso el sismo sobre el pilar (ver figura 2.22).



Figura 2.21: Daños en consolas de apoyo.
Fuente: Campusano & Cortés (2012)



Figura 2.22: Daños observado en la base pilares prefabricados.
Fuente: Mancini (2016)

2.6.3. Terremoto de mayo del 2012 en la región de Emilia – Romagna, Italia

El 20 de mayo de 2012, a las 04 h 09 min (hora local), se produjo un terremoto de 5.9 M_w de magnitud (según lo estimado por el Instituto Nacional de Vulcanología y Geofísica de Italia, INGV) en Finale Emilia, provincia de Módena en el norte de Italia, a una profundidad de 6.3 km. Toda el área afectada por el terremoto y las réplicas, incluidos todos los epicentros, es de aproximadamente 60 km (este-oeste) \times 30 km (norte-sur). Las áreas más afectadas por los sismos comprenden los municipios de San Felice sul Panaro, Sant'Agostino, San Carlo, Finale Emilia, Mirandola, Medolla, Cavezzo, Concordia sulla Secchia y Novi di Modena, con un número de 23 víctimas, 400 heridos y un total de aproximadamente 20,000 personas sin hogar. Se estimó que las pérdidas económicas estaban en el rango del 1% del PIB nacional (Bournas et al. 2014). La zona afectada fue excluida, hasta el 2003, de las zonas consideradas sísmicas por el código de construcción de Italia (Magliulo et al. 2014).

La tipología más común utilizada para la construcción de edificios industriales de una sola planta en Italia se caracteriza por el uso de vigas de techo de hormigón prefabricadas de grandes luces soportadas sobre columnas prefabricadas en voladizo, que proporciona los grandes espacios abiertos necesarios para las fábricas. Los edificios son de planta rectangular, con uno o más vanos en la dirección transversal y varios vanos en la dirección longitudinal.

La base de las columnas prefabricadas generalmente colocadas en un cáliz de fundación que luego es relleno de mortero para emular una conexión fija. Las vigas de techo están orientadas a lo largo del eje transversal del edificio, y, en los edificios sin disposiciones sísmicas, simplemente se apoyan en ménsulas de columna. Las conexiones entre elementos prefabricados son el elemento clave para determinar el desempeño sísmico de los edificios prefabricados industriales (Bournas et al. 2014). En la figura 2.23 se presentan ejemplos de conexiones utilizadas en estas estructuras.

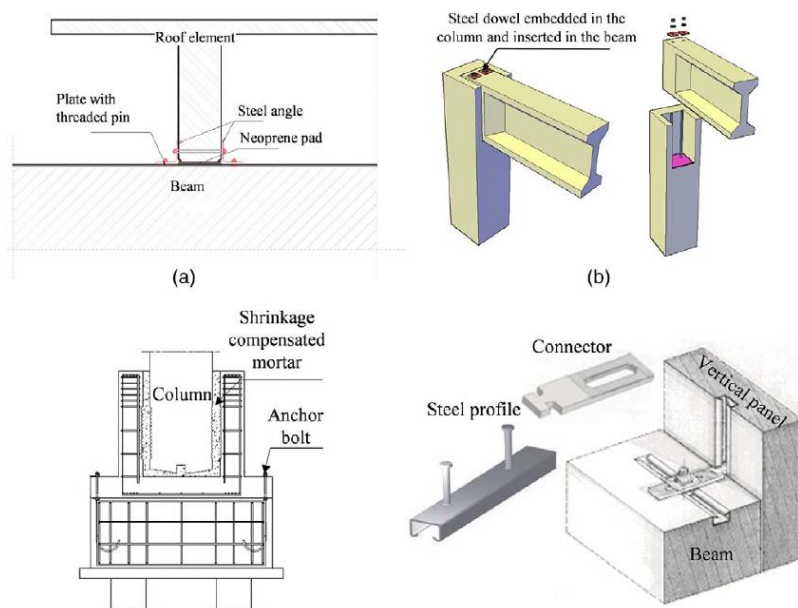


Figura 2.23: Ejemplos de conexiones en estructuras prefabricadas en Italia

- (a) conexión articulada entre elementos de techo y viga; (b) conexión viga – columna con pasador;
- (c) Conexión de cáliz columna – fundación; (d) conexión vertical viga –panel.

Fuente: Magliulo et al. (2014)

La mayoría de los edificios prefabricados dañados, poseían conexiones por fricción entre elementos horizontales (vigas y elementos de techo), o entre elementos horizontales (vigas) y verticales (columnas). La falta de dispositivos de conexión es la principal causa de daños en las estructuras prefabricadas, en las que la baja resistencia dada por mecanismos de fricción causa la pérdida de soporte de los elementos de techo sobre las vigas, y el soporte de las vigas sobre las columnas (Magliulo et al. 2014). Las consecuencias son desastrosas: la Figura 2.24 (a) muestra la pérdida de soporte de los elementos del techo de la viga principal debido al uso de conexiones de fricción y un ancho de soporte muy limitado. La Figura 2.24 (b) señala la pérdida de soporte de una viga desde la columna y el esperado colapso de los elementos del techo, causando la falla de toda la estructura.



Figura 2.24: Ejemplos de colapsos debido a la pérdida de soporte de los elementos horizontales.
Fuente: (Magliulo et al. 2014).

2.7. BIBLIOGRAFÍA BASE PARA LA PROPUESTA DE LINEAMIENTOS

En esta sección se describe de forma breve las normas, guías de diseño y otros documentos que son empleados como base para la construcción de la propuesta de “*Lineamientos de Diseño para Edificios de Muros de Hormigón Prefabricado que Emulan las Construcciones In-situ*” que se describen en el Capítulo 3 y que se presentan de forma íntegra en el Anexo A.

2.7.1. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-14): Versión en español y en sistema métrico SI (ACI 2014)

El código ACI 318-14, contiene los requisitos mínimos que debe cumplir el diseño de estructuras de hormigón estructural. Posee requerimientos para todo tipo de elementos estructurales, desde vigas, losas, columnas, muros, entre otros. Todos los requisitos del código son aplicables a los sistemas y miembros prefabricados a menos que se excluyan de manera específica. Además, el código posee algunos requisitos que se aplican específicamente al concreto prefabricado.

Algunos tópicos específicos sobre hormigón prefabricado, que trata el código son:

- Conexiones en miembros prefabricados (capítulo 16), incluye requisitos básicos que deben cumplir las conexiones, requisitos de resistencia, integridad estructural y diseño de ménsulas entre otros.
- Requerimientos para elementos ubicados en zonas de riesgo sísmico (capítulo 18), esto tanto para vigas, columnas, muros y en especial para los diafragmas, tal como se hace mención en la sección 2.4.
- Recubrimiento del concreto (capítulo 20)

Es importante mencionar que el código establece que los elementos de hormigón prefabricado para ser usados en zonas sísmicas deben cumplir con los mismos requerimientos definidos para los elementos de hormigón construidas in-situ, es decir que deben ser elementos emulativos (Secciones 18.9.2.2 y 18.11.2.1 del código). Adicionalmente, el código establece los requerimientos que un sistema de hormigón prefabricado no emulativo debe cumplir para ser avalado por el reglamento (Sección 18.11.2.2 del código).

2.7.2. Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures (ACI 2001)

Este es un informe realizado por el comité conjunto ACI-ASCE 550, y proporciona una guía práctica para detallar estructuras de concreto prefabricado que deben cumplir con los requisitos del código ACI 318 en todas las regiones sísmicas emulando el diseño del hormigón construido in-situ. Este informe también proporciona información que muestra cómo las estructuras emulativas de hormigón prefabricado pueden abordar cualquiera o todas las disposiciones del código ACI 318, incluidas las del Capítulo 18, si se presta especial atención al detallamiento de las juntas y empalmes entre componentes prefabricados.

2.7.3. Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings (CAE 1999)

Esta guía fue elaborada con el fin de sistematizar la experiencia sobre hormigón prefabricado, que se había desarrollado en Nueva Zelanda desde la década de 1960. Su objetivo es brindar asistencia sobre aplicaciones consistentemente seguras y económicas de hormigón estructural prefabricado y, al mismo tiempo, permitir que continúe la innovación en diseño y construcción. Para su elaboración se contó con la participación de diseñadores, investigadores, fabricantes y constructores.

Las principales áreas cubiertas en la guía son: vigas y columnas prefabricadas y sus conexiones, especialmente si se emplea hormigón construido in-situ entre elementos prefabricados; apoyo y continuidad de unidades de piso; técnicas de unión y conectores, capacidad de construcción y tolerancias, acción de diafragma; y comportamiento de sistemas de muros de hormigón prefabricado. En general, se enfoca en la construcción de edificios, excluyendo otras obras civiles. Además, solo se tratan los elementos estructurales, ya que los arquitectónicos o no estructurales de hormigón prefabricado normalmente no están diseñados para contribuir a la integridad estructural y requiere un conjunto diferente de criterios de diseño.

Aunque la atención se centra en los aspectos sísmicos, muchas secciones se refieren a efectos de carga por gravedad, así como cambios en el volumen, tales como flujo plástico, contracción y acciones térmicas, ya que estos efectos pueden dar como resultado una reducción significativa del desempeño sísmico.

2.7.4. Planning and design handbook on precast building structures (FIP 1994)

La Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP - International Federation for Prestressing) elaboró este manual para que los ingenieros y arquitectos logren una comprensión completa de la filosofía de diseño específica del hormigón prefabricado. Al mismo tiempo, ofrece una síntesis del trabajo realizado por la Comisión de Prefabricación de la FIP en los últimos veinte años en el ámbito del hormigón prefabricado. Ha sido escrito especialmente para aquellos menos familiarizados con esta forma de construcción.

El manual entrega información sobre la idoneidad de la construcción con hormigón prefabricado con sus ventajas y limitaciones; los principales criterios de diseño y tópicos relacionados con la integridad estructural, modulación, filosofía de diseño de conexiones, etc. Posee capítulos completos destinados a cada elemento estructural (marcos, muros, losas y diafragmas), en los que expone los tipos de elementos existentes, consideraciones de modulación, diseño de los elementos y sus conexiones. Y al final posee un capítulo dedicado a fachadas arquitectónicas de hormigón. El manual no se enfoca en el diseño sísmico, pero hace algunas referencias generales en el diseño de los elementos.

2.7.5. Seismic design of precast concrete building structures - State-of-art report (fib 2003)

Preparado por la Fédération internationale du béton (fib - International Federation for Structural Concrete), este informe “*State-of-art*” considera el estudio del hormigón prefabricado y el hormigón pretensado. Cubre las lecciones aprendidas de terremotos anteriores; conceptos de construcción; enfoques de diseño; principales sistemas resistentes a fuerzas laterales (sistemas de marcos y de muros estructurales de hormigón prefabricado, incluyendo sistemas duales), diafragmas de unidades piso de hormigón pretensado y prefabricado; métodos de modelamiento y analíticos; sistemas resistentes a fuerzas gravitacionales; fundaciones; y elementos especiales (conchas, placas plegadas, escaleras y paneles de revestimiento arquitectónicos). Las ecuaciones de diseño se presentarán cuando sea necesario, pero se hace énfasis en los principios. El hormigón armado construido in-situ ordinario no se considera en este documento.

2.7.6. Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigón Armado: DS 60-2011 (V. y U.) (MINVU 2011)

Decreto promulgado después del sismo del 27 de febrero del 2010, que modifica algunos requisitos del código ACI 318, específicamente en su versión 2008, con el fin de mejorar el desempeño sísmico de las estructuras sismo resistentes de hormigón, tomando en consideración las lecciones dejadas por el terremoto. Su enfoque está orientado principalmente a estructuras construidas in-situ, pero estos requisitos se pueden aplicar a estructuras de hormigón prefabricado emulativas, de la misma forma que se aplica el código ACI 318.

Además, presenta algunas disposiciones de interés para el hormigón prefabricado, como es el caso del recubrimiento mínimo para este tipo de estructuras. Los requisitos relacionados con los empalmes mecánicos son de mucha importancia para las estructuras de hormigón prefabricado emulativas, en vista que muchos tipos de conexiones basan su desempeño en este tipo de dispositivo. Estos requisitos son modificados en este decreto aumentando los requerimientos de resistencia de dichos empalmes con respecto a lo exigido en el ACI 318.

2.7.7. PCI design handbook: Precast and prestressed concrete, MNL 120-04 (PCI 2004)

El manual de diseño elaborado por el Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) presenta metodologías, formulas, ayudas y ejemplos sobre el diseño de elementos de hormigón prefabricado y pretensado, abarcando no solo el diseño estructural del elemento como tal, sino que también se extiende a:

- diseño de conexiones de todos los tipos (emulativas y no emulativas) considerando una gran variedad de formas y dispositivos de conexión;
- consideraciones de manejo de los elementos durante su transporte e instalación, incluyendo el almacenamiento;
- tolerancias en la fabricación y construcción; y
- consideraciones térmicas, acústicas y resistencia al fuego

También cubre algunos tópicos sobre paneles arquitectónicos de fachada. El manual está enfocado para todo tipo de estructuras que involucren hormigón prefabricado y pretensado, tanto en zonas sísmicas como no sísmicas. Por lo que presenta algunas soluciones que no están permitidas en países como Chile, pero si en otros que no están expuesto a riesgos sísmicos.

2.7.8. Concrete Structures Standard. Parts 1&2: The Design of Concrete Structures and commentary. NZS 3101 (Standards New Zealand 2006a, 2006b)

Siendo la norma de diseño para todo tipo de estructuras de hormigón armado en Nueva Zelanda, establece los requisitos mínimos que deben cumplir estas estructuras para que posean un buen desempeño ante las cargas de diseño. Posee un capítulo dedicado al hormigón prefabricado (Capítulo 18) que se complementa con las disposiciones establecidas en el resto del documento. En este capítulo se establecen requisitos sobre diseño de elementos como losas, afinado de piso, vigas tipo Shell (o vigas huecas), integridad estructural, conexiones, compatibilidad de deformación en sistemas de piso con hormigón prefabricado, condiciones de apoyo para elementos horizontales, etc.

La guía de construcción prefabricada descrita en 2.7.3, basa sus requisitos de diseño y de detallamiento en esta norma, siendo complementarias.

Capítulo 3: PROPUESTA DE LINEAMIENTOS DE DISEÑO

Este capítulo describe la propuesta *“Lineamientos de Diseño para Edificios de Muros de Hormigón Prefabricado que Emulan el Comportamiento De Estructuras Construidas In-situ”*, elaborada en concordancia con la normativa chilena. Los lineamientos se encuentran en su totalidad en el **Anexo A**. También se presenta el proceso de elaboración de esta propuesta y el nivel de aporte de cada una de las fuentes consultadas en su desarrollo.

La propuesta de lineamientos se enfoca en el diseño de edificios de hormigón prefabricado que intentan emular el comportamiento de edificios construidos in-situ, de estructuración típica chilena, cuyo sistema resistente de fuerzas laterales y verticales es esencialmente un sistema de muros con vigas y losas. Para lograr esto, las conexiones deben diseñarse como conexiones “fuertes”, es decir que deben ser diseñadas siguiendo un diseño por capacidad el que asegura que los mecanismos de disipación de energía ocurran fuera de la región de conexión (Standards New Zealand 2006a).

Por lo anterior, se adopta la misma filosofía de diseño sísmico que establece el ACI 318S-14 (ACI 2014), la que postula que *“una estructura de hormigón construida en obra responda en el rango no lineal cuando sea sometida a movimientos del terreno del nivel de diseño, con una disminución de su rigidez y un aumento de su capacidad de disipación de energía, pero sin reducción de su resistencia crítica”*.

3.1. ELABORACIÓN DE LOS LINEAMIENTOS

La propuesta de lineamientos de diseño se construye consultando las siguientes fuentes, descritas brevemente en la sección 2.7:

- Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures, ACI 550.1R-01 (ACI 2001)
- Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-14): Versión en español y en sistema métrico SI (ACI 2014)
- Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings (CAE 1999)
- Planning and design handbook on precast building structures (FIP 1994)
- Seismic design of precast concrete building structures - State-of-art report (fib 2003)
- Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigón Armado: DS 60-2011 (V. y U.) (MINVU 2011)
- PCI design handbook: Precast and prestressed concrete, MNL 120-04 (PCI 2004)
- Concrete Structures Standard. Part 1 y 2: The Design of Concrete Structures y Comentary. NZS 3101, (Standards New Zealand 2006a, 2006b).

Todos los requisitos y sus comentarios, que componen los lineamientos, son elaborados a través de un proceso de comparación de las fuentes, revisando las similitudes y diferencias que postulaba cada fuente sobre el requisito propuesto. No todos los requisitos y sus comentarios utilizan todas las fuentes, ya que algunas fuentes se enfocan más en algunos tópicos que en otros, además porque se debe mantener coherencia y la filosofía de diseño en los lineamientos.

La mayoría de los requisitos y comentarios de la propuesta de lineamientos, se elaboran utilizando como base las disposiciones sobre hormigón prefabricado que se establecen a través del Código ACI 318S-14, incorporando las adecuaciones a las cláusulas del ACI 318S-08 realizadas por el DS 60-2011 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo a las cláusulas equivalentes de la edición 2014.

Estos requisitos se comparan con lo dispuesto en la normativa de Nueva Zelanda, NZS 3101-2006, prevaleciendo los requisitos más conservadores, siempre y cuando estén acorde a la práctica nacional. En el caso que la normativa NZS 3101-2006 estableciera requisitos no contemplados en el ACI 318S-14, estos se incluyen en la propuesta de lineamientos, si estos son congruentes con el resto de los requisitos y siguen la filosofía de diseño establecida.

Las fuentes empleadas, distintas a las normas ACI y NZS, se utilizan para complementar los requisitos establecidos en esta normativa, en los tópicos que estas no abarcan como es el caso de algunas disposiciones para el análisis, modulación, diseño de conexiones y materiales. Además, estas fuentes son empleadas para enriquecer los comentarios con conceptos o con información adicional para contextualizar y explicar mejor el requisito.

3.2. ESTRUCTURA DE LA PROPUESTA

La propuesta de lineamientos se divide en dos componentes principales: Requisito y Comentario. Los requisitos establecen las disposiciones mínimas que deben cumplir las estructuras de hormigón prefabricado para el análisis estructural, diseño de elementos y conexiones, modulación y materiales, para obtener un desempeño similar a las estructuras de hormigón construidas in-situ; en cambio, los comentarios tienen como propósito brindar claridad conceptual a los requisitos, citar las fuentes que dan origen al requisito y al comentario, y brindar fuentes de consulta para ampliar lo dispuesto en el requisito y/o comentario.

El contenido de la propuesta de lineamientos se divide en cinco secciones principales:

1. Sección 1 – Análisis Estructural
2. Sección 2 – Diseño de Elementos Estructurales
3. Sección 3 – Modulación
4. Sección 4 – Conexiones
5. Sección 5 – Materiales

Esta disposición de los lineamientos permite seguir su lectura acorde al proceso general de diseño que se ilustra en la Figura 3.1. Este procedimiento de diseño se basa en el proceso de diseño descrito en el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001) para estructuras de hormigón prefabricado con conexiones emulativas.

Las secciones 2, 3 y 4 de la propuesta poseen requisitos específicos para los elementos que componen los edificios de hormigón armado de estructuración típica chilena: muros, vigas, sistemas de piso y diafragmas, además de disposiciones transversales para todos estos elementos y de forma general para el edificio.

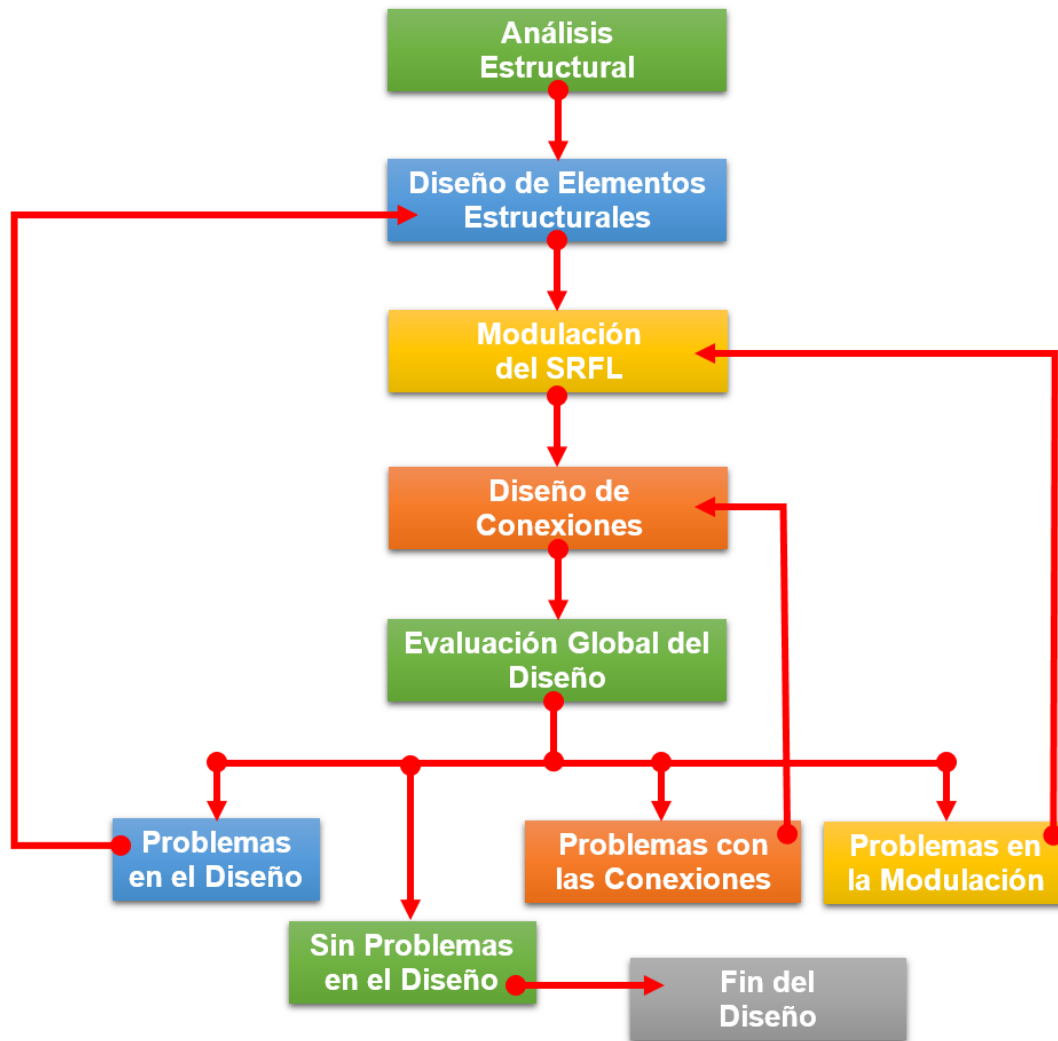


Figura 3.1: Proceso general de diseño para estructuras de hormigón prefabricado que emulan el comportamiento del hormigón in-situ.

Fuente: Elaboración propia

3.3. DESCRIPCIÓN DE LAS SECCIONES

Sección 1 – Análisis Estructural

Esta sección se compone de tres subsecciones: *Generalidades*, *Normativa aplicable* y *Consideraciones Especiales*. En *Generalidades* se presentan requisitos para realizar el análisis estructural del edificio, que el caso de los edificios de hormigón prefabricado que emulan las construcciones in-situ, este se debe realizar de igual manera que estas últimas, además de las etapas de carga adicionales que se deben considerar en el hormigón prefabricado.

En *Normativa aplicable* se enumera la normativa nacional necesaria para realizar el análisis estructural de un edificio entre las que se encuentra la NCh 433, NCh 1537, NCh 3171, ACI 318 y el DS 60-2011 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Finalmente, en *Consideraciones Especiales* se establecen disposiciones que se deben tener en cuenta en el análisis estructural de edificios de hormigón prefabricado emulativos, como es el caso del análisis de las conexiones, sistemas de piso y diafragmas.

Sección 2 – Diseño de Elementos Estructurales

La sección establece los requisitos para el diseño de los elementos estructurales, basándose casi en su totalidad en las disposiciones del ACI 318S-14 con las adecuaciones del DS 60-2011 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Se divide en cuatro subsecciones: *Generalidades*, *Diseño de Muros*, *Diseño de Vigas* y *Diseño de Diafragmas y Sistemas de Piso*.

La primera subsección, *Generalidades*, establece los requisitos de diseño que debe cumplir en forma transversal todos los elementos estructurales, entre los que se destacan los requisitos para emular el comportamiento de estructuras in-situ, diseño para la etapa más crítica obtenida del análisis estructural, cálculo de resistencia nominal de la sección de los elementos, factores de reducción, recubrimiento, modulación y conexiones.

Las subsecciones *Diseño de Muros* y *Diseño de Vigas* cuentan con requisitos específicos que refieren el diseño de estos elementos al código ACI 318S-14, debido a que al ser elementos emulativos de las construcciones in-situ, su diseño debe cumplir los mismos requisitos. A la vez se incluyen algunas disposiciones adicionales para las vigas. En estas subsecciones también se refiere al código ACI 318S-14 el diseño de machones de muros y vigas de acople.

La subsección *Diseño de Diafragmas y Sistemas de Piso* es la subsección que más requisitos posee de esta sección. Sus requisitos incluyen disposiciones generales de los diafragmas como los requerimientos que debe cumplir en su diseño (diseño elástico), tipos de diafragmas que se permiten acorde a la filosofía de diseño establecida en los lineamientos, requisitos de espesores mínimos, refuerzo y diseño al corte del afinado de piso y requerimientos para el diseño de las losas prefabricadas.

Sección 3 – Modulación

Los criterios para la modulación o la división de los elementos en módulos que puedan ser fabricados, transportados e instalados en obra, son presentados en esta sección. En la subsección *Generalidades* se enumeran las restricciones geométricas y de peso que deben cumplir los módulos de hormigón prefabricado, además de algunas consideraciones generales que se deben tomar en cuenta al momento de dividir los elementos de hormigón.

La subsección *Modulación de Muros* incluye requisitos especiales que deben cumplir los módulos de hormigón prefabricado en su división vertical y horizontal además de la inclusión de las aberturas.

En cuanto a la modulación de las vigas, la subsección *Modulación de Vigas*, dispone de dos requisitos que sintetizan los criterios de modulación para estos elementos.

Para los sistemas de piso se listan las consideraciones para seleccionar los módulos, que por lo general se realiza a través de catálogos, en vista que la industria del hormigón prefabricado posee una gran oferta de este tipo de productos.

Sección 4 – Conexiones

Las conexiones entre módulos prefabricados es una de las grandes diferencias que existe entre el diseño con hormigón prefabricado y el diseño de construcciones in-situ. Además, el diseño de las conexiones es uno de los pasos más importantes en el proceso de diseño de una estructura prefabricada, en vista que el comportamiento general de la estructura dependerá en gran medida del comportamiento de las conexiones, por lo que se consideran parte esencial del sistema estructural (FIP 1994; PCI 2004).

Por lo tanto, esta sección brinda los requisitos esenciales para el diseño de las conexiones “fuertes” a través de las ocho secciones que la componen: Generalidades, Integridad Estructural, Conexiones en Muros, Conexiones en Vigas, Conexiones en Diafragmas y Sistemas de Piso, Apoyo de Elementos Horizontales, Aplastamiento y Cortante Horizontal.

Las disposiciones que todas las conexiones deben cumplir, por ejemplo, simplicidad, medios de transferencia de carga, efectos volumétricos y uso de empalmes mecánicos tipo 2; se detallan en la subsección de Generalidades.

La subsección de Integridad Estructural brinda disposiciones con la intención de mejorar la ductilidad y redundancia de las estructuras de hormigón prefabricado, a través del detallado del refuerzo y de las conexiones, de modo que, en caso de ocurrir un daño mayor o una carga anormal a un elemento soportante, el daño resultante esté localizado y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general (ACI 2014).

Los requisitos para el diseño de las conexiones horizontales y verticales entre paneles o módulos de muros se describen en la subsección Conexiones en Muros. Estos requisitos incluyen sobre resistencia que deben poseer la zona de conexión, referencias para el diseño por aplastamiento y cortante por fricción, espesor y continuidad de refuerzo en las conexiones.

Para las vigas, en la subsección Conexiones en Vigas, se establece que estas deben poseer conexiones fuertes, continuidad de refuerzo, desarrollado fuera de la zona de conexión y de la zona de articulación plástica, y que se debe seleccionar el medio de conexión más apropiado según las características de este de los módulos a conectar.

La subsección Conexiones en diafragmas y sistemas de piso, establece requisitos que se deben cumplir para el desarrollo de la acción de diafragma y lograr una efectiva transferencia de cortante entre el diafragma y los muros y vigas, a través del afinado de piso y barras de arranque en su perímetro.

En la subsección Apoyo de elementos horizontales, se incluyen disposiciones que se deben considerar en el diseño de las zonas donde se apoyarán los elementos horizontales, como vigas y losas. Estas disposiciones establecen la distancia mínima que se debe proporcionar para apoyo; geometría y condiciones de superficie donde se apoya el elemento y se refiere el diseño de las ménsulas, cuando estas sean requeridas como apoyo, a lo dispuesto en el ACI 318S-14.

En las últimas subsecciones, Aplastamiento y Cortante Horizontal, se presentan los requisitos para estos dos mecanismos de transferencia de fuerzas en las conexiones. En el caso del aplastamiento se hace referencia a los requisitos del ACI 318S-14 y se incluye un requisito adicional que establece la norma NZS 3101-2006, que establece excepciones a lo dispuesto en la norma ACI. Y para el cortante horizontal, que se emplea en la interfaz entre afinado de piso y las losas prefabricadas, se incluyen los requisitos del código ACI 318S-14 modificados por lo dispuesto para este mecanismo en el código NZS 3101-2006.

Sección 5 – Materiales

Esta sección se incluye con el fin de ampliar la información de los materiales utilizados en las estructuras de hormigón prefabricado, especialmente del mortero y de los empalmes mecánicos, materiales ampliamente utilizados en las conexiones emulativas.

Se dispone que las propiedades del hormigón y del refuerzo de acero y su detallamiento, deben cumplir con lo indicado en los capítulos 19, 20 y 25, respectivamente, del código ACI 318S-14. Se exceptúa de lo anterior, lo dispuesto para empalmes mecánicos ubicados en las zonas de conexión, esto debido a que se establecen requisitos especiales en la subsección Empalmes Mecánicos, los que incluyen las adecuaciones realizadas por el DS 60-2011 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

En la subsección Mortero, se indican los requisitos esenciales de diseño, fabricación, instalación y control de calidad de los morteros que se emplean en las conexiones emulativas en las construcciones de hormigón prefabricado.

Capítulo 4: CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO DE CINCO PISOS

En el presente capítulo se desarrolla el diseño de un edificio de estructuración típica chilena, siguiendo los lineamientos descritos en el Capítulo 3. El capítulo se divide en cinco secciones. En la primera sección se describe el edificio en estudio: geometría, sistema estructural, materialidad y datos de cargas. Mientras que, en las últimas cuatro partes, corresponden a las fases del proceso de diseño para edificios de muros de hormigón prefabricado que emulan las construcciones in-situ, es decir, **Análisis Estructural, Revisión del diseño, Modulación y Conexiones**.

Para este estudio, se obtuvieron los planos y el modelo estructurales del edificio en estudio seleccionado, diseñado para ser construido de forma tradicional.

4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Se seleccionó un edificio que posea las principales características geométricas y estructurales de los edificios habitacionales en Chile. Entre estas características se puede mencionar (Massone & Rojas 2012):

- Edificio con sistema resistente a fuerzas laterales basado en muros
- Geometrías complejas de muros (secciones T, C, L)
- Edificios sin dinteles, con losas que cumplen la función de acoplamiento
- Discontinuidades en altura
- Vigas invertidas, en zonas de balcones y ventanas.

4.1.1. Geometría

El edificio en estudio es un edificio de apartamentos de cinco pisos, con una altura de entre piso de 3.07 [m] para el primer piso y 2.47 [m] para los restantes, lo que resulta en una altura al nivel superior de losa de cielo del quinto piso de 12.95 [m]. Su planta posee dimensiones máximas de 24.65 [m] en el sentido longitudinal y 15.55 [m] en el sentido transversal, siendo simétrico con respecto al eje **F**, el eje principal en el sentido longitudinal. Posee un área por nivel de 286.94 [m²] y un área total de construcción de 1434.69 [m²]. En la Figura 4.1 se presenta la planta tipo y en la figura 4.2, la elevación del eje **C/I** y **3**.

En el nivel de techo, el edificio posee vigas perimetrales con alturas entre 1.5 [m] y 1.2 [m], según su ubicación. La estructura de techo se compone de cerchas a dos aguas, construidas con el sistema Metalcon. En la figura 4.3 se muestra la planta del nivel de techo.

Es importante resaltar que el edificio posee una discontinuidad vertical de los muros sobre los ejes **A**, **K** y **3**. Esta discontinuidad consiste en la interrupción de los muros en estos ejes en el primer piso.

4.1.2. Sistema Estructural

El sistema estructural está conformado por muros, vigas y losas de hormigón armado. Los muros, de 15 [cm] de espesor, se distribuyen en el perímetro y en el centro del edificio en ambas direcciones, dando la resistencia lateral requerida para la demanda sísmica. En la dirección transversal los muros sobre los ejes **1**, **4** y **5** son los principales, mientras que, en la dirección longitudinal, los muros sobre el eje **F** son los que más aportan a la resistencia lateral del sistema.

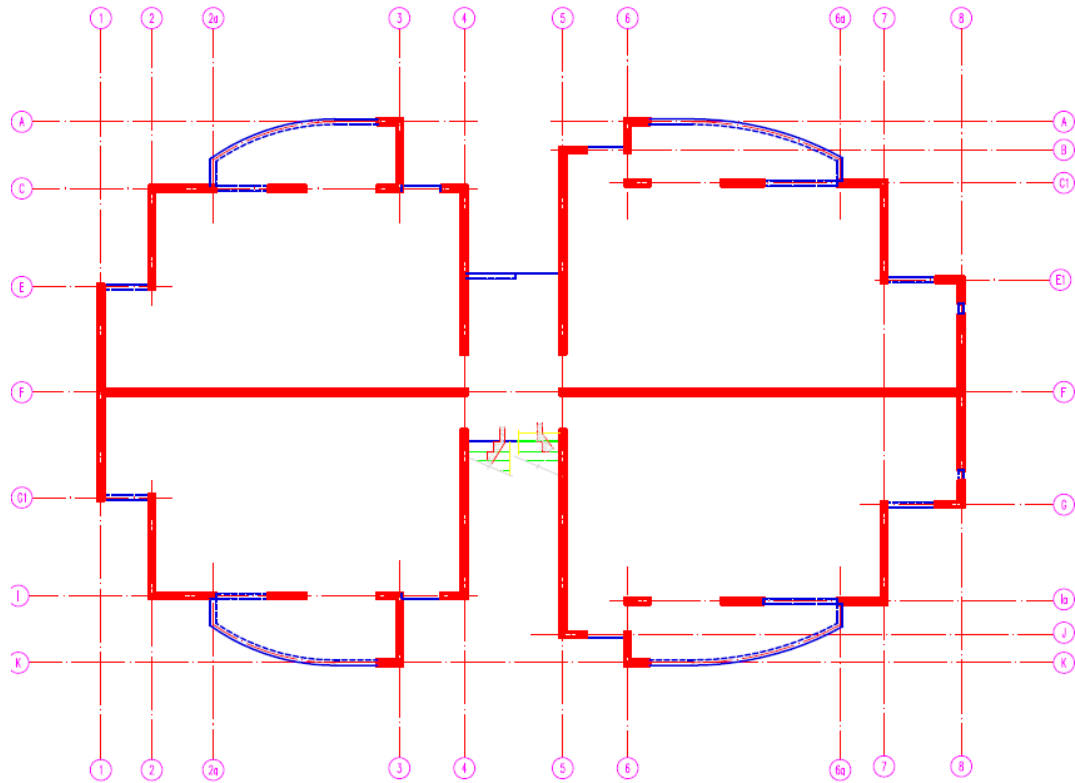


Figura 4.1: Planta tipo del edificio en estudio.
Fuente: Adaptado de plano original

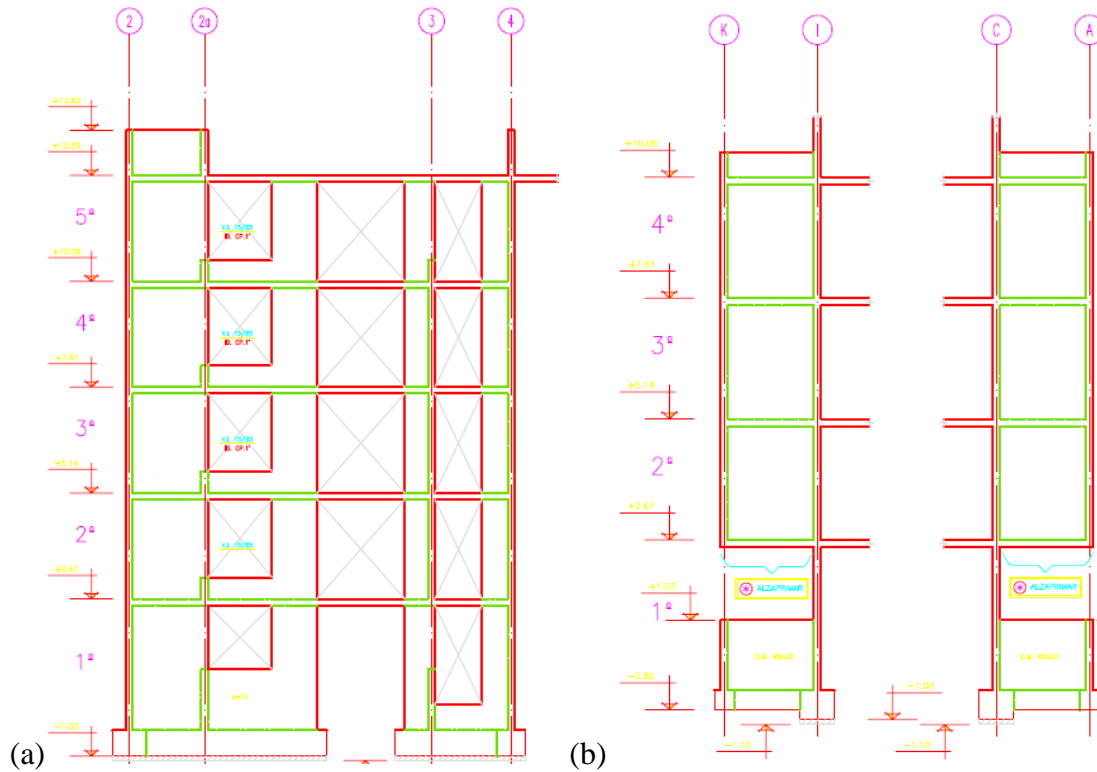


Figura 4.2: Elevación de ejes del edificio en estudio.
(a) eje C/I; (b) eje 3. Fuente: Adaptado de plano original

Las vigas son del tipo invertidas, es decir, la parte superior de la viga se encuentra sobre el nivel de losa, conectándose a esta en su parte inferior. Todas son de espesor de 15 [cm] y con altura de 65 [cm] para los pisos inferiores y 120 [cm] en la corona; se ubican, en su mayoría, en el perímetro de la estructura, principalmente en la zona de los balcones. Las losas son también de 15 [cm] de espesor, en toda la altura, considerándose como un diafragma rígido que transfiere las cargas gravitacionales a los elementos verticales, muros, y ayuda a amarrarlos entre sí.

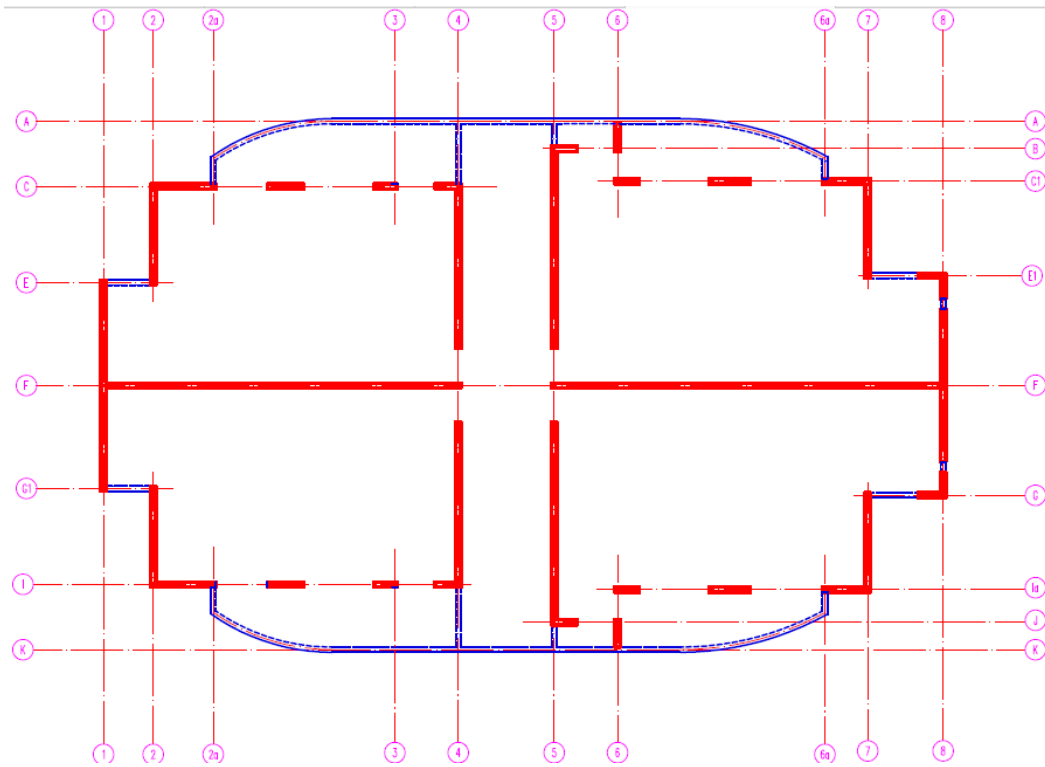


Figura 4.3: Planta del nivel de techo.
Fuente: Adaptado de plano original

4.1.3. Materialidad y Cargas de Diseño

Para el diseño del edificio se emplea hormigón grado **H25**, el cual posee una resistencia nominal a la compresión, $f'c$, de 20 [MPa], según el Decreto supremo 60 - 2011 (MINVU 2011); y acero **A630-420H**, con tensión nominal de fluencia, f_y , de 420 [MPa]. La tabla 4.1 resumen las propiedades nominales de ambos materiales.

Tabla 4.1: Propiedades de los materiales para diseño

Hormigón H25		Acero A630-420H	
$f'c$ [MPa]	20	f_y [MPa]	420
Módulo de Elasticidad, según ACI 318, [MPa]	20942	Módulo de Elasticidad, según ACI 318, [MPa]	200000

Fuente: Elaboración Propia

Las cargas gravitacionales utilizadas para el diseño del edificio en estudio, consisten en el peso propio de los elementos estructurales, la carga muerta que aportan los acabados e instalaciones y la sobrecarga de uso o carga viva, establecida en la norma NCh 1537 (INN 2009), para edificios de uso habitacional.

El peso propio de los elementos se determina utilizando un peso específico del hormigón armado de 24 KN/m². En la tabla 4.2 se muestran los valores de carga muerta y carga viva utilizados en el diseño.

Tabla 4.2: Carga muerta y sobrecarga de uso

Tipo de Carga	Cargas Piso	Cargas Techo
Carga muerta [Kg/m ²]	100	50
Sobrecarga de uso [Kg/m ²]	200	100

Fuente: Elaboración Propia

La carga sísmica se determina usando lo dispuesto en la norma NCh 433 (INN 2012), considerando que el edificio es de uso habitacional, emplazado en zona sísmica 2 con suelo tipo B y con el sistema estructural descrito en 4.1.2. La Tabla 4.3, resume estos parámetros.

Tabla 4.3: Parámetros de diseño sísmico

Zona Sísmica	2
Tipo de Suelo	B
Uso	Habitacional
Material	Hormigón armado
Sistema Resistente	Muros

Fuente: Elaboración Propia

4.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.2.1. Consideraciones del Modelo Estructural

El análisis estructural se realiza empleando el software de análisis y diseño, ETABS v.17.0.1, a través de un modelo tridimensional, lineal – elástico.

Para la construcción del modelo, se utiliza elementos tipo “*Shell*” para modelar los muros, losas y las vigas de relación de aspecto bajas ($L/h \leq 4$) con el fin de poder capturar de mejor manera su comportamiento en cuanto a corte, flexión y cargas axiales. Los elementos tipo Shell son elementos de cuatro nodos que combinan un comportamiento tipo membrana y tipo placa (CSI 2017). Las vigas de relación de aspecto alto y las zonas de refuerzo en losas se modelan utilizando elementos tipos “*frame*”, los que consisten en una línea recta que conecta dos puntos (CSI 2017). Los elementos utilizan materiales con las propiedades de la tabla 4.1.

Además, se reducen las rigideces a flexión de las losas a 1% de su valor original y se les asigna un diafragma rígido a todas las losas en todos los niveles. Lo anterior con el fin de que las losas funcionen solamente como distribuidoras de las cargas gravitacionales a las vigas y muros y para despreciar las deformaciones en el plano.

Considerando que se trata de un análisis lineal-elástico, el mallado de los elementos tipo Shell no fue muy detallado, concentrándose solamente en las zonas donde se requiera dividir el elemento, como en zonas de encuentro con vigas en muros o a lo largo de las vigas, cuando son del tipo Shell. También el mallado de la losa se concentra en hacer coincidir su mallado con el mallado de los elementos verticales, con el fin de darle continuidad de transferencia de carga a los elementos. En la figura 4.4 se muestra el mallado del edificio, a través de una planta tipo y el modelo 3D.

Se definen dos patrones de cargas gravitacionales: **PP+CM**, que incluye el peso propio y la carga muerta y **SC** que considera la carga viva de la Tabla 4.2 (ver sección 4.1.3). Las cargas gravitacionales son distribuidas de forma uniforme en las losas. La carga sísmica se adiciona a través de un análisis modal espectral, según lo indicado en la norma NCh433.

Para obtener los datos necesarios para el diseño, se procede a etiquetar los elementos de muros y vigas, con “*Pier*” y “*Spandrel*” respectivamente. En el caso de los muros se utiliza una nomenclatura similar a las etiquetas asignadas a cada muro para su diseño, (ver sección 4.3.2) y en las vigas según el eje y piso en el que se ubican. La figura 4.5 muestra, a modo de ejemplo, el etiquetado del eje C1.

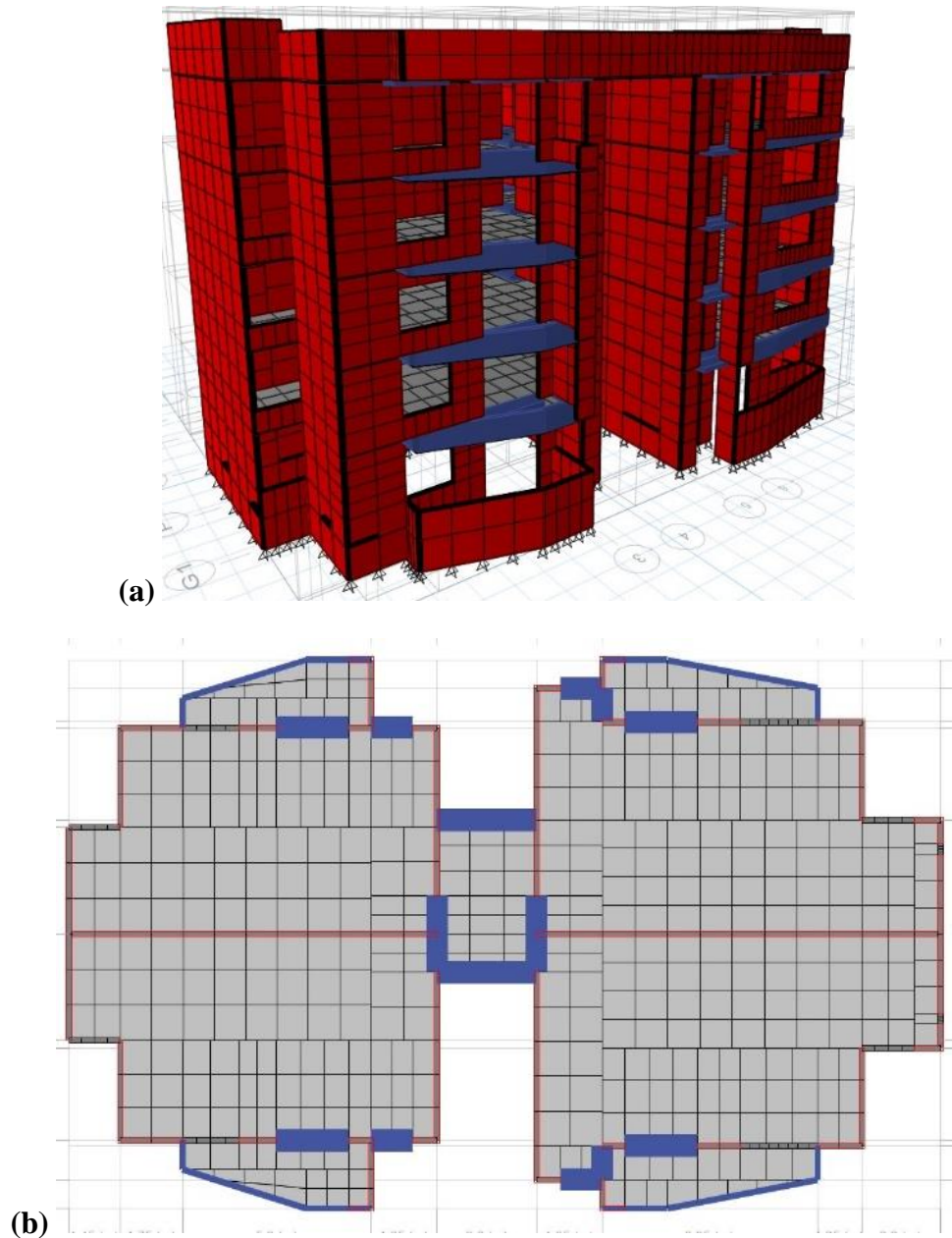


Figura 4.4: Mallado del edificio en estudio para el análisis estructural.

(a) Modelo tridimensional, (b) planta tipo.

Fuente: Elaboración Propia, a partir de modelo de ETABS.

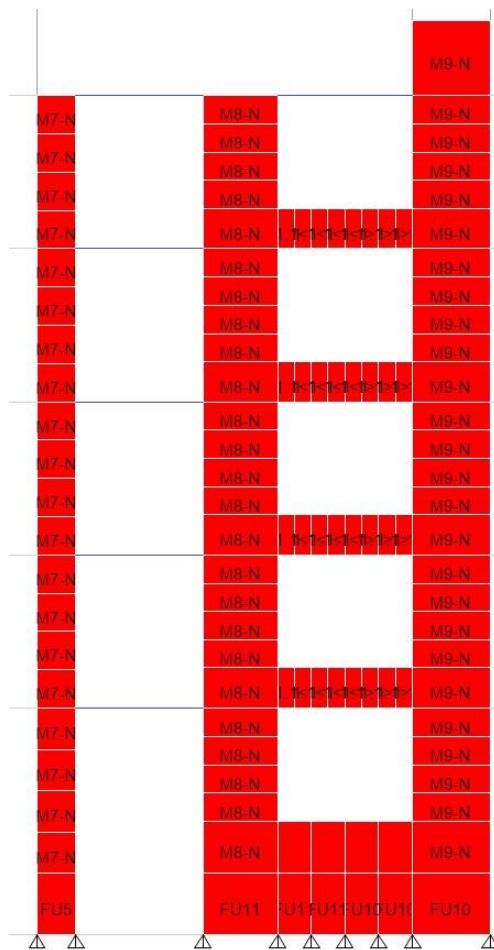


Figura 4.5: Etiquetado de elementos del eje C1.
Fuente: Elaboración Propia, a partir de modelo de ETABS.

4.2.2. Combinaciones de Carga

Los elementos de hormigón armado deben ser diseñados empleando el método de factores de carga y resistencia (LRFD), según lo dispuesto en el ACI 318-14 (ACI 2014). Las combinaciones de carga para el método LRFD en Chile, se establecen en la sección 9.1.1 de la norma NCh 3171 (INN 2010). En dicha sección se mencionan siete combinaciones de carga, que incluyen cargas gravitacionales (carga muerta y viva), carga por nieve, lluvia, viento y sismos.

Para este diseño, se desprecian las combinaciones de carga que incluyan nieve, lluvia y viento, en vista que se considera que la mayor amenaza a la que se verá sometida la estructura en su vida útil son los sismos. Por lo tanto, las combinaciones empleadas para la revisión del diseño del edificio en estudio se reducen a las indicadas en la Tabla 4.4, donde:

- **D** se refiere a la cargas muertas y peso propio de la estructura, es decir el patrón PP+CM del modelo de ETABS.
- **L** se refiere a la sobrecarga de uso, definido como el patrón SC en el modelo computacional.
- **Ex**, es el sismo en la dirección “X” o longitudinal del edificio, definido según el análisis modal espectral de la sección 4.2.3.
- **Ey**, es el sismo en la dirección “Y” o transversal del edificio, definido según el análisis modal espectral de la sección 4.2.3.

Tabla 4.4: Combinaciones de carga de diseño

N°	Combinación
C1	1.4D
C2	1.2D + 1.6L
C3	1.2D + 1.0L + 1.4Ex
C4	1.2D + 1.0L + 1.4Ey
C5	0.9D + 1.4Ex
C6	0.9D + 1.4Ey

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral se realiza basándose en las disposiciones descritas en la norma NCh 433, específicamente en su sección 6.3 y empleando el modelo descrito en la sección 4.2.1 de este documento. En primer lugar, se procede a determinar los periodos fundamentales en cada dirección de análisis, determinando antes el peso sísmico de la estructura, que, según lo dispuesto en la norma corresponde al 100% de la carga muerta y peso propio del edificio más el 25% de la sobrecarga de uso (carga viva) cuando el edificio es destinado a uso habitacional privado, como lo es en este caso.

Así, el peso sísmico del edificio es de 1259.51 [Tonf] y con un área total de 1434.69 [m²], se obtiene una densidad sísmica de 0.88 [Tonf/m²], lo que se encuentra en el rango esperable para un edificio con muros de hormigón armado. Los periodos y porcentajes de masa equivalentes, para los primeros 15 modos de vibrar de la estructura, se muestran en la Tabla 4.5. Se observa que el periodo fundamental de la estructura en la dirección Y o transversal, 0.171 [seg], posee un acople leve a torsión. Mientras que en la dirección X o longitudinal, el periodo fundamental, 0.137 [seg], es traslacional con torsión nula.

Tabla 4.5: Periodos y el porcentaje de Masa sísmica por Modo

Modo	T _n [Seg]	%M _x	%M _y	%M _{rz}
1	0.171	0.00%	67.49%	8.42%
2	0.137	82.37%	0.00%	0.01%
3	0.129	0.01%	9.28%	69.95%
4	0.047	0.00%	1.99%	0.04%
5	0.047	0.00%	0.61%	0.62%
6	0.043	1.51%	0.00%	0.03%
7	0.042	1.20%	0.08%	0.12%
8	0.042	0.01%	14.87%	1.41%
9	0.041	0.00%	0.05%	0.29%
10	0.041	10.76%	0.00%	0.00%
11	0.04	0.00%	0.04%	0.24%
12	0.038	0.04%	0.02%	0.33%
13	0.038	0.09%	0.01%	0.14%
14	0.037	0.00%	0.79%	12.54%
15	0.034	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Elaboración Propia

Con los datos de la Tabla 4.3, se obtienen los parámetros para la construcción del espectro de diseño, los que se resumen en la Tabla 4.6. El edificio al ser de uso habitacional se encuentra en la categoría de ocupación II, lo que implica un factor de importancia igual a 1. Para una zona sísmica 2, la norma nos entrega un valor de aceleración efectiva, A_0 , del 30% del valor de la aceleración de la gravedad ($9.81 \text{ [m/seg}^2\text{]}$). Los factores de modificación de la respuesta, R y R_0 , se establecen igual a 4, por ser una estructura de cinco pisos y rígida (bajo periodo) que no requiere una gran incursión inelástica, y según lo indicado por el Decreto Supremo 60-2011, para el diseño de este edificio se pueden emplear muros ordinarios. Con un valor de R igual a 4, se obtiene un coeficiente C_{\max} de 0.165. El parámetro C_d^* para el cálculo del espectro elástico de desplazamientos, para un suelo tipo B y periodos menores a 0.47 [seg], es igual a 1.

Tabla 4.6: Datos de norma para construcción de espectro de diseño

Factor de Importancia (I)	1
Zona sísmica	2
Aceleración efectiva (A_0) [m/s^2]	2.943
Factor para cálculo de C_{\max}	0.55
Datos del Suelo	
S	1.00
T_0	0.30
T'	0.35
n	1.33
p	1.50
Factores de Reducción	
R	4
R_0	4

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados del análisis modal espectral se resumen en la Tabla 4.7. El corte basal en la dirección X es de 201.31 [Tonf], equivalente a 15.98% del peso sísmico, mientras que en la dirección Y es de 179.95 [Tonf], equivalente a 14.29% del peso sísmico. En ambas direcciones de análisis, el corte basal se encuentra entre los valores máximos y mínimos, por lo que, no es necesario modificar el factor R^* . En la figura 4.6 se muestran los espectros de diseño, elástico y reducido en las direcciones de análisis, X y Y.

Tabla 4.7: Resultados Análisis Modal Espectral

Dirección X		Dirección Y	
Periodo de mayor masa [seg]	0.137	Periodo de mayor masa [seg]	0.171
R^*	3.13	R^*	3.35
Cortante mínimo [Tonf]	62.98	Cortante mínimo [Tonf]	62.98
Cortante Máximo [Tonf]	207.82	Cortante Máximo [Tonf]	207.82
Cortante Elástico [Tonf]	630.56	Cortante Elástico [Tonf]	602.93
Cortante Reducido [Tonf]	201.31	Cortante Reducido [Tonf]	179.95

Fuente: Elaboración Propia

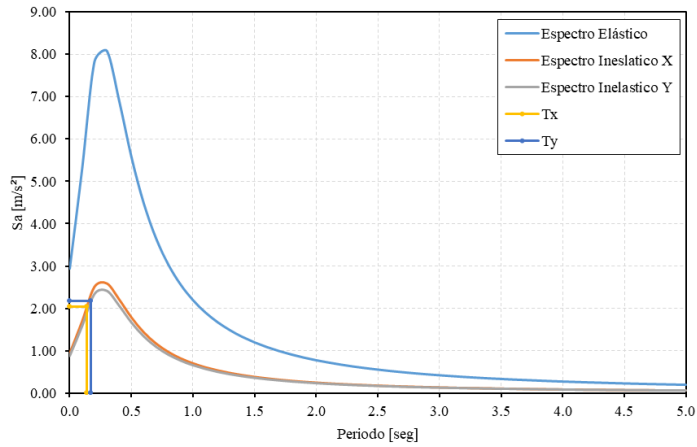


Figura 4.6: Espectros de diseño elástico y reducidos.
Fuente: Elaboración Propia

Se realiza el control de desplazamientos a través de las derivas de entrepiso, que según lo establecido en la norma se debe limitar a 2 % en el centro de masa y a un 1% adicional en cualquier punto de la planta. Como se aprecia en la figura 4.7, estos valores se cumplen con un gran margen. Los cortes y momentos por piso se muestran en la figura 4.8.

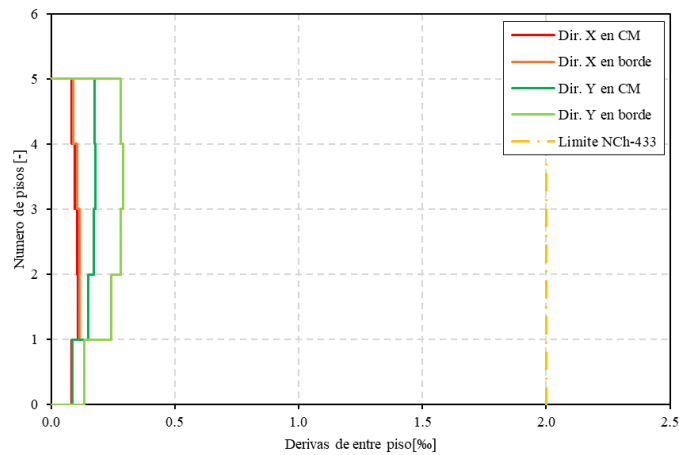


Figura 4.7: Derivas de entrepiso.
Fuente: Elaboración Propia

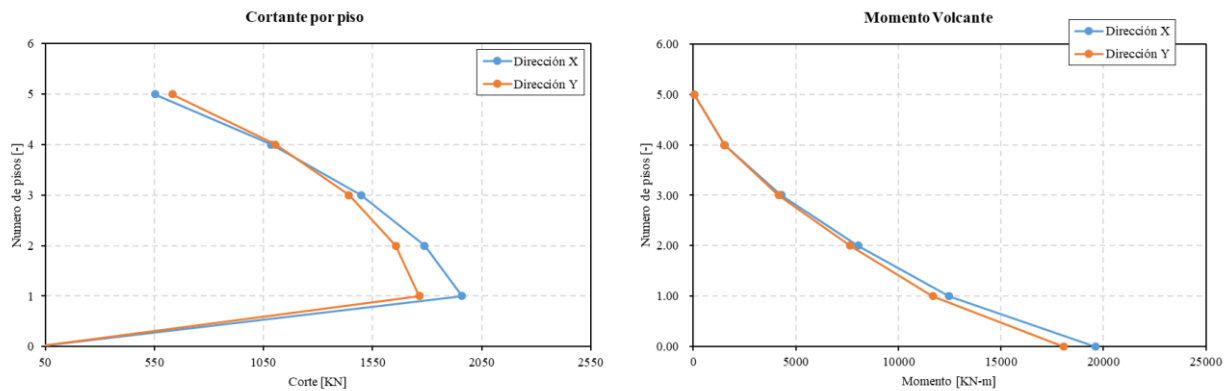


Figura 4.8: Corte y momento volcante en altura.
Fuente: Elaboración Propia

4.3. REVISIÓN DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Debido a que se proporcionó el edificio diseñado estructuralmente, se procede a revisar que los elementos estructurales cumplan con la normativa nacional aplicable al diseño de estructuras de hormigón armado, es decir, con el código ACI 318 y en particular con las modificaciones que se le realizan en Chile a través del DS 60-2011.

Esta revisión se realiza a los elementos que son “transformados” a elementos de hormigón prefabricado, que en este caso corresponde a las vigas y muros. La losa no es revisada en este estudio, ya que, esta mantiene su diseño como losa construida in-situ, por los motivos explicados en la sección 4.4.6.

4.3.1. Definición de los Elementos de Diseño

Previo a la revisión del diseño, se procede a definir los elementos estructurales bajo análisis. Esto consiste en asignarle un nombre o etiqueta a cada elemento según su geometría y posición dentro de la estructura.

La figura 4.9 ilustra el etiquetado de los muros. Se definen un total de 22 muros, siendo 12 muros tipo L, 6 muros rectangulares, 2 tipo C y 2 tipo T. Por simetría, los muros correspondientes, a ambos lados del eje **F**, se enumeran igual, variando la letra al final, que puede ser “**N**” o “**S**”. Esta denominación es de gran relevancia para la modulación del edificio (ver sección 4.4). Cabe mencionar que los muros **3** y **6** (tanto N como S), poseen la discontinuidad vertical que se menciona en la sección 4.1.1, por lo que en el primer piso estos muros son de geometría rectangular; pero a partir del segundo nivel, se definen como muros C y L, respectivamente. La Tabla 4.8 resume las características de los muros.

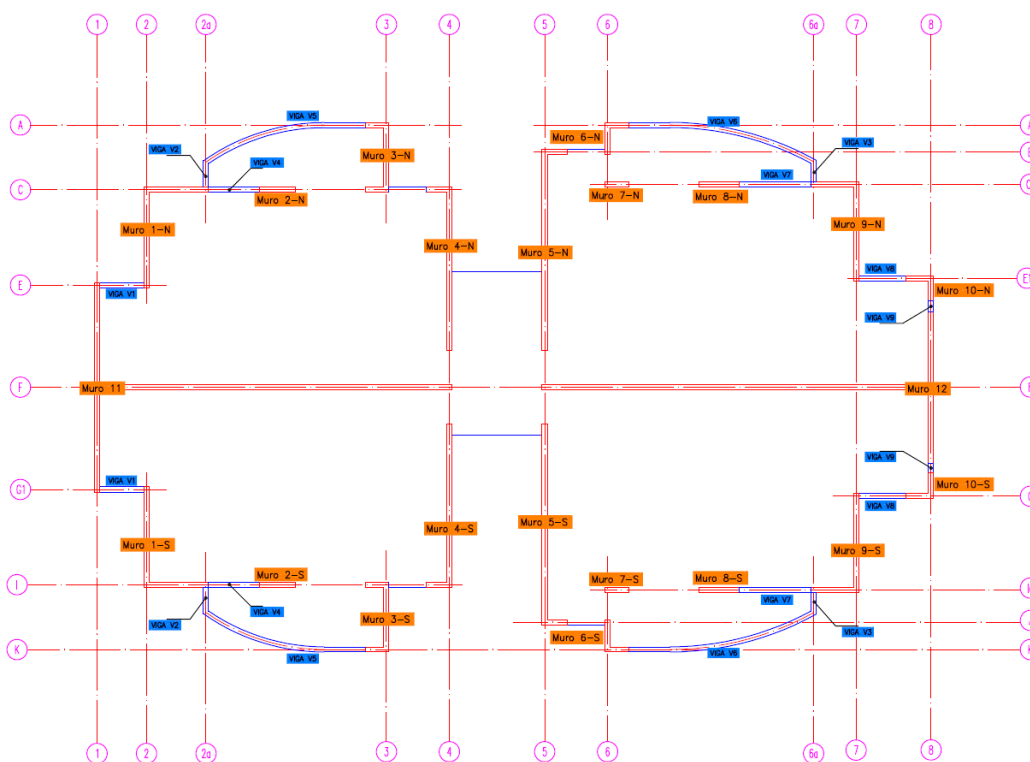


Figura 4.9: Etiquetado de elementos de diseño para muros y vigas en niveles intermedios.
Fuente: Elaboración Propia, adaptado de planos originales

Tabla 4.8: Detalles geométricos de muros

Etiqueta	Tipo	Largo alma [cm]	largo ala [cm]	Observaciones
1-N / 1-S	Muro en L	295	190	---
2-N / 2-S	Rectangular	105	---	---
3-N / 3-S	Muro en C	205	70	Discontinuidad vertical en el primer piso
4-N / 4-S	Muro en L	480	75	---
5-N / 5-S	Muro en L	590	75	---
6-N / 6-S	Muro en L	95	70	Discontinuidad vertical en el primer piso
7-N / 7-S	Rectangular	70	---	---
8-N / 8-S	Rectangular	120	---	---
9-N / 9-S	Muro en L	290	140	---
10-N / 10-S	Muro en L	80	75	Continuación del muro 11 sobre eje 8
11	Muro en T	1050	615	Largo del ala incluye ambos lados
12	Muro en T	1150	445	Largo del ala incluye ambos lados

Fuente: Elaboración Propia

En el caso de las vigas, se designan un total de 20 tipos de vigas, 9 de los niveles intermedios y 11 en el nivel de techo. En la figura 4.9, también incluye el etiquetado de las vigas de niveles intermedios (pisos 2-5) y en la figura 4.10 se presenta el nivel de techo con las designaciones de las vigas. En la Tabla 4.9 se resumen las características de los tipos de vigas.

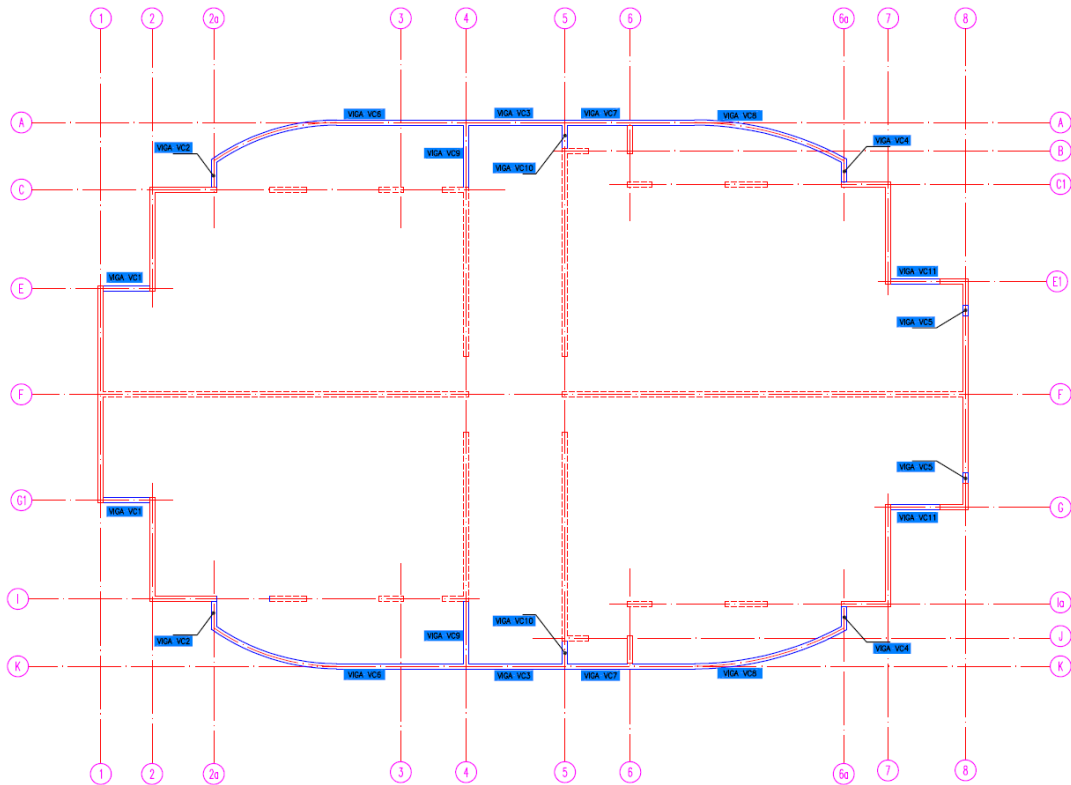


Figura 4.10: Etiquetado de elementos de diseño para vigas en el nivel de corona.

Fuente: Elaboración Propia, adaptado de planos originales

Tabla 4.9: Detalles de vigas

Etiqueta	Nivel	Luz [cm]	Altura [cm]	Refuerzo longitudinal*	Refuerzo transversal
V1	2 - 5	130.00	65	2 Ø16	Ø8@15
V2	2 - 5	73.70	65	2 Ø16(s) y 2 Ø12 (i)	Ø8@20
V3	2 - 5	59.40	65	2 Ø16(s) y 2 Ø12 (i)	Ø8@20
V4	2 - 5	150.00	65	2 Ø16	Ø8@15
V5	2 - 5	489.80	65	Según indicado en plano	Ø8@20
V6	2 - 5	560.70	65	Según indicado en plano	Ø8@20
V7	2 - 5	210.00	65	2 Ø16	Ø8@15
V8	2 - 5	140.00	65	2 Ø16 + 2 Ø12	Ø8@15
V9	2 - 5	30.00	97	2 Ø16	Ø8@10
VC1	Corona	130.00	150	2 Ø16	Ø8@20
VC2	Corona	73.70	120	2 Ø16	Ø8@20
VC3	Corona	265.00	120	2 Ø16(s) y 2 Ø12 (i)	Ø8@20
VC4	Corona	59.40	120	2 Ø16	Ø8@20
VC5	Corona	30.00	150	2 Ø16	Ø8@10
VC6	Corona	737.30	120	Según indicado en plano	Ø8@20
VC7	Corona	170.00	120	2 Ø16(s) y 2 Ø12 (i)	Ø8@20
VC8	Corona	623.20	120	Según indicado en plano	Ø8@20
VC9	Corona	175.00	120	2 Ø16(s) y 2 Ø12 (i)	Ø8@20
VC10	Corona	65.00	120	2 Ø16(s) y 2 Ø12 (i)	Ø8@20
VC11	Corona	140.00	150	2 Ø16	Ø8@15

*El refuerzo indicado está colocado en la parte superior e inferior de la viga, a menos que se indique lo contrario

Fuente: Elaboración Propia

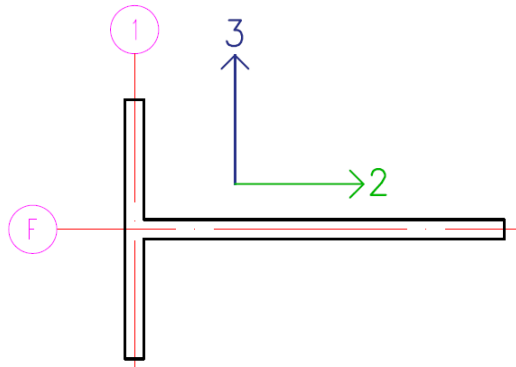
4.3.2. Revisión de Diseño de Muros

La aplicación de un factor de modificación de la respuesta, R, igual a 4, en el análisis estructural (ver sección 4.2.3) permite el uso de muros estructurales ordinarios en estructuras de hasta 5 pisos, según lo establecido en el DS 60-2011. Por lo que, la revisión de los muros del edificio en estudio se limita a:

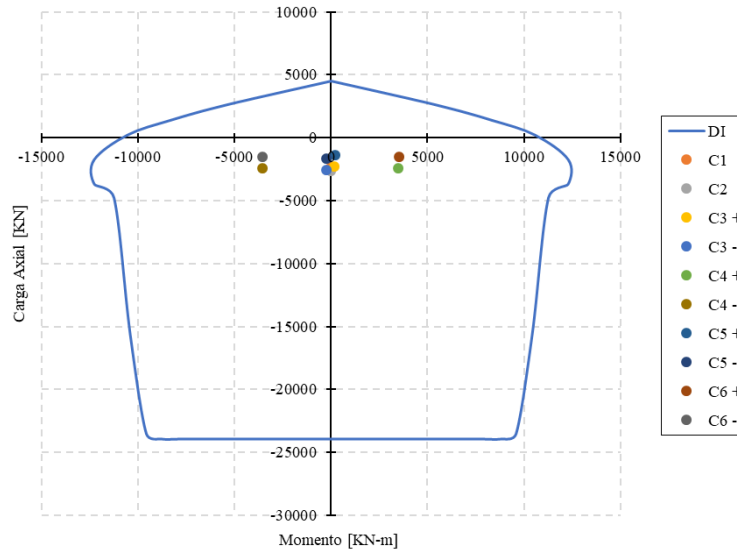
- Verificar la resistencia a flexión y carga axial del elemento a través de su diagrama de interacción construido según lo especificado en el código ACI 318, para todas las combinaciones de carga y en las direcciones principales del muro;
- Comprobar el límite de carga axial, según el DS 60-2011;
- Revisar el cumplimiento de la cuantía mínima, separación máxima y disposición (doble malla) del refuerzo en el alma, según lo especificado en el código ACI 318 y el DS 60-2011; y
- Verificar la resistencia al corte, según lo dispuesto en el código ACI 318.
- Estas revisiones se realizan en el nivel basal del muro, asumiendo que la demanda disminuye con la altura, lo que se ve reflejado en el diseño entregado.

Todos los muros cumplen con los requisitos anteriormente indicados. A modo de ejemplo la figura 4.11 y Tabla 4.10, presentan la revisión del diseño del Muro 11, en vista que es uno de los muros que resiste un mayor porcentaje de las solicitaciones. En la figura 4.11.a, se muestra el bosquejo del muro y la orientación de los ejes principales de diseño.

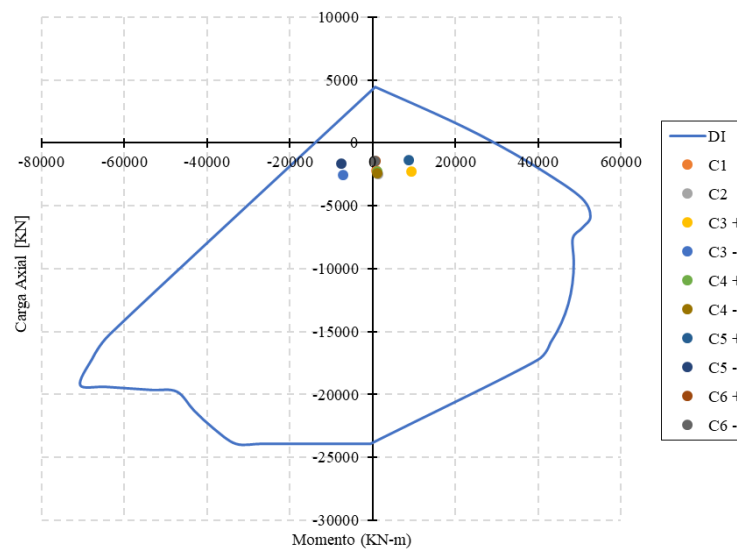
En los diagramas de interacción de las figuras 4.11.b y 4.11.c se puede notar que, para ambas direcciones, el muro posee una resistencia superior a la solicitación por todas las combinaciones de carga, obteniéndose un nivel de utilización (D/C) del **29.30%** para el momento respecto al eje 2, de **39.57%** para el momento respecto al eje 3 y de **15.53%** para la carga axial. En la tabla 4.10 se aprecia que el muro posee un nivel de utilización de corte de **35.28%** en la dirección 2 y de **39.23%** en la dirección 3. La revisión del diseño del resto de los muros se encuentra en el **Anexo B**.



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura 4.11: Revisión de diseño del muro 11
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.10: Revisión de diseño Muro 11

Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	4687.09	1052.17	Si
	α_c	0.25		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1499.48	588.25	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	17325.00	2639.38	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		35.28%		
Cortante en Dirección 3		39.23%		
Momento respecto a eje 2		29.30%		
Momento respecto a eje 3		39.57%		
Carga Axial		15.23%		

Fuente: Elaboración Propia

4.3.3. Revisión de Diseño de Vigas

Para las vigas, se verifica su diseño a través de:

- Revisión del diseño a flexión:
 - Momento nominal mayor al momento de demanda.
 - Cumplimiento de cuantía mínima y máxima
- Revisión del diseño a corte:
 - Resistencia al corte de la sección
 - Separación de estribos
 - Área mínima de estribos
 - Corte nominal máximo aportado por el acero

Los criterios anteriores deben ser cumplidos según lo indica el código ACI 318. Estos criterios son los mínimos que debe cumplir una viga para cargas gravitacionales, en vista que, para el edificio en estudio, se espera que la eventual disipación de energía durante un sismo ocurra en la base de los muros, no en las vigas, por lo que estas no requieren detallamiento especial para el desarrollo

de rotulas plásticas. En la sección 2.3.4 de la propuesta de Lineamientos de diseño (**Ver Anexo A**), se establecen los requisitos para vigas de acople cuando se emplea hormigón prefabricado.

En la Tabla 4.11 se resume el diseño de la viga V7 y en la figura 4.12 se ilustra su sección transversal. Los valores de carga axial, fuerza cortante y de momento flector, fueron tomados del modelo a partir de la comparación de las solicitaciones, debidas a todas las combinaciones de carga, en todas las vigas de un mismo tipo dentro del edificio, seleccionándose los valores más desfavorables para la revisión. Como se puede observar en la Tabla 4.11, la viga V7, posee un nivel de utilización (D/C) de **31.70%** para el momento y de **37.36%** para el cortante, esto debido a las cargas de diseño.

El cumplimiento de los límites por cuantía mínima del acero longitudinal puede no ser necesario, ya que, todas las vigas poseen cuantías muy superiores a las requeridas por análisis. Todas las vigas cumplen los criterios, según las verificaciones de diseño que se detalla en el **Anexo B**.

Tabla 4.11: Revisión de diseño viga V7

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 28.77$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 69.81$	186.89	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	300.00	150.00	Si
	$S \leq d/4$	157.50		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 69.81$	$0.5\phi V_c = 26.15$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	14.85	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	18.75		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	177.34	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			31.70%	
Cortante			37.36%	

Fuente: Elaboración Propia

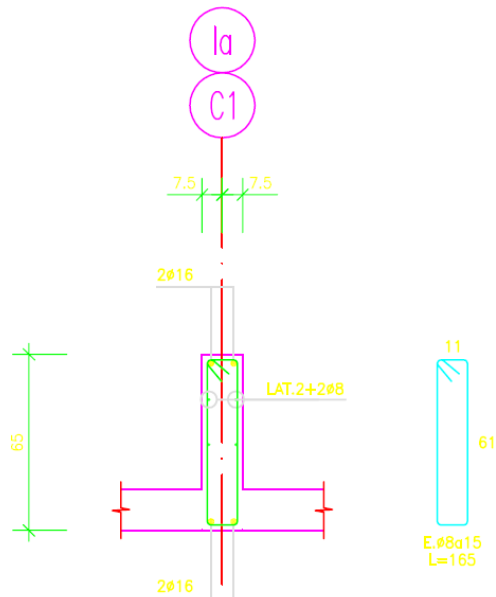


Figura 4.12: Sección transversal Viga V7
Fuente: Adaptado de plano original

4.4. MODULACIÓN

Para el edificio en estudio, se realiza una modulación o división de la estructura en elementos de hormigón prefabricado, acorde a los principios básicos postulados en la **Sección 4: Modulación**, de la “*Propuesta de Lineamientos de Diseño para Edificios de Muros de Hormigón Prefabricado que Emulan las Construcciones In-Situ*” descrita en el Capítulo 3.

4.4.1. Criterio de Modulación específicos para el edificio en Estudio

La Tabla 4.12 enuncia los criterios específicos para realizar la modulación del edificio en estudio. La tabla hace referencia a la propuesta de lineamientos de diseño, contenida íntegramente en el **Anexo A**. Se asume que los módulos propuestos en este estudio son factibles de ser fabricados por las empresas locales especializadas en hormigón prefabricado.

En cuanto a las restricciones al peso y dimensiones por razones de transporte, se consulta el Volumen N°3: Instrucción y Criterios de Diseño, del Manual de Carreteras del MOP (2018), en el que se especifican el ancho, altura, longitud y peso máximo que deben cumplir los vehículos de transporte, incluyendo la carga, lo que permite una primera acotación del tamaño y peso máximo que tendrán los módulos.

Se recomienda el uso de una grúa telescópica con capacidad de carga en punta de 3000 [Kg], siendo este el peso máximo que pueden tener los módulos. En la elaboración de la propuesta también se considera la geometría de las conexiones y la complejidad de su proceso constructivo (ver sección 4.5). La altura máxima que poseen los módulos se define como la altura tipo de entre piso (2.47 [m]) y un largo de 3 [m], para generar módulos que posean un peso menor al máximo permitido.

Tabla 4.12: Criterios de Modulaci3n

Lineamiento	Descripci3n	Criterio elegido
3.1.3.1	Capacidad de fabricaci3n de los m3dulos en plantas	Se asumen que todos los m3dulos pueden ser construidos en las plantas prefabricadoras.
3.1.3.2	Dimensiones y peso por consideraciones de transporte	<p>Seg3n el Manual de carreteras del MOP (secci3n 3.005), se tienen las siguientes restricciones para veh3culos pesados:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ancho m3ximo exterior: 2.60 m • Alto m3ximo sobre el nivel del suelo: 4.20 m • Longitud m3xima semirremolque corriente: 14.40 m • Peso m3ximo bruto: 45 t <p>Se considera el peso espec3fico del hormig3n armado igual a 25 KN/m³ (2500 kg/ m³).</p>
3.1.3.3	Dimensiones y peso por consideraciones de gr3as	Gr3a telesc3pica con capacidad m3xima aproximada en la punta, seg3n disponibilidad de mercado, de 2500 - 3000 Kg
3.1.5	Considerar la complejidad las conexiones entre m3dulos	Las conexiones entre m3dulos son consideradas al momento de realizar la modulaci3n, en especial el proceso constructivo de la zona de conexi3n.
3.2.1	Paneles rectangulares con conexiones horizontales y verticales en muros	Bas3ndose en las condiciones de transporte se toman como valores de dise1o la altura de entrepiso t3pica (2.47 m) y 3 metros de largo para cada m3dulo por manejabilidad de la gr3a. El largo se puede considerar un poco mayor si es necesario.
3.2.2	Coincidir altura de los paneles con altura de la losa	Se considera esta condici3n para realizar un mejor proceso de montaje de los m3dulos.
3.2.4	Incluir las aberturas en los paneles individuales	En el caso del muro sobre el eje 8, este se considera con las aberturas de ventana que posee, para su modulaci3n

Fuente: Elaboraci3n Propia

4.4.2. Propuesta de modulación de muros y vigas

Los muros y vigas del edificio en estudio se dividen en módulos que cumplan los criterios enunciados en la sección 4.4.1, a través de la modulación en altura y la división de los elementos estructurales en planta.

En altura, la modulación se realiza dividiendo los elementos por nivel, lo que permite un montaje ordenado y la agrupación de las unidades prefabricadas según el piso en el que se encuentren. Los módulos de muro, en altura, se inician en el nivel de piso terminado de cada losa y finalizan en el nivel inferior de la losa del piso superior, lo que genera que la altura de los módulos sea de 2.30 [m]. Esto posee la ventaja, que las unidades se puedan repetir en todos los niveles del edificio con planta similar. En la figura 4.13 se ilustra, a modo de ejemplo, la modulación en altura del eje C1.

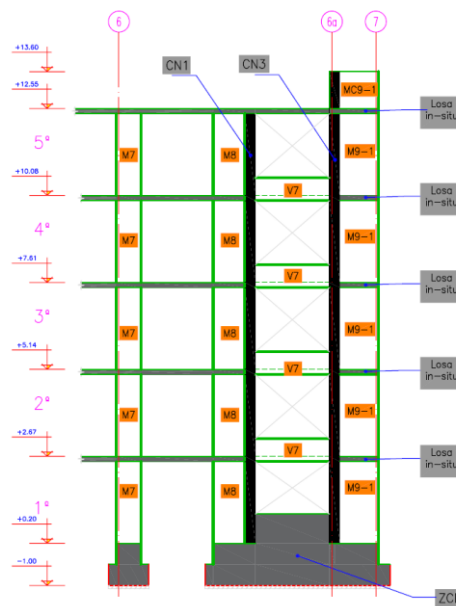


Figura 4.13: Modulación y conexiones eje C1

Fuente: Elaboración Propia

En planta, la modulación se realiza usando como base los elementos estructurales definidos en la sección 4.3.1, dividiéndolos en la menor cantidad posible de módulos, siendo lo ideal, que el elemento sea tomado como un solo módulo. En la práctica, esto último no siempre es posible por las restricciones de tamaño y peso, aunque, la mayoría de las vigas y algunos muros, son concebidos como módulos de un solo elemento. Los muros y vigas de mayor tamaño se dividen principalmente en dos módulos, considerando el peso y dimensiones que tendrán estos módulos y la complejidad de construcción de las conexiones con módulos adyacentes. Los muros 11 y 12, son los únicos elementos que se dividen en más de dos unidades (5 por elemento) y en el caso particular del muro 12, este posee módulos que incluyen las aberturas ubicadas sobre el eje 8 e incorporan parte de los muros 10.

Debido a que la planta del edificio es similar desde el nivel 1 al 5, la modulación mostrada en la figura 4.14, se aplica a todos los niveles, a excepción de la corona (nivel sobre el cielo del piso 5) y a algunos casos especiales, que se describen en la sección 4.4.4. Los módulos de los primeros niveles se les denomina como “estándar” y se describen en la sección 4.4.3.

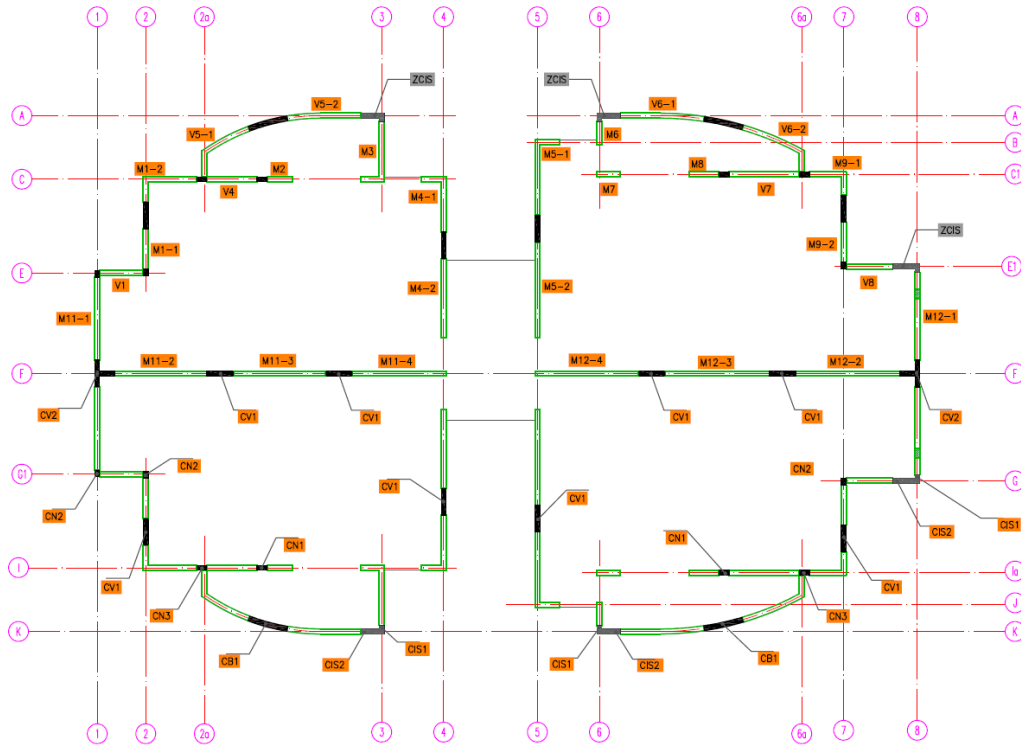


Figura 4.14: Modulación y conexiones pisos intermedios
Fuente: Elaboración Propia

4.4.3. Módulos Estándar

Se definen 21 módulos estándar de muros y 7 de vigas. La definición de *estándar* de estos módulos se debe a que cada uno repite la misma geometría y tipos de conexiones, para zonas dentro de la misma planta (por simetría) y en varios niveles del edificio. Lo que conlleva a un trabajo más eficiente en la fabricación, en cuanto al uso de moldajes se refiere. Pero debido a la eficiencia en el diseño estructural, la distribución del refuerzo de la mayoría de los muros varía en la altura, lo que implica diferencias para los módulos denominados de la misma manera, pero ubicados en distintos niveles. Por lo anterior, se necesita un mayor control en la construcción y marcado de las unidades, que a simple vista son iguales, pero la distribución de refuerzo es diferente. Lo contrario ocurre con las vigas que, en todos los niveles, los módulos poseen el mismo refuerzo.

En la Tabla 4.13 se indica la descripción y dimensiones de cada módulo. Con respecto a las dimensiones de los módulos de muros tipo **L**, es necesario aclarar que estas se refieren a las dimensiones máximas que posee el módulo, recordando que el espesor de los muros es de 15[cm]. La distribución de las conexiones en cada módulo se describe en la sección 4.6 y se ilustra en la figura 4.14.

4.4.4. Módulos de Corona y Especiales

Los módulos que se encuentran sobre el nivel de losa del quinto piso o nivel de techo se denominan "*de corona*". Algunos de estos módulos tienen características geométricas similares a sus contrapartes de los niveles inferiores, pero varían en su altura, ya que, dependiendo la ubicación, estas unidades poseen alturas entre 1.2[m] y 1.5[m], por lo que no se pueden clasificar como módulos estándar. En otros casos, los módulos son exclusivos de esta zona del edificio, existiendo también la simetría en planta.

En total se definen 14 tipos de módulos en la corona, 6 de muros y 8 de vigas. La tabla 4.14 resume las características geométricas de estos módulos y la figura 4.15 muestra la planta de modulación de corona. En la tabla cuando se hace referencia a módulos de vigas en T, significa que es un módulo conformado por vigas que se interceptan una a la otra de forma perpendicular, formando una T en planta, siendo todas las secciones transversales rectangulares.

Tabla 4.13: Detalle de módulos estándar

N°	Cód. Módulo	Descripción	Alto [m]	Largo * [m]	Ancho** [m]	Peso [Kgf]
1	M1-1	Panel sobre eje (2)	2.300	1.200	0.150	1035
2	M1-2	Muro en "L" sobre ejes (2) y (C)	2.300	1.600	0.750	1895
3	M2	Panel sobre eje (C), segmento entre ejes (2a) y (3)	2.300	0.750	0.150	645
4	M3	Muro en "L" sobre ejes (3) y (C)	2.300	1.800	0.700	2025
5	M4-1	Muro en "L" sobre ejes (C) y (4)	2.300	1.650	0.750	1940
6	M4-2	Panel sobre eje (4) (Continuación de M4-1)	2.300	2.350	0.150	2025
7	M5-1	Muro en "L" sobre ejes (C1) y (5)	2.300	2.250	0.750	2460
8	M5-2	Panel sobre eje (5) (Continuación de M5-1)	2.300	2.850	0.150	2460
9	M6	Panel sobre eje (6)	2.300	0.700	0.150	605
10	M7	Panel sobre eje (C1), segmento junto a eje (6)	2.300	0.700	0.150	605
11	M8	Panel sobre eje (C1), segmento junto a viga "V7"	2.300	0.900	0.150	775
12	M9-1	Muro en "L" sobre ejes (7) y (C1)	2.300	1.200	0.700	1510
13	M9-2	Panel sobre eje (7)	2.300	1.200	0.150	1035
14	M11-1	Panel sobre eje (1)	2.300	2.475	0.150	2135
15	M11-2	Panel sobre eje (F) lado izquierdo	2.300	2.750	0.150	2370
16	M11-3	Panel sobre eje (F) lado izquierdo (Continuación M11-2)	2.300	2.750	0.150	2370
17	M11-4	Panel sobre eje (F) lado izquierdo (Continuación M11-3)	2.300	2.800	0.150	2415
18	M12-1	Panel sobre eje (8) con abertura	2.300	2.625	0.150	2115
19	M12-2	Panel sobre eje (F) lado derecho	2.300	3.100	0.150	2675
20	M12-3	Panel sobre eje (F) lado derecho (Continuación M12-2)	2.300	3.100	0.150	2675
21	M12-4	Panel sobre eje (F) lado derecho (Continuación M12-3)	2.300	3.100	0.150	2675
22	V1	Viga sobre eje (E) (V101)	0.650	1.300	0.150	315
23	V4	Viga sobre eje (C)	0.650	1.500	0.150	365
24	V5-1	Viga curva izquierda / seg. Izquierdo (Incluye V102)	0.650	2.235	0.150	545
25	V5-2	Viga curva izquierda / seg. Derecho (incluye zona recta)	0.650	2.200	0.150	535
26	V6-1	Viga curva derecha / seg. Izquierdo (incluye zona recta)	0.650	2.500	0.150	610
27	V6-2	Viga curva derecha / seg. Derecho (Incluye V103)	0.650	2.500	0.150	610
28	V7	Viga sobre eje (C1)	0.650	2.100	0.150	510
29	V8	Viga sobre el eje (E1)	0.650	1.400	0.150	340

* Para módulos tipo L, se refiere largo del alma del muro

** Para módulos tipo L, se refiere largo del ala del muro

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.14: Detalle de módulos de corona

Nº	Cód. Módulo	Descripción	Alto [m]	Largo* [m]	Ancho** [m]	Peso [Kgf]
1	MC1-1	Continuación en corona del módulo M1-1	1.050	1.200	0.150	475
2	MC1-2	Continuación en corona del módulo M1-2	1.050	1.600	0.750	870
3	MC9-1	continuación en corona del módulo M9-1	1.050	1.100	0.700	650
4	MC9-2	continuación en corona del módulo M9-2	1.050	1.200	0.150	475
5	MC11	continuación en corona del módulo M11-1	1.350	2.475	0.150	1255
6	MC12	continuación en corona del módulo M12-1	1.350	2.225	0.150	1125
7	VC1	Viga de gran peralte sobre eje (E) (V501)	1.500	1.300	0.150	730
8	VC3	Módulo de vigas perpendiculares (T) sobre ejes (A) y (5)	1.200	0.800	2.000	1195
9	VC6-1	Viga curva izquierda / seg. Izquierdo (Incluye V502)	1.200	3.055	0.150	1375
10	VC6-2	Viga curva izquierda / seg. Derecho (incluye zona recta)	1.200	3.055	0.150	1375
11	VC8-1	Viga curva derecha / seg. Izquierdo (incluye zona recta) y tramo de VC7	1.200	3.475	0.150	1565
12	VC8-2	Viga curva derecha / seg. Derecho (Incluye V504)	1.200	3.500	0.150	1575
13	VC9	Módulo de vigas perpendiculares (T) sobre ejes (A) y (4)	1.200	1.900	2.000	1690
14	VC11	Viga de gran peralte sobre el eje (E1)	1.500	1.400	0.150	785

* Para módulos tipo L y módulos de vigas en T, se refiere largo del alma.

** Para módulos tipo L y módulo de vigas en T, se refiere largo de las alas.

Fuente: Elaboración Propia

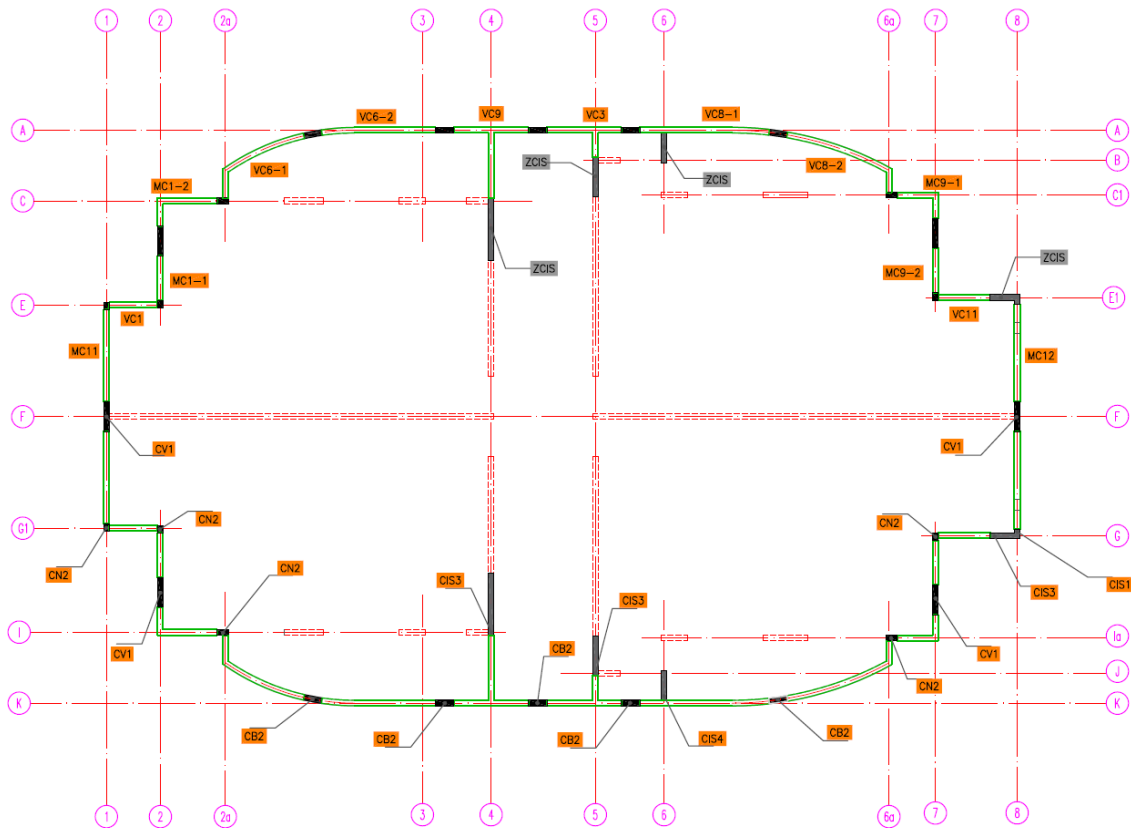


Figura 4.15: Modulación y conexiones de corona

Fuente: Elaboración Propia

Se define el módulo *M3-E*, como un módulo especial, variante del módulo estándar *M3*. Este módulo se ubica en el primer y quinto piso, sobre el eje **C**. Difiere del módulo estándar en que, en estos dos niveles, el módulo es rectangular y no en L como se define en la Tabla 4.12. La definición se justifica por la existencia de la discontinuidad vertical descrita en la sección 4.1.1 y en el quinto piso la zona del módulo *M3* sobre el eje **3**, solo necesita alcanzar una altura de 50 [cm], por lo que se decide definirla como una zona construida in-situ (versección 4.4.5). La geometría del módulo es similar a la que poseen los módulos *M6* y *M7*, pero la distribución del refuerzo y las conexiones que requiere son distintas.

4.4.5. Zonas Construidas in-situ.

En la propuesta de modulación, se vio la necesidad de que existan zonas del edificio que no son realizadas con hormigón prefabricado, sino que son construidas en el sitio de obra, siguiendo los procedimientos tradicionales. Estas zonas, denominadas “*Zonas Construidas in-situ*” o **ZCIS**, se establecen en sitios o en elementos de la estructura que poseen características que complican el proceso constructivo y/o no generan beneficios al ser realizados con hormigón prefabricado.

Las **ZCIS** se concentran principalmente en el primer nivel. Por un lado, se tienen todos los elementos de muros bajo la cota +0.20, que, deben ser construido en obra, incluyendo la cimentación; estas zonas son construidas previo al montaje de los módulos, tomándose las previsiones necesarias en cuanto a la precisión de las conexiones horizontales y verticales.

También son **ZCIS**, los muros en el primer nivel que alcanzan su máxima altura en la cota +1.03 o menor; estos muros se construyen después de la instalación de los módulos de muros, los que deberán ser provistos con acero proyectado para conectarse a estas zonas.

La estandarización geométrica de los módulos de muros es lo que justifica estos requerimientos, permitiendo que los módulos del primer piso posean las mismas dimensiones que en el resto de los niveles. En la figura 4.13, se indican **ZCIS** del primer nivel del eje **C1**.

Otra **ZCIS** relevante, se ubica en el muro 3. Debido a la discontinuidad vertical que existe en el primer piso, se determina que este muro sea totalmente construido en sitio en el segundo nivel, manteniendo el módulo *M3-E* en el primer piso y el módulo *M3* en el tercero. La razón principal de esta **ZCIS** es que no es factible realizar una conexión horizontal empleando solamente la losa del segundo nivel por su reducido espesor para poder anclar las barras verticales; y si se decide realizar solo una parte como **ZCIS**, se requería un módulo de menor altura, con una conexión a mitad del nivel, lo que dificultaría su instalación.

Se definen **ZCIS** en otros elementos de la estructura, indicados en las figuras 4.14 y 4.15. Estas **ZCIS** se ubican, por lo general, en muros de sección transversal pequeña, que requieren conectarse con otros módulos, pero las zonas de conexiones abarcan casi la totalidad del elemento, por lo que no es beneficioso su prefabricación. Otras zonas como las ubicadas en la corona y sobre los ejes **E1** y **G**, son construidas en obra, por el detallamiento especial que poseen (anclaje de barras en gran parte del muro) el cual requiere zonas de conexión que también necesitan una porción considerable del muro.

4.4.6. Propuesta de modulación de Losas

Para esta propuesta, se considera que las losas son diseñadas y construidas como elementos in-situ, debido a restricciones constructivas y arquitectónicas que no permiten desarrollar una propuesta de modulación sin cambios profundos en la arquitectura del edificio en estudio. Convirtiéndose, las losas, en la principal ZCIS del edificio.

Entre las principales restricciones para el uso de elementos prefabricados para las losas, podemos mencionar:

- Muros de poco espesor, que no permiten cumplir de forma conjunta con las dimensiones mínimas de apoyo para elementos prefabricados y el espacio necesario para realizar las conexiones horizontales de los muros.
- Las vigas del edificio son invertidas, lo que imposibilita que sean usadas como elementos de apoyo por las unidades de piso, debido a que el nivel inferior de las vigas debe coincidir con el nivel inferior de las losas.

Para solventar las restricciones anteriores es necesario realizar cambios en las vigas y muros, para que puedan ser utilizados como apoyos a los módulos de losas. Estas modificaciones consisten en:

- inclusión de ménsulas en los bordes superiores de los muros dispuestos en la dirección longitudinal del edificio;
- modificación de la disposición geométrica de las vigas, convirtiéndolas en vigas normales, con el fin de utilizar la parte superior de la viga como elemento de apoyo.

Estas modificaciones requieren que la altura absoluta de entrepiso sea aumentada, con el fin de que la altura efectiva se mantenga dentro de los límites aceptables para este tipo de construcciones y para no afectar la altura de las puertas y ventanas. La altura adicional requerida es la mayor entre la altura de las vigas menos el espesor de total de la losa (módulos prefabricados más espesor de afinado de piso) y la altura que requieren las ménsulas en los muros.

La estética del edificio al aplicar las medidas antes descritas se ve afectada, al presentarse una altura mayor y por los detalles a la vista de las ménsulas y la zona inferior de las vigas. Esto puede solucionarse a través de la instalación de cielo falso, lo que permite que este espacio adicional, entre el cielo falso y la losa, pueda ser utilizado por las instalaciones de cualquier índole que puede requerir el edificio (hidrosanitarias, eléctricas, calefacción, aire acondicionado, etc.), lo que evita que sean instaladas dentro de la losa.

Las ménsulas en los muros deben ser diseñadas cumpliendo los requisitos dispuestos en la **sección 4.6** de la “*Propuesta de Lineamientos de diseño para edificio de Muros de Hormigón Prefabricado que Emulan las Construcciones In-Situ*” (Ver **Anexo A**).

El diseño de las vigas, además de cumplir los requerimientos de la sección 4.6 de la propuesta de lineamientos, debe contemplar su prefabricación parcial con el objetivo de generar una mejor conexión con el sistema de piso, a través de los apoyos. En “*Guidelines for the use of Structural Precast concrete in buildings*” (CAE 1999) se brindan algunos lineamientos para el diseño de las vigas, cuando son empleadas como apoyos de módulos de losas.

Los módulos de losas que se proponen para el edificio en estudio poseen las siguientes especificaciones, basándose en el catálogo de AlveoLosa de Hormipret (Hormipret 2017):

- Losas alveolares
- Ancho: 120.00 [cm]
- Canto: 10.00 [cm]
- Afinado de piso: 5.00 [cm]
- Luz máxima entre apoyos: 8.00 [m], entre el muro sobre el eje F y los muros y vigas perimetrales.

La figura 4.16, ilustra el detalle del montaje de los módulos de losa y en la figura 4.17 se muestra la disposición de los módulos en planta.

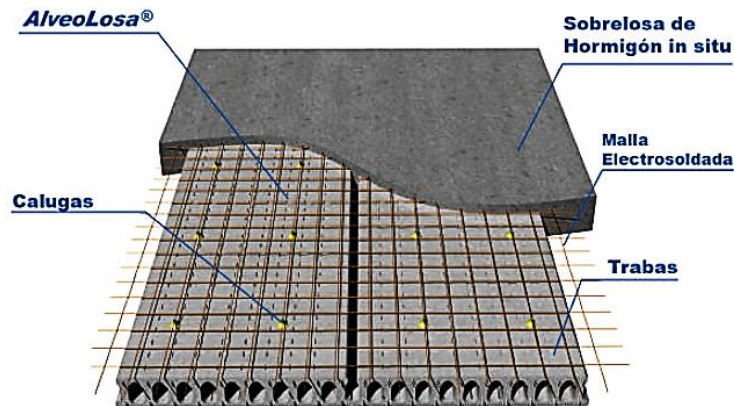


Figura 4.16: Detalle del montaje de los módulos de losa
Fuente: Hormipret (2017)

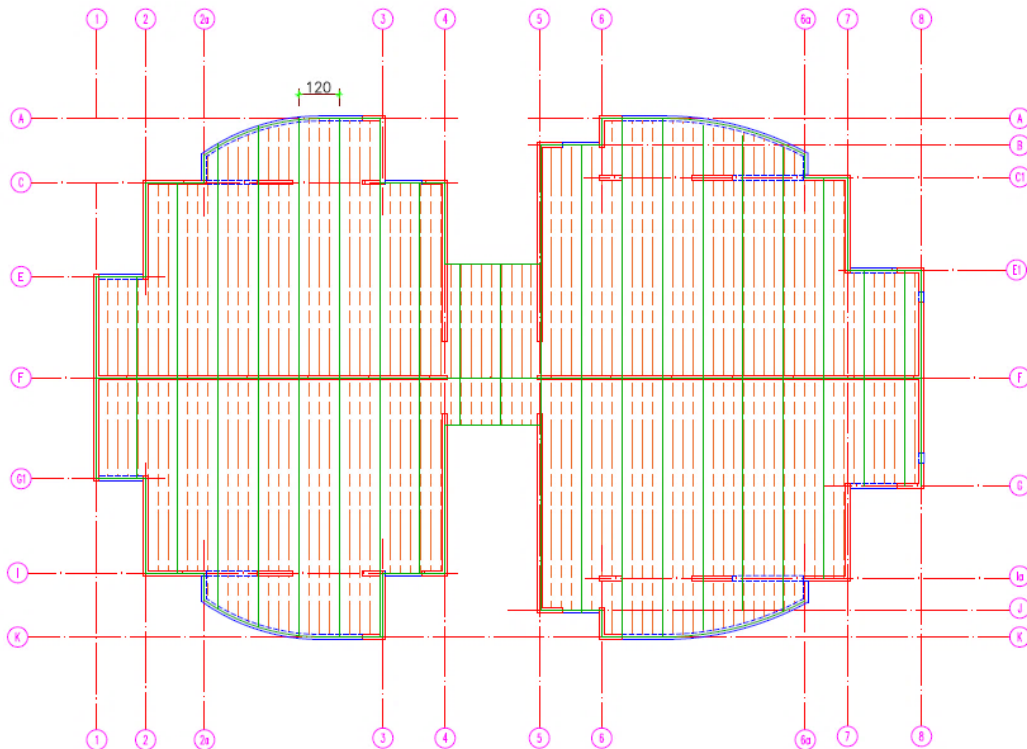


Figura 4.17: Disposición de los módulos de losa en planta
Fuente: Elaboración Propia

4.5. CONEXIONES

Se definen las conexiones necesarias para unir los módulos de hormigón prefabricado, resultantes del proceso de modulación, que, en cumplimiento a lo establecido en la propuesta de lineamientos, deben ser “*emulativas fuertes*”, es decir, que su comportamiento se asemeje al que exhiben las estructuras construidas in-situ, con los mecanismos de disipación de energía de la estructura alejados de las conexiones.

4.5.1. Tipos de Conexiones Propuestas

Las conexiones propuestas se pueden agrupar en cinco tipos, según los elementos que conectan y la posición que ocupan dentro de la estructura (ver Tabla 4.15). El primer tipo, **CV**, se refiere a las conexiones verticales entre módulos de muros; el tipo **CN** está conformado por las conexiones que unen módulos de muros con módulos de vigas; el tipo **CB** agrupa las conexiones entre módulos de vigas; el cuarto tipo, **CH**, se refiere a las conexiones horizontales en muros; y al grupo **CIS** pertenecen las conexiones entre elementos prefabricados y zonas construidas in-situ.

En la sección 4.5.2 se presenta el detalle de estas conexiones, las que se ilustran en las figuras 4.18 a 4.26.

Tabla 4.15: Tipos de conexiones

Id.	Descripción
Conexiones Verticales de muros	
CV1	Conexión vertical entre dos módulos de muros coplanares
CV2	Conexión vertical entre tres módulos de muros, en la zona de intersección en forma "T"
Conexiones entre muro y viga	
CN1	Conexión entre módulo de muro y módulo de viga colineal con el eje del muro
CN2	Conexión entre módulo de muro y módulo de viga perpendicular al eje del muro
CN3	Conexión entre módulo de muro y dos módulos de vigas perpendiculares entre si
Conexión entre vigas	
CB1	Conexión entre módulos de viga en pisos intermedios
CB2	Conexión entre módulos de viga de corona
Conexiones horizontales de muros	
CHA	Conexión horizontal de módulos de muros en el alma
CHI	Conexión horizontal de módulos de muros en las intersecciones
CHB	Conexión horizontal de módulos de muros en el borde
Conexión a zonas construidas in-situ	
CIS1	Conexión entre módulos de muro con una zona construida in-situ (ZCIS)
CIS2	Conexión entre módulos de viga y zona construida in-situ (ZCIS) en pisos intermedios
CIS3	Conexión entre módulos de vigas de corona con zonas construidas in-situ (ZCIS)
CIS4	Conexión entre módulo de viga y zona construida in-situ (ZCIS) perpendicular al eje de la viga

Fuente: Elaboración Propia

La distribución de las conexiones por módulos de muros se presenta en la tabla 4.16 y para vigas en la tabla 4.17. La ubicación de las conexiones dentro del edificio, a excepción de las conexiones horizontales, se muestra en la figura 4.14 para los niveles intermedios y en la figura 4.15 para la corona.

Tabla 4.16: Distribución de conexiones en módulos de muros

N°	Módulo	Tipo de Conexiones								
		CV1	CV2	CN1	CN2	CN3	CHA	CHI	CHB	CIS1
1	M1-1	X			X		X			
2	M1-2	X				X	X	X		
3	M2			X			X		X	
4	M3						X	X	X	X
5	M4-1	X					X	X	X	
6	M4-2	X					X		X	
7	M5-1	X					X	X	X	
8	M5-2	X					X		X	
9	M6						X		X	X
10	M7						X		X	
11	M8			X			X		X	
12	M9-1	X				X	X	X		
13	M9-2	X			X		X			
14	M11-1		X		X		X		*X*	
15	M11-2	X	X				X			
16	M11-3	X					X			
17	M11-4	X					X		X	
18	M12-1		X				X		X	X
19	M12-2	X	X				X			
20	M12-3	X					X			
21	M12-4	X					X		X	
22	MC1-1	X			X		X			
23	MC1-2	X			X		X	X		
24	MC9-1	X			X		X	X		
25	MC9-2	X			X		X			
26	MC11	X			X		X			
27	MC12	X					X		X	X
28	M3-E						X		X	

X : El módulo M11-1, posee conexión CHB solo en el primer piso

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.17: Distribución de conexiones en módulos de vigas

N°	Módulo	Tipo de Conexiones							
		CB1	CB2	CN1	CN2	CN3	CIS2	CIS3	CS4
1	V1				X				
2	V4			X		X			
3	V5-1	X				X			
4	V5-2	X					X		
5	V6-1	X					X		
6	V6-2	X				X			
7	V7			X					
8	V8				X		X		
9	VC1				X				
10	VC3		X					X	
11	VC6-1		X		X				
12	VC6-2		X						
13	VC8-1		X						X
14	VC8-2		X		X				
15	VC9		X					X	
16	VC11				X			X	

Fuente: Elaboración Propia

4.5.2. Detalle de las Conexiones

4.5.2.1. Conexiones Verticales – CV

En las conexiones verticales se utilizan barras $\varnothing 10$, con el mismo espaciamiento, vertical y horizontal, de la malla de los muros, teniendo una cuantía de acero en la conexión de 1.5 veces mayor a la que poseen los módulos en su interior, lo que se traduce en una mayor capacidad de corte en la zona que conexión. Las barras horizontales proyectadas, desde muros paralelos al largo de la conexión, tienen una longitud total de 1340 [mm], con 580 [mm] anclados a los muros y el resto en la zona de conexión para el empalme. Con respecto al acero proyectado desde el panel perpendicular, este tiene una longitud menor ya que solo es anclado en la zona de conexión, teniendo un largo de 580 [mm] de longitud de desarrollo a cada lado del borde del panel. El acero vertical, es continuo en toda la altura, realizando los empalmes necesarios. En cada extremo de la conexión, se instala una traba con el fin de amarrar y restringir verticalmente el acero vertical.

El detalle de la conexión vertical *CV1* se ilustra en la figura 4.18 y en la figura 4.19 la conexión *CV2*.

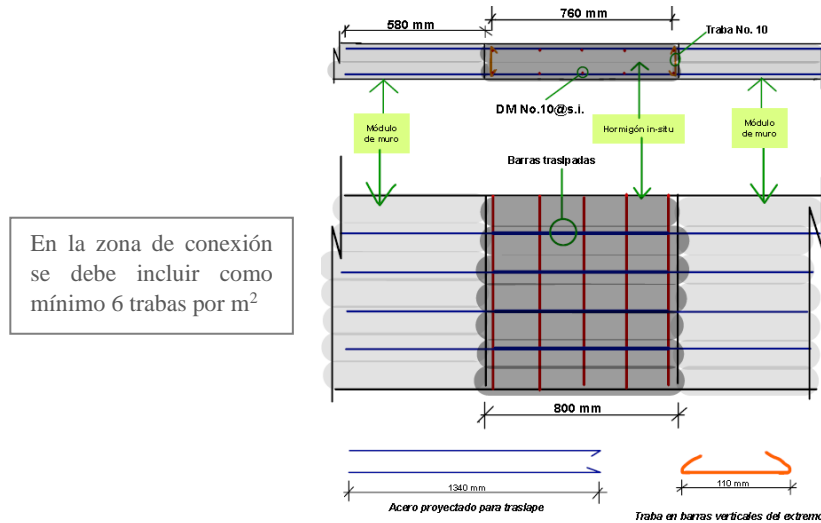


Figura 4.18: Detalle conexión CV1

Fuente: Elaboración Propia

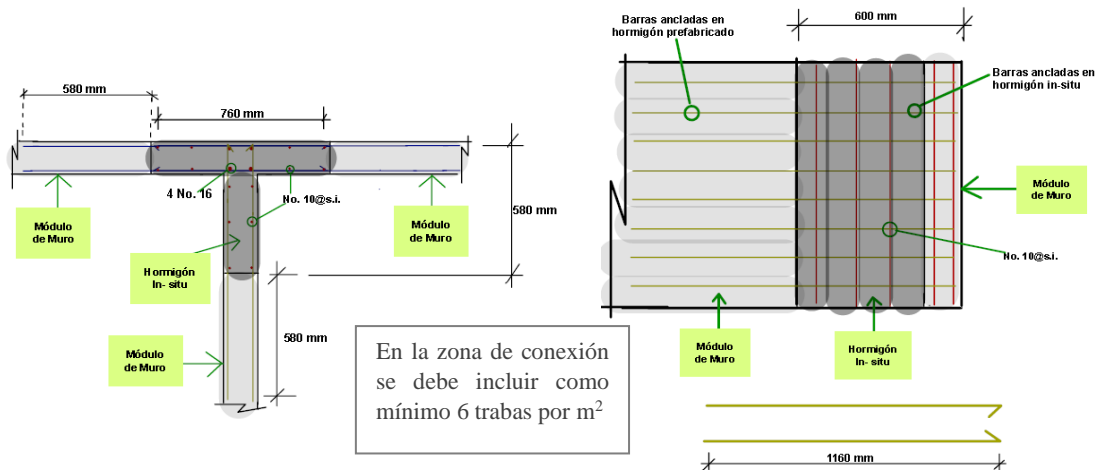


Figura 4.19: Detalle conexión CV2

Fuente: Elaboración Propia

Las superficies de los módulos de hormigón prefabricado que estarán en contacto con el hormigón in-situ de la zona de conexión, deben estar limpias sin residuos de exudación o lechada e intencionalmente rugosa con una amplitud total de aproximadamente 5 mm. Esto es aplicable a todos los tipos de conexiones aquí descritas.

4.5.2.2. Conexiones muro – viga – CN

Estas conexiones consideran el borde del muro donde se une la columna como la zona de conexión, variando su tamaño según la posición de la viga con respecto al muro (paralela y/o perpendicular). Cuando solo una viga perpendicular intercepta el muro, se selecciona un largo de conexión de 20 [cm], es decir 5 [cm] adicionales al ancho de la viga, con el fin evitar una zona de trabajo muy reducida en la conexión. Para los casos donde exista una viga paralela, se define una zona de conexión de 30 [cm], con el fin de poder anclar el acero longitudinal de la viga según la normativa, el que es necesario para transferir los esfuerzos de tracción de las vigas a los muros, generados por las cargas sísmicas. Esta conexión es en toda la altura de piso.

Se procura mantener en la zona el mismo acero necesario para una construcción in-situ, agregando estribos para mejorar la capacidad de la conexión. En las figuras 4.20, 4.21 y 4.22 se muestran los detalles las tres conexiones propuestas.

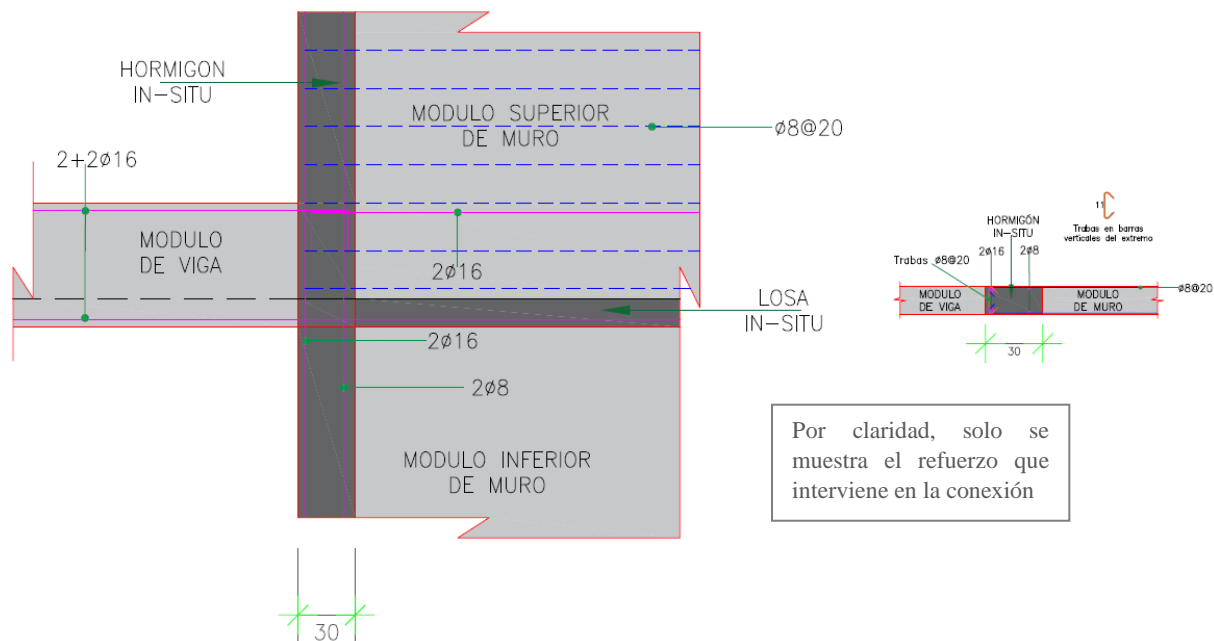


Figura 4.20: Detalle conexión CN1
Fuente: Elaboración Propia

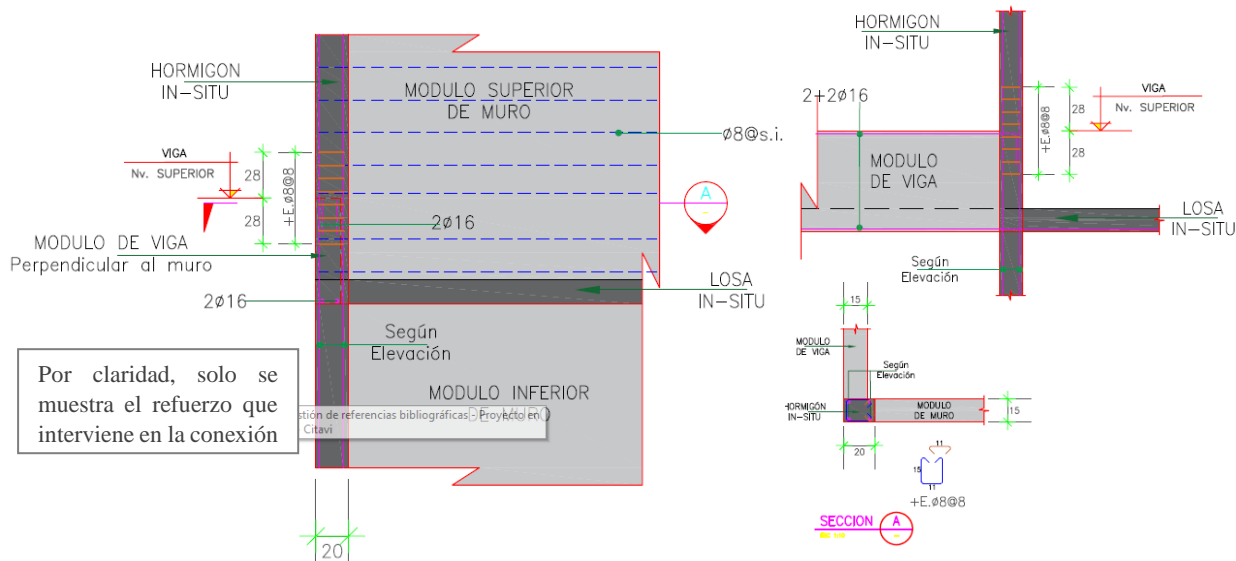


Figura 4.21: Detalle conexión CN2

Fuente: Elaboración Propia

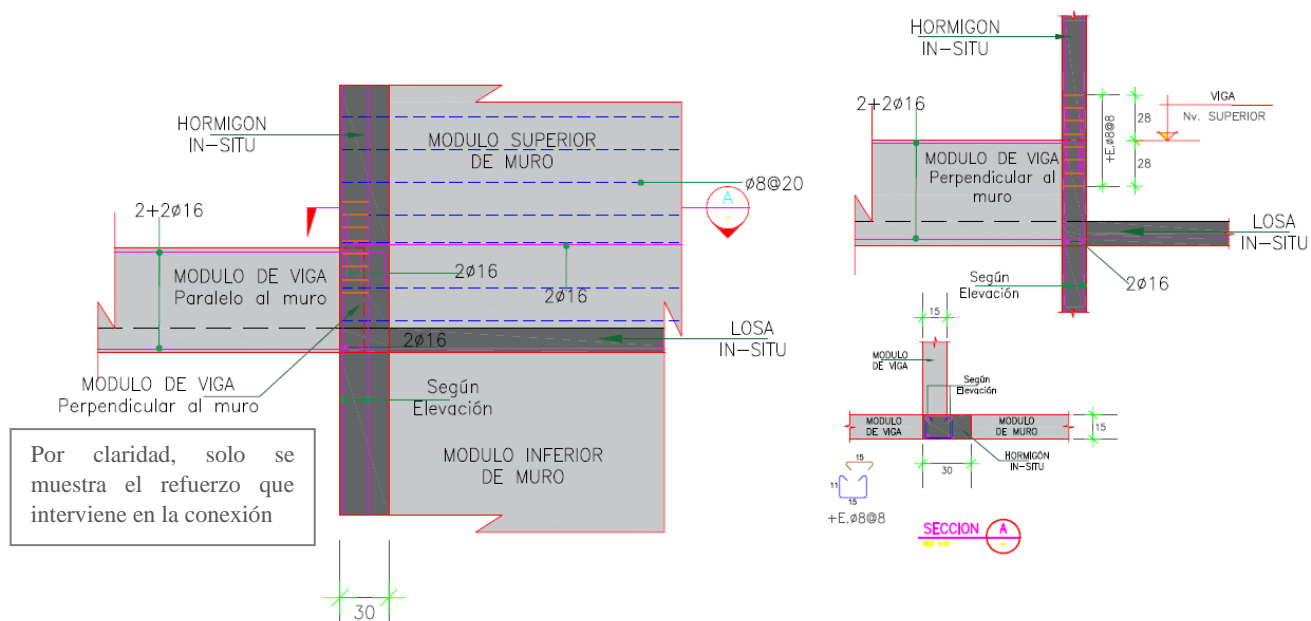


Figura 4.22: Detalle conexión CN3

Fuente: Elaboración Propia

4.5.2.3. Conexiones en vigas – CB

Son conexiones como las descritas en la sección 2.3.4. El largo de la conexión está dado por la longitud de traslape y desarrollo del acero a flexión de mayor diámetro proyectado desde las vigas. Se agregan estribos cerrados de confinamiento en la zona de conexión, según lo dispuesto en el ACI 318, con el fin de mejorar la capacidad a corte de la conexión, propiciando una falla a flexión en la viga.

Para las vigas de pisos intermedios, se utiliza una conexión de traslape total de las barras, que genera un largo de conexión de 120 [cm], se colocan estribos similares a los colocados en el interior de la viga, pero con un espaciamiento de 10 [cm] (ver figura 4.23). En las vigas de corona, la conexión se reduce a 50 [cm], debido a que se emplean barras con gancho estándar a 90° en la zona de traslape, lo que justifica esta reducción (ver figura 4.24).

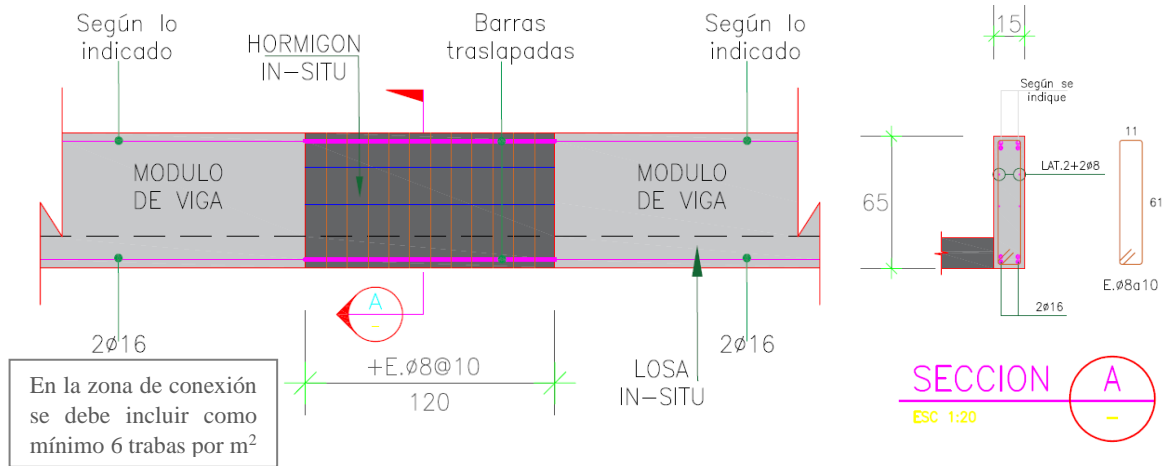


Figura 4.23: Detalle conexión CB1
Fuente: Elaboración Propia

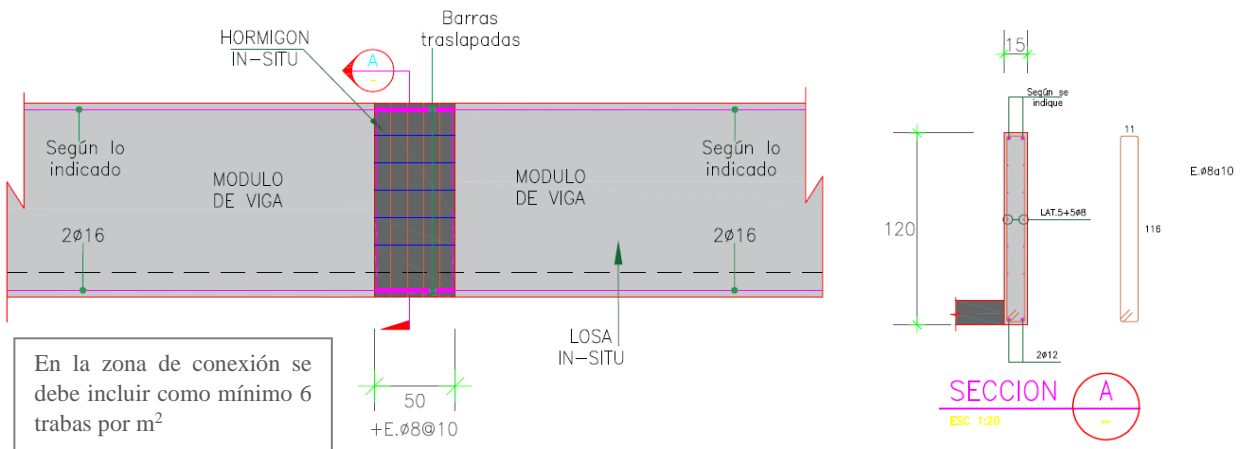


Figura 4.24: Detalle conexión CB2
Fuente: Elaboración Propia

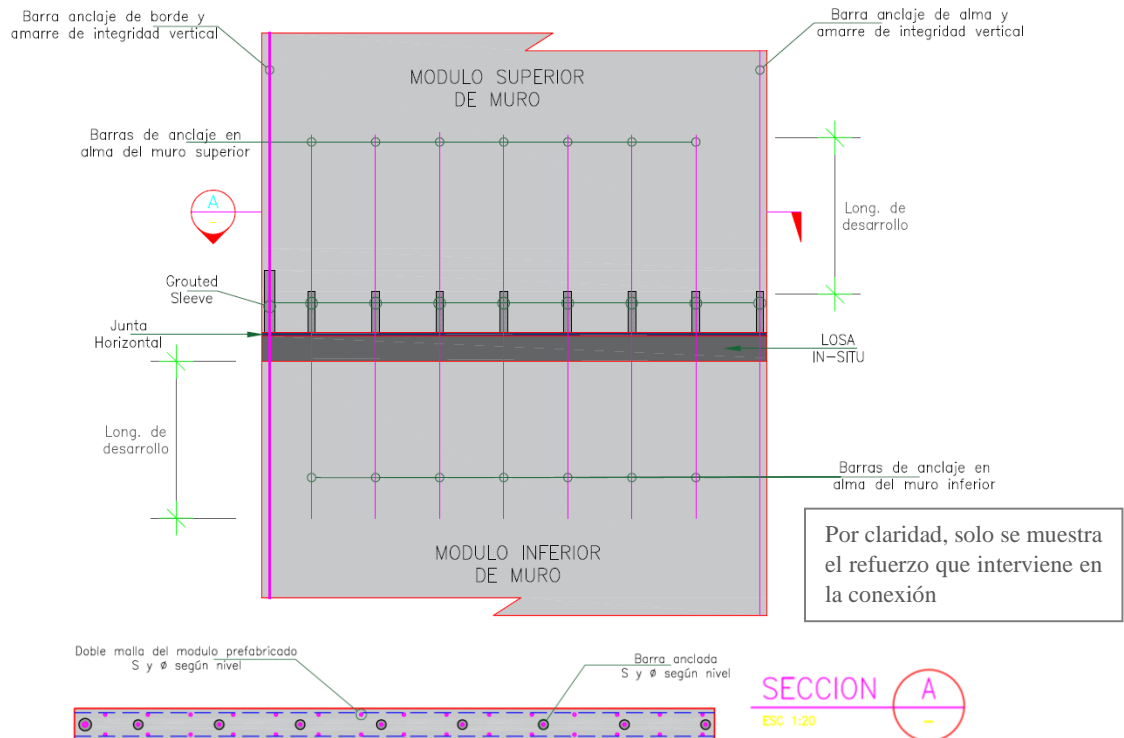
4.5.2.4. Conexiones horizontales – CH

La zona de conexión horizontal de los muros comprende el espacio entre dos paneles, lo que incluye la conexión con la losa in-situ. Las conexiones horizontales emplean grout sleeves para empalmar el acero vertical de los muros. El acero de la conexión en el alma consiste en una capa de barras $\text{Ø}16$ espaciadas de tal manera que se mantenga la cuantía de acero vertical del muro. En los bordes y en las zonas de intersección (paneles “L”), se colocan grout sleeves según el diámetro y cantidad de barras que contienen el panel de muro, en la tabla 4.18 se indican las equivalencias entre el acero vertical y el acero empleado en el grout sleeve. El tamaño de las barras empleadas se debe a la disponibilidad en el mercado de los grout sleeves. El detalle de la conexión se ilustra en la figura 4.25.

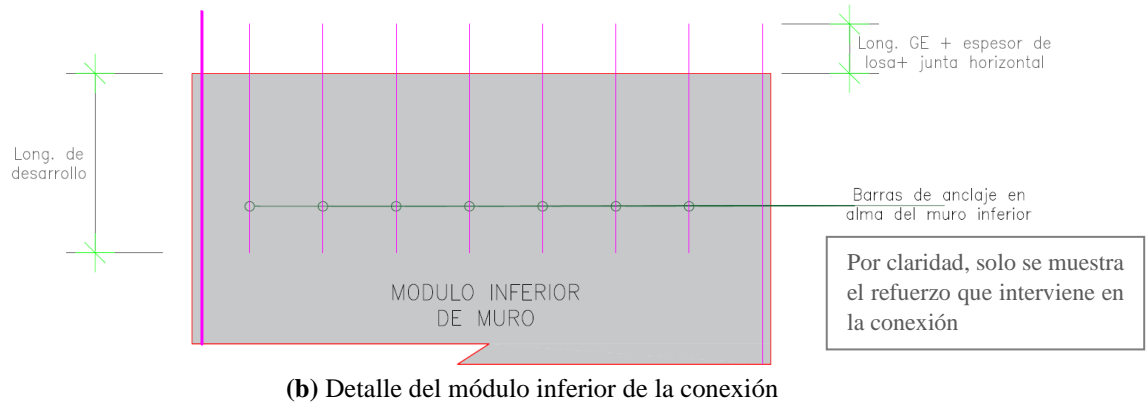
Tabla 4.18: Equivalencias del acero vertical en conexiones horizontales

Tipo de conexión	Acero vertical Original		Acero vertical equivalente para el grout sleeve					
	Detalle	Cuantía	Detalle	Cuantía				
CHB	2 $\text{Ø}16$	0.0536	1 $\text{Ø}25$	0.0654				
	4 $\text{Ø}16$	0.0268	2 $\text{Ø}25$	0.0327				
	6 $\text{Ø}16$	0.0229	3 $\text{Ø}25$	0.0280				
	2 $\text{Ø}12$	0.0302	1 $\text{Ø}18$	0.0339				
	4 $\text{Ø}12$	0.0151	2 $\text{Ø}18$	0.0170				
CHI	4 $\text{Ø}16$	0.0357	1 $\text{Ø}32$	0.0357				
	4 $\text{Ø}12$	0.0201	1 $\text{Ø}25$	0.0218				
CHA	DM $\text{Ø}8@15$	0.0047	1 $\text{Ø}16@30$	0.0047				
	DM $\text{Ø}8@20$	0.0034	1 $\text{Ø}16@40$	0.0034 </tr <tr> <td>DM$\text{Ø}8@25$</td> <td>0.0027</td> <td>1$\text{Ø}16@40$</td> <td>0.0027</td> </tr>	DM $\text{Ø}8@25$	0.0027	1 $\text{Ø}16@40$	0.0027
	DM $\text{Ø}8@25$	0.0027	1 $\text{Ø}16@40$	0.0027				

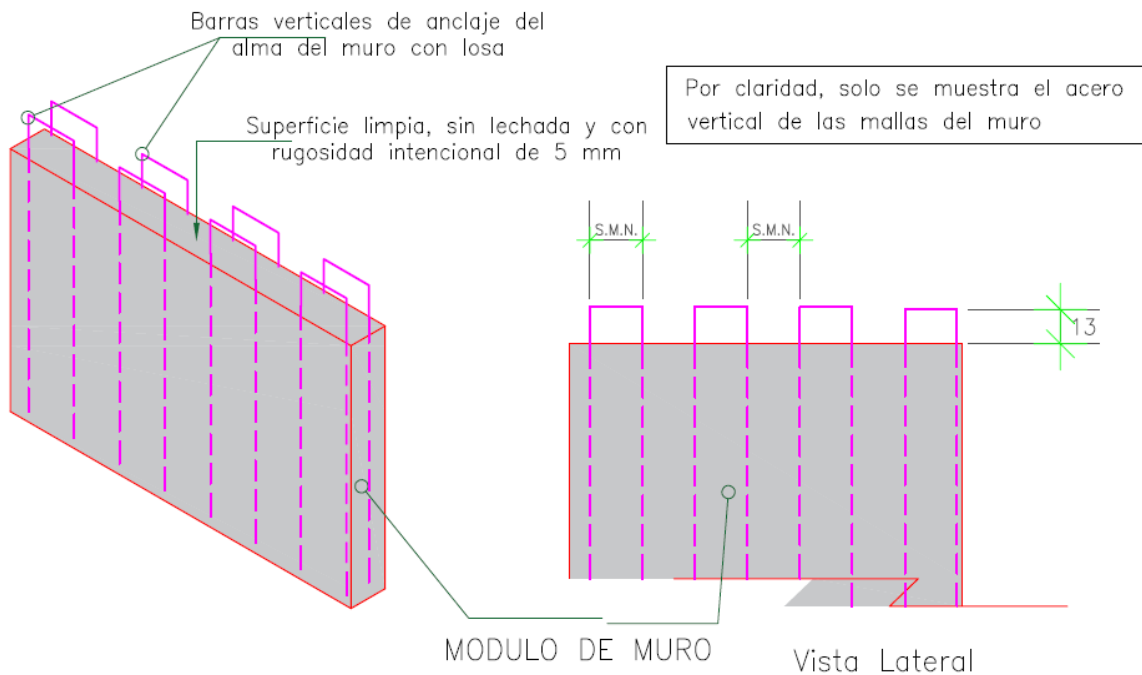
Fuente: Elaboración Propia



(a) Detalle general de conexión horizontal



(b) Detalle del módulo inferior de la conexión



S.M.N. = Según se indique en el módulo y nivel

(c) Detalle de conexión de módulo de muro con losa

Figura 4.25: Detalles de conexiones horizontales

Fuente: Elaboración Propia

En el panel superior se instalan los grout sleeve con una barra en el panel que debe poseer un largo igual a la longitud de desarrollo más la longitud a ser embebida en el grout sleeve, indicada por el fabricante. Del módulo inferior, se proyectan las barras que serán recibidas por el grout sleeve, con un extremo anclado, con la correspondiente longitud de desarrollo, en el muro inferior; en el otro extremo debe tener una longitud total que incluya el espesor de la losa, el ancho de la junta módulo superior – losa (2 [cm]) y la longitud de embebido en el grout sleeves, según el fabricante. Las dos barras extremas de cada panel, sin importar el diámetro, deben ser continuas a lo largo del panel, con el fin de cumplir con los requisitos de integridad estructural, que para el tamaño de los módulos y de las barras, se cumple satisfactoriamente.

El acero vertical de las mallas del módulo inferior se extiende a la zona de conexión, tal como se indica en la figura 4.25.c, con fin de conectar la losa in - situ con los paneles de muro.

4.5.2.5. Conexiones con ZCIS – CIS

Los módulos de vigas y muros son conectados a las zonas construidas in-situ (ver sección 4.4.5), con acero proyectado desde cada módulo. El detallamiento del acero proyectado depende de cada ZCIS, especificado en los planos del edificio. A modo de ejemplo, en la figura 4.26 se ilustran algunas de estas conexiones.

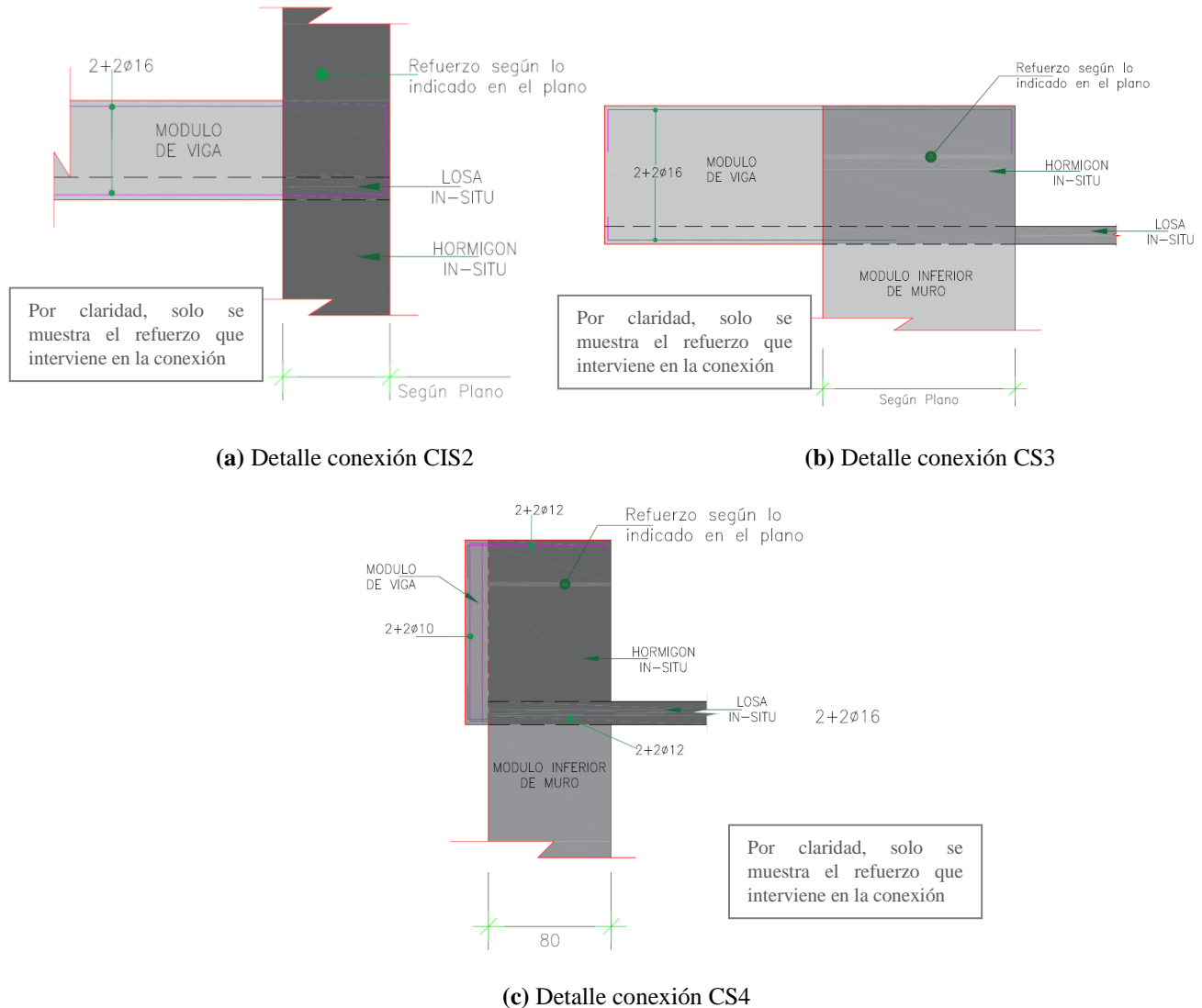
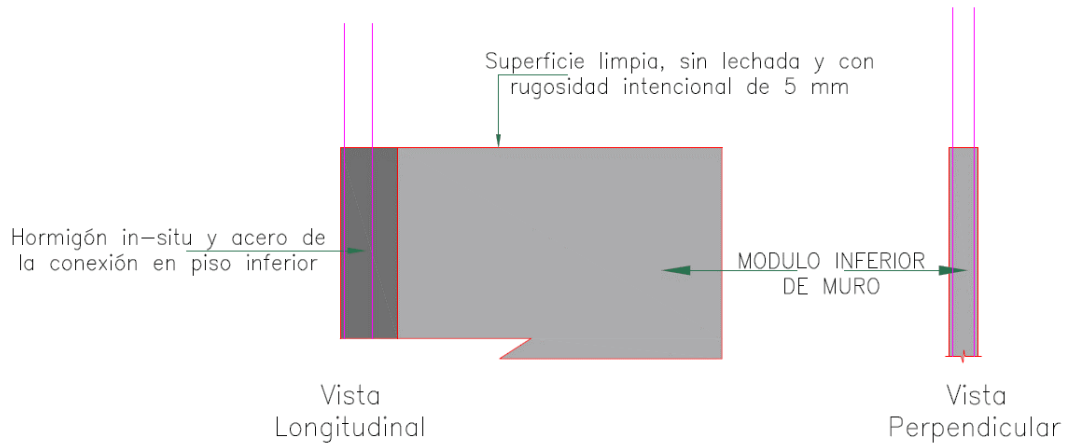


Figura 4.26: Detalles de conexiones con zonas construidas in-situ
Fuente: Elaboración Propia

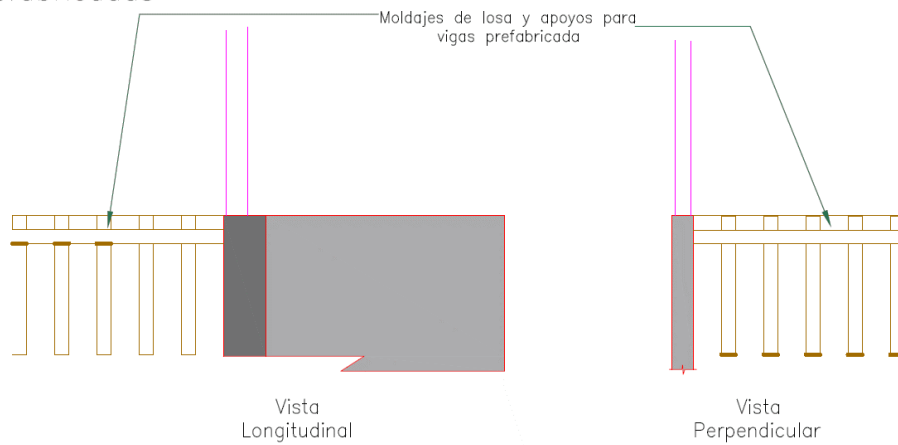
4.5.3. Propuesta de secuencias de construcción de las conexiones

En esta sección se expone el proceso constructivo paso a paso de las conexiones. A modo de ejemplo en la figura 4.27 se presenta la secuencia de construcción de la conexión **CN3**, considerada la conexión que mayor detalle requiere en su proceso constructivo. Por claridad, no se muestra el acero de malla de los muros, los estribos de la viga y cualquier otro acero que no pertenece a la conexión, además se oculta el acero dentro del hormigón endurecido prefabricado y construido in-situ.

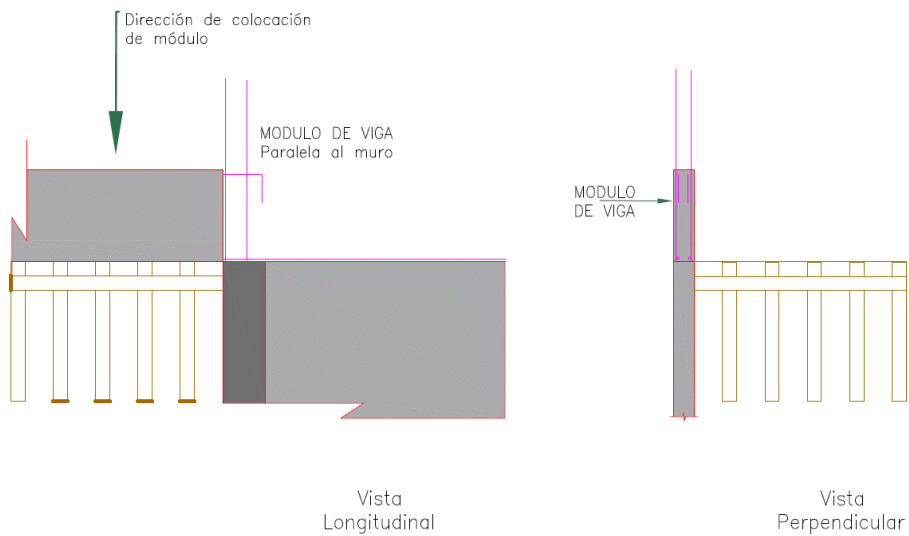
Condiciones iniciales



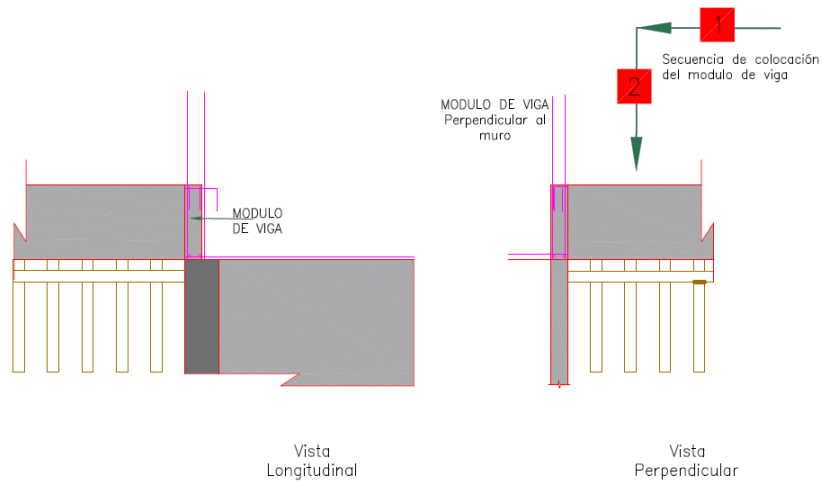
Paso 1: Instalación de moldajes y apoyos para losas prefabricadas



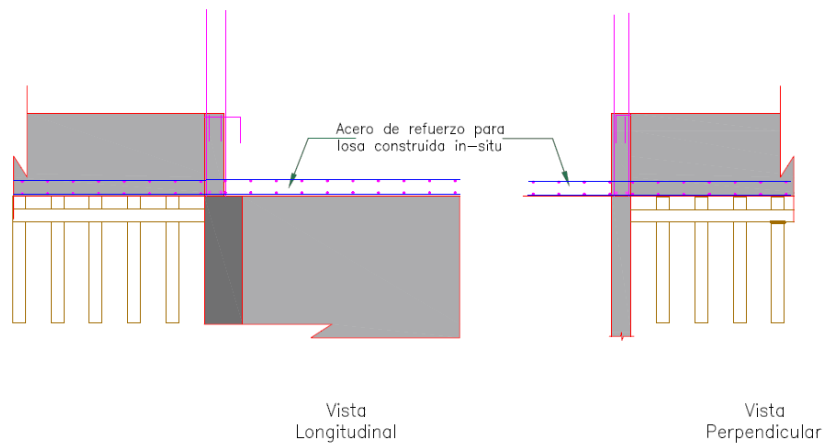
Paso 2: Colocación de viga paralela



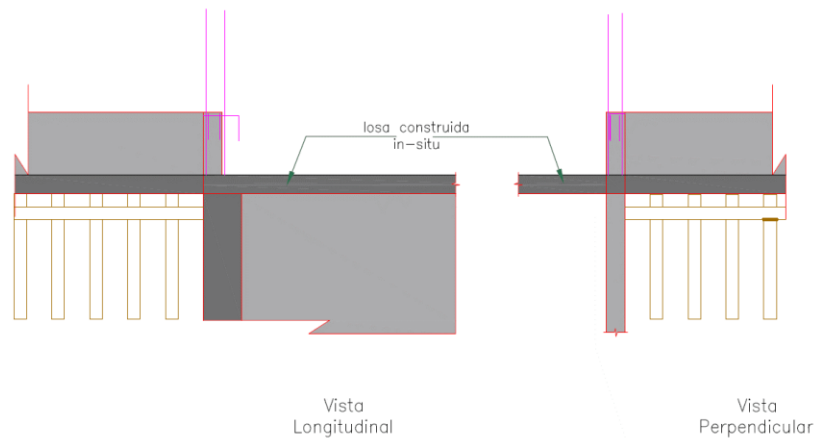
Paso 3: Colocación de viga perpendicular



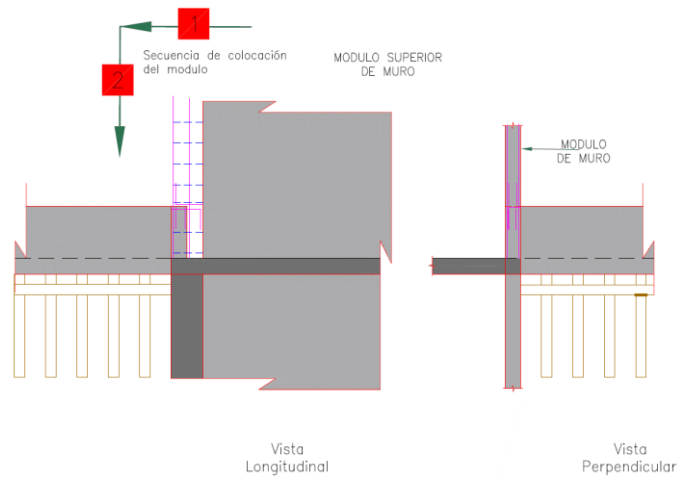
Paso 4: Colocación del acero de la losa



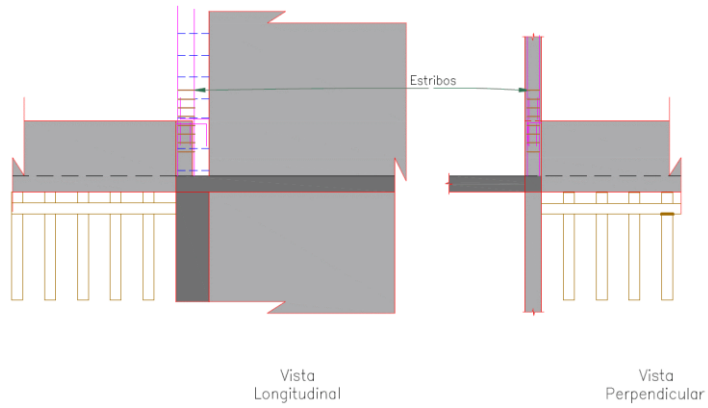
Paso 5: Hormigonado de losa



Paso 6 : Instalación de modulo de muro



Paso 7: Colocación de estribos y en la zona de conexión



Paso 8: Hormigonado de zona de conexión

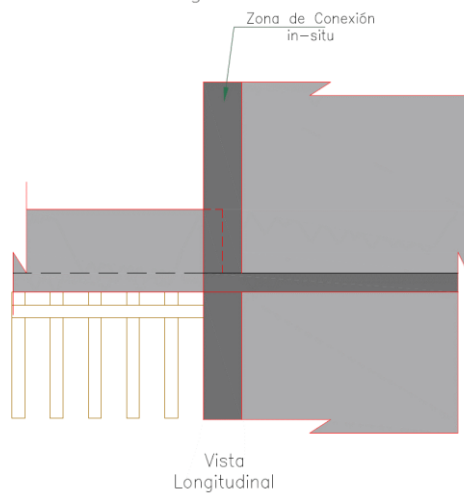


Figura 4.27: Secuencia de construcción de conexión CN3
Fuente: Elaboración Propia

4.5.3.1. Conexiones Verticales

Previo a iniciar la construcción de la conexión, es necesario verificar que el acero vertical se encuentre debidamente instalado en la zona de conexión, a partir de la continuidad del acero de la conexión del piso inferior. Los pasos de construcción de esta conexión son (ver figura 4.18 y 4.19):

1. instalar los módulos paralelos de forma vertical haciendo calzar las conexiones horizontales, teniendo cuidado en la zona de conexión cuando se instale el segundo módulo;
2. colocar los soportes temporales a los módulos;
3. realizar las conexiones horizontales de cada módulo (según lo dispuesto por el fabricante del grout sleeve a emplear);
4. en el caso de la conexión CV2, instalar el módulo perpendicular (MP) de la siguiente manera:
 - a. ingresar el acero horizontal del módulo en la zona de conexión, primero desde arriba y luego hacia la conexión, **procurando que el acero horizontal proyectado del MP este bajo el acero horizontal proyectado de los módulos ya instalados;**
 - b. el paso anterior se realiza teniendo en cuenta el calce de la conexión horizontal;
 - c. colocar los soportes temporales al módulo MP;
 - d. realizar la conexión horizontal del módulo MP;
5. colocar las trabas y realizar los dobleces necesarios en la zona de conexión vertical; y
6. hormigonar la zona de conexión in-situ.

4.5.3.2. Conexiones muro – viga

Como condición inicial, el acero vertical debe estar previamente instalado en la zona de conexión, a partir de la continuidad del acero de la conexión del piso inferior; Los módulos de muros y la zona de conexión del piso inferior deben estar previamente instalados y hormigonados. El montaje de esta conexión se realiza a través de los siguientes pasos (ver figuras 4.20, 4.21 y 4.22):

1. colocar los moldajes de la losa, con apoyos adicionales en la zona de la viga prefabricada;
2. instalar el módulo o módulos de viga prefabricada, apoyándolas en los bordes del recubrimiento de la conexión y en los apoyos previamente instalados. Dependiendo el tipo de conexión, esta instalación se realiza de la siguiente manera:
 - a. **conexiones CN1 y CN2:** el módulo de viga se coloca directamente de forma vertical sobre los apoyos, con el acero superior e inferior proyectado de la viga al interior de las barras verticales;
 - b. **conexión CN3:** puede ser instalado cualquiera de los dos módulos primero, pero se recomienda instalar primero el módulo paralelo al muro. El procedimiento a seguir es el siguiente:
 - i. se instala el primer módulo, siguiendo lo indicado para las conexiones del tipo CN1 y CN2;
 - ii. el segundo módulo debe ser instalado, primero introduciendo de forma horizontal las barras proyectadas inferiores de la viga en la zona de conexión, evitando que los dobleces de las barras superiores choquen con el acero del primer módulo;
 - iii. posteriormente, colocar de forma vertical el módulo sobre sus apoyos, asegurándose que los dobleces de las barras superiores del segundo módulo se encuentren en el exterior de las barras proyectadas del primer módulo;
3. se procede a instalar el acero de refuerzo de la losa, sobre los muros prefabricados y la zona de conexión del piso inferior;
4. realizar el hormigonado de la losa in-situ;
5. cuando el hormigón de la losa posee la resistencia adecuada, se procede a instalar el panel de muro. Esto se realiza de la siguiente manera, según el tipo de conexión:

- a. **Conexión CN1:** El módulo se instala directamente de forma vertical, procurando que las barras proyectadas del muro sean colocadas en el exterior de las barras verticales;
- b. **Conexiones CN2 y CN3:** los pasos a seguir son:
 - i. se debe insertar de forma horizontal las barras proyectadas del muro en la zona de conexión, evitando el choque con el acero proyectado de las vigas y asegurándose que las barras del muro queden en el exterior del acero vertical;
 - ii. colocar de forma vertical el muro en su posición final;
- 6. el paso anterior debe ser realizado considerando el acople de las conexiones horizontales;
- 7. instalar los soportes temporales al módulo de muro;
- 8. realizar la conexión horizontal del módulo de muro;
- 9. colocar el acero (estribos, trabes y traslapes del acero vertical) requerido en la zona de conexión construida in-situ; y
- 10. finalmente, hormigonar la zona de conexión, hasta el nivel inferior de la losa del piso superior.

4.5.3.3. Conexiones en vigas

Para vigas se debe tener la precaución de considerar la conexión CN, si la hay, a pesar de que el procedimiento siguiente, no genera inconvenientes (ver figuras 4.23 y 4.24):

1. colocar los moldajes de la losa, con apoyos adicionales en la zona de la viga prefabricada;
2. instalar los módulos de viga, teniendo cuidado con el acero proyectado de las vigas en la zona de conexión;
3. disponer el acero de refuerzo de la losa que atraviese la zona de conexión;
4. colocar los estribos necesarios en la zona de conexión; y
5. hormigonar la losa in-situ y la zona de conexión

4.5.3.4. Conexiones horizontales

Estas deberán ser realizadas siguiendo el procedimiento establecido por el fabricante del grouted sleeve utilizado. Pero se deben tener las siguientes consideraciones en particular:

- los grout sleeve deberán ser colocados en los paneles superiores, con el fin de poder realizar una construcción del tipo “Post – grouting”, es decir que el mortero es bombeado dentro de los sleeves y en la junta horizontal, después que se ha colocado los módulos en sus posiciones finales;
- sobre el nivel superior de la losa in-situ, las barras deberán tener la longitud establecida por el fabricante de los sleeves, por lo que la longitud proyectada desde los módulos de muros inferiores, deberá considerar una longitud adicional igual al espesor de la losa; y
- la superficie de la losa en contacto con los módulos superiores, debe estar limpia, sin residuos de exudación o lechada e intencionalmente rugosa con una amplitud total de aproximadamente 5 mm, para poder generar una mejor adherencia entre la losa y el módulo.

4.5.3.5. Conexiones con ZCIS

La zona construida in-situ debe estar hormigonada hasta el nivel inferior de la losa de piso. El acero vertical debe estar previamente instalado en la zona construida in-situ (ZCIS), a partir del acero del piso inferior. El procedimiento general es el siguiente:

1. colocar los moldajes de la losa, con apoyos adicionales en la zona de la viga prefabricada;
2. instalar el módulo de viga prefabricada, apoyándolas en los bordes del recubrimiento de la ZCIS. El módulo de viga se coloca directamente de forma vertical sobre los apoyos, con el acero superior e inferior proyectado de la viga al interior de las barras verticales de la ZCIS.

3. se procede a instalar el acero de refuerzo de la losa, sobre la ZCIS;
4. realizar el hormigonado de la losa in-situ;
5. cuando en la ZCIS sea necesario instalar también un módulo de muro, se deberá seguir el procedimiento descrito en los pasos **5.b**, **6**, **7** y **8** de la secuencia de construcción de las conexiones viga – muro. CN2 y CN3;
6. instalar el acero horizontal de la ZCIS;
7. colocar las trabas y realizar los dobleces necesarios en la zona de conexión contigua al muro, si este fuese instalado; y
8. hormigonar la ZCIS, y la zona de conexión del muro, si la hubiera, hasta el nivel inferior de la losa del piso superior.

Capítulo 5: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Se presenta la evaluación del desempeño sísmico del edificio en estudio original, diseñado para ser construido con hormigón in situ, sin considerar el diseño presentado en el Capítulo 4 con hormigón prefabricado. Esto se debe a que el edificio original se mantiene en el rango lineal (ver sección 5.2), comportamiento esperado también para el edificio diseñado con hormigón prefabricado, ya que, para bajas deformaciones no existen diferencias apreciables en el desempeño entre muros construidos in-situ y muros de hormigón prefabricado emulativos, como se aprecia en el estudio de Xu et al. (2017), incluido en la sección 2.5.

La evaluación del desempeño sísmico del edificio en estudio se realiza a través de análisis no lineal estáticos o “*Pushover*” en las cuatro direcciones principales, dos en la dirección transversal (Y^+ y Y^-) y dos en la dirección longitudinal (X^+ y X^-). Los análisis son realizados siguiendo las disposiciones contenidas en “*Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Un Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño de Edificios*” (ACHISINA 2017), para el sismo máximo considerado (SMC) en el estado límite de deformación adicional; y a través de un modelo computacional desarrollado en el software de análisis estructural ETABS v.17.0.1.

5.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

El modelo computación es desarrollado siguiendo el “*Procedimiento para análisis no lineal estático en ETABS*” descrito por Suquillo (2017) y que se incluye, con algunas modificaciones, en el Anexo C.

El modelo se construye modificando el modelo empleado en la etapa de diseño (ver sección 4.2.1), utilizando elementos tipo “*Shell layered*” para el modelamiento de los muros, las vigas de relación de aspecto bajas ($L/h \leq 4$) y algunas zonas de losas.

Los elementos Shell layered son secciones con el espesor compuesto por capas, cada una de estas capas está conformada por un material con una ley constitutiva determinada y poseen propiedades que definen el comportamiento de la capa de manera individual y su relación con las demás. En la sección 5.1.2 se describen en detalle las secciones “*Shell layered*”.

Según ACHISINA (2017), para evaluar sísmicamente la estructura en el estado límite de deformación adicional, utilizando un análisis estático no lineal (Pushover), se debe llevar la estructura a un desplazamiento de techo que sea un 40% mayor al desplazamiento de techo obtenido para el sismo de diseño.

El desplazamiento para el sismo de diseño se toma como el desplazamiento ultimo de techo para estructuras de hormigón (δ_u), establecido en la Norma NCh 433 (INN 2012), el que se calcula empleando el espectro elástico de desplazamientos, según la zona sísmica y suelo donde se emplaza el edificio, amplificado por 1.3 y utilizando un periodo agrietado equivalente a 1.5 veces el periodo fundamental en la dirección de análisis.

La tabla 5.1 indican los desplazamientos de diseño y los desplazamientos objetivo utilizados en el análisis en ambas direcciones. En todos los análisis, el desplazamiento objetivo de techo se mide en el centro de masa de la losa del último piso.

Tabla 5.1: Desplazamientos de techo

Descripción	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento último NCh-433 [cm]	1.10	1.79
Desplazamiento objetivo Pushover [cm]	1.54	2.50

Fuente: Elaboración Propia

Las condiciones de carga para evaluar la estructura son:

$$1.0D + L_{exp} + 1.0SMC$$

Donde D es la carga permanente y L_{exp} es la carga viva de servicio, la que puede tomarse como el 25% de la carga viva no reducida; y SMC se aplica a la estructura a través de un patrón de carga lateral, con una distribución vertical proporcional al modo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis (ver figura 5.1), la que se reparte de forma equitativa en los nodos que conforman las losas de cada nivel. La carga gravitacional estática ($1.0D + L_{exp}$) debe ser considerada como un estado de carga inicial antes de la aplicación de la carga lateral (SMC).

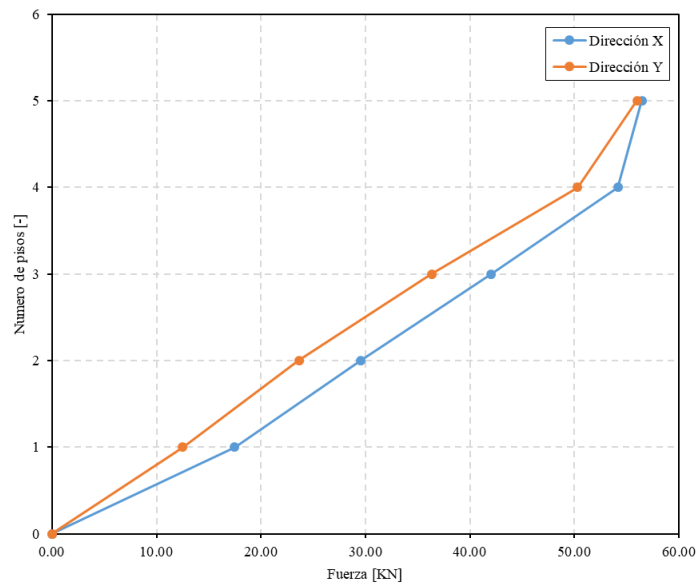


Figura 5.1: Patrón de carga lateral.

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.1. Materiales

Para la construcción del modelo no lineal, se recurre a las leyes constitutivas validadas para edificios de estructuración típica chilena por Suquillo (2017). Las leyes constitutivas empleadas son:

- modelo constitutivo de Belarbi y Hsu (1994) para el acero de refuerzo;
- modelo constitutivo de Mander et al. (1984) para el hormigón a compresión no confinado;
- modelo constitutivo de Saatcioglu y Razvi (1992) para el hormigón a compresión confinado; y
- modelo constitutivo de Belarbi y Hsu (1995) para el hormigón a tracción.

Estas leyes son adaptadas a los materiales fijados en la etapa de diseño para el edificio en estudio (ver sección 4.1.3).

Belarbi y Hsu (1995) simulan el comportamiento de las barras adheridas al hormigón y propone un modelo bilineal simple para barras de acero de refuerzo embebidas en hormigón, la cual es representada por dos líneas rectas, la primera con una pendiente E_s (módulo de elasticidad del acero) y la segunda con una pendiente E_p^* (representa el rango plástico), las cuales vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{cases} \varepsilon_s \leq \varepsilon_n \leftrightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s \\ \varepsilon_s > \varepsilon_n \leftrightarrow \sigma_s = (0.93 - 2B)\sigma_y + (0.8b + 0.25B)E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_n) \end{cases} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde:

$$\varepsilon_n = \frac{(0.93 - 2B)\sigma_y}{E_s} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1.5} \quad (\text{Ec. 5.3})$$

En la tabla 5.2 se presentan los parámetros para la construcción de la curva tensión - deformación del acero, presentada en la figura 5.2

Tabla 5.2: Parámetros para modelo constitutivo del acero

Tensión de fluencia [MPa]	420.00
Módulo de elasticidad [MPa]	200000.00
ρ	0.0268
Resistencia a compresión del hormigón [MPa]	20.00
Tensión de agrietamiento del hormigón [MPa]	2.77
B	0.020
b	0.025
ε_n	0.001869

Fuente: Elaboración Propia

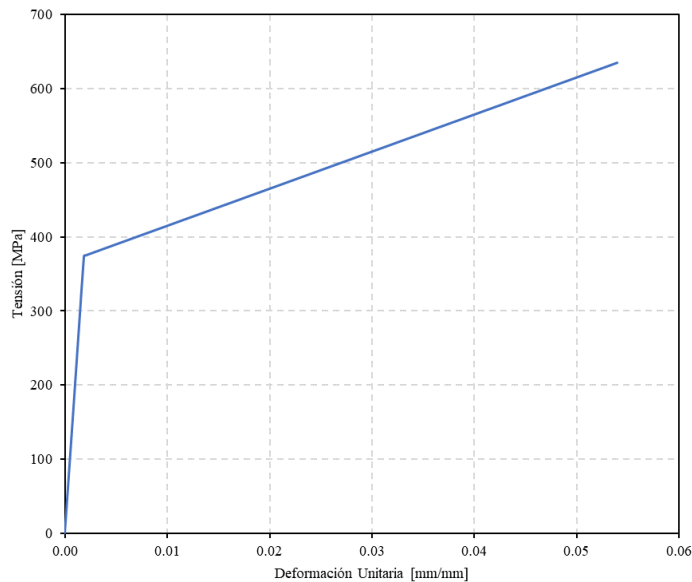


Figura 5.2: Modelo constitutivo del acero de refuerzo
Fuente: Elaboración Propia.

El modelo constitutivo de Mander et al. (1984) para el hormigón no confinado, queda definido por las siguientes ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} 2\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c \leftrightarrow f = \frac{f'_c \cdot x \cdot r}{r-1+x^r} \\ 2\varepsilon'_c < \varepsilon \leq \varepsilon_u \leftrightarrow f = \left(\frac{2f'_c \cdot r}{r-1+2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Con:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

$$r = \frac{E}{E - \left(\frac{f'_c}{\varepsilon'_c} \right)} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

f'_c = Máxima capacidad del hormigón en compresión

ε'_c = Deformación unitaria a la compresión máxima.

E = Módulo de Elasticidad

ε_u = Deformación a la capacidad de resistencia ultima.

La tabla 5.3 contiene los parámetros utilizados en el modelo constitutivo de Mander.

Tabla 5.3: Parámetros para modelo constitutivo del hormigón no confinado

Máxima capacidad del hormigón en compresión [MPa]	20.00
Módulo de Elasticidad [MPa]	21019.04
ε'_c	0.0020
ε_u	0.0038
r	1.91

Fuente: Elaboración Propia

El modelo constitutivo de Saatcioglu y Razvi (1992), para el hormigón confinado, consiste en una rama parabólica ascendente, seguida de un segmento de decaimiento lineal. Está basado en el cálculo de la presión de confinamiento lateral generado por el refuerzo transversal, lo que resulta en una mejora en la resistencia y ductilidad del hormigón. Las ecuaciones que definen el modelo son:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tramo ascendente} \leftrightarrow f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \leq f'_{cc} \\ \text{Tramo descendente} \leftrightarrow f_c = f'_{cc} + \left(\frac{f'_{cc} - 0.85f'_c}{\varepsilon_1 - \varepsilon_{85}} \right) * (\varepsilon_c - \varepsilon_1) \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 5.7})$$

Donde:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f l_e = \text{Resistencia confinada del hormigón} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

$$k_1 = 6.7 (f l_e)^{-0.17} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

$$f l_e = \frac{f l_{ex} b_{cx} + f l_{ey} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

$$f l_{e\ x,y} = k_{2\ x,y} f l_{x,y} \quad (\text{Ec. 5.11})$$

$$f l_{x,y} = \frac{\sum A_{st\ x,y} f_{yt} \sin \alpha}{b_{c\ x,y} s} \quad (\text{Ec. 5.12})$$

$$k_{2\ x,y} = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_{c\ x,y}}{s}\right) \left(\frac{b_{c\ x,y}}{s l_{x,y}}\right) \left(\frac{1}{f l_{x,y}}\right)} \leq 1 \quad (\text{Ec. 5.13})$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1 (1 + K) \quad (\text{Ec. 5.14})$$

$$K = \frac{k_1 f l_e}{f'_c} \quad (\text{Ec. 5.15})$$

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (\text{Ec. 5.16})$$

$$\rho = \frac{\sum A_{st}}{s (b_{cx} + b_{cy})} \quad (\text{Ec. 5.17})$$

$\sum A_{st\ x,y}$ = suma de las áreas de las secciones transversales de estribos en cada dirección;
 b_c = dimensión del núcleo confinado medido de centro a centro de los estribos en cada dirección;
 s = espaciamiento transversal de los estribos en ambas direcciones;
 s_l = espaciamiento lateral de las barras longitudinales en cada dirección;
 f_{yt} = tensión de fluencia de los estribos;
 ε_{85} = deformación unitaria al 85% de la capacidad de resistencia del hormigón confinado;
 ε_{085} = deformación unitaria al 85% de la capacidad de resistencia del hormigón no confinado;
 ρ = Cuantía de refuerzo de estribos.

El edificio en estudio cuenta con pocas zonas de confinamiento en los elementos de borde, las que, en su mayoría, poseen el mismo diámetro de refuerzo transversal y la misma geometría de la sección. En consecuencia, se definen tres zonas de confinamiento, identificadas según el espaciamiento vertical de los estribos (cada 10, 20 y 25 [cm]), que, según Suquillo (2017), es el parámetro que más afecta el confinamiento. En la figura 5.3. se muestra la sección tipo del elemento de borde y la tabla 5.4 resume los parámetros de los tres modelos constitutivos de hormigón confinado.

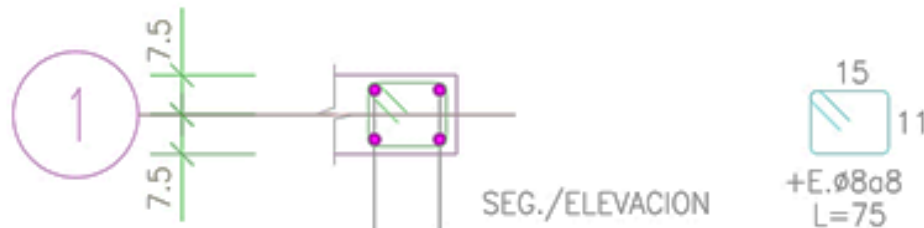


Figura 5.3: Sección tipo de elemento de borde
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.4: Parámetros para modelos constitutivos de hormigón confinado

Datos generales		Parámetros hormigón confinado			
		Separación Estribos [cm]	10	20	25
f'_c	20.00	fl_e	0.59	0.3	0.24
ϵ_{co}	0.0020	K1	7.32	8.24	8.55
ϵ_{co85}	0.0038	Resistencia confinada del hormigón [MPa]	24.35	22.46	22.03
f_y	420.00	K	0.22	0.12	0.10
		ϵ_1	0.0042	0.0032	0.0030
		ϵ_{85}	0.0124	0.0071	0.0063

Fuente: Elaboración Propia

Las curvas tensión – deformación del hormigón no confinado y confinado se muestran en la figura 5.4 notándose un aumento considerable en la resistencia y capacidad de deformación del hormigón confinado con respecto al hormigón no confinado, a pesar del bajo confinamiento que poseen los muros del edificio.

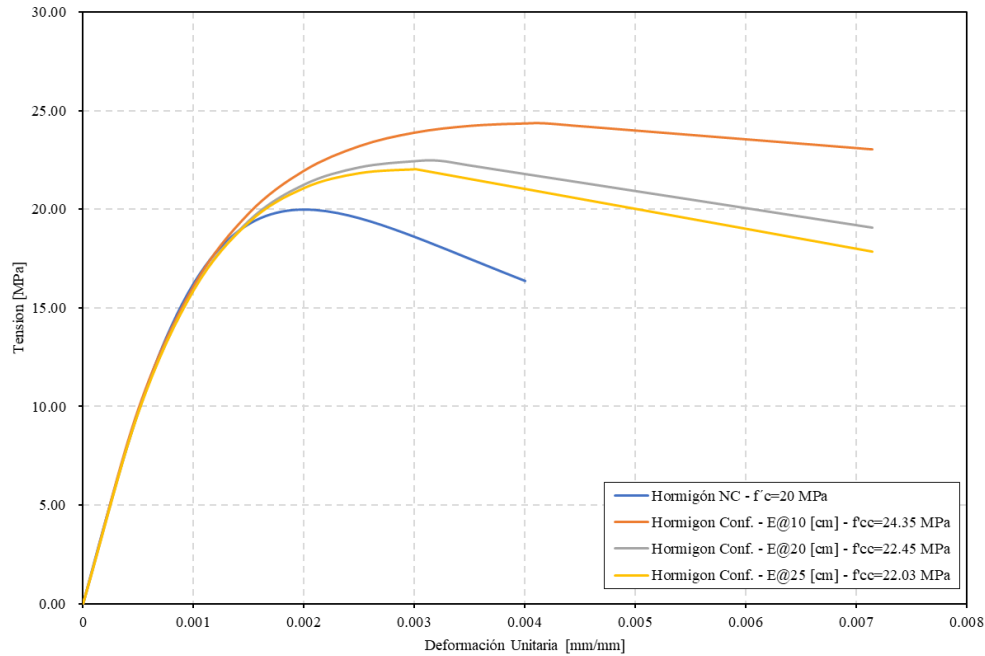


Figura 5.4: Modelos constitutivos del hormigón con confinado y confinado, a compresión
Fuente: Elaboración Propia.

Para el hormigón a tracción, el modelo constitutivo de Belarbi y Hsu (1995) queda definido por las ecuaciones siguientes:

$$\sigma_c(\epsilon_c) \begin{cases} \left(\frac{f_{cr}}{\epsilon_{cr}}\right) \epsilon_c \leftrightarrow \epsilon_c \leq \epsilon_{cr} \\ f_{cr} \left(\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_c}\right)^b \leftrightarrow \epsilon_c > \epsilon_{cr} \end{cases} \quad (\text{Ec. 5.18})$$

Donde:

$$f_{cr} = 0.31\sqrt{f'_c} = \text{Capacidad máxima del hormigón a tracción [MPa]} \quad (\text{Ec. 5.19})$$

$\epsilon_{cr} = 0.00008 =$ deformación unitaria en la máxima tracción

$b =$ Parámetro que define el decaimiento de la curva, tomado como $b=0.4$ para el hormigón confinado y $b=0.6$ para el no confinado.

En la figura 5.5 ilustra la ley constitutiva del hormigón a tracción para los casos confinado y no confinado.

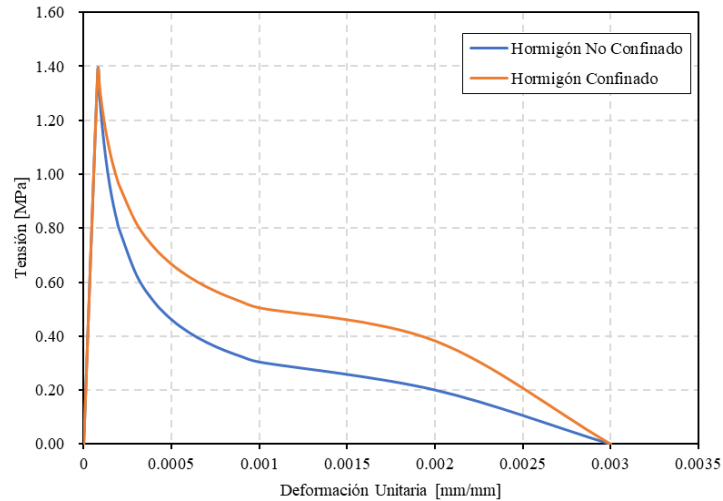


Figura 5.5: Modelos constitutivos del hormigón con confinado y confinado, a tracción

Fuente: Elaboración Propia.

Para el análisis no lineal, el hormigón es modelado como un material isotrópico y con un comportamiento “acoplado” que utiliza el comportamiento de Darwin – Pecknold modificado, el que representa el comportamiento del hormigón en compresión, agrietamiento y corte bajo cargas monotónicas y cíclicas, asumiendo un estado de tensiones planas. En el caso del acero de refuerzo, se modela como un material uniaxial, con comportamiento “Direccional” no lineal para las componentes de tensión σ_{11} y σ_{12} (CSI 2017).

5.1.2. Definición de secciones no lineales

Las secciones no lineales de vigas, muros y losas se modelan como elementos tipo *shell layered*. La discretización en capas de cada sección depende de la clase a la que pertenecen.

Para las vigas, se utilizan dos tipos de secciones: secciones de borde que contienen el acero longitudinal a flexión y secciones de alma que contiene los estribos y el acero longitudinal distribuido.

Las secciones en muros se agrupan en cuatro clases, según la disposición del acero, tipo de hormigón empleado y la posición que ocupan dentro de la estructura; estas clases son:

- elementos de borde confinado;
- elementos de borde no confinado;
- almas de muros; e
- intersección de muros.

El mallado de los elementos de muro se realiza considerando el ancho de los elementos de borde y las zonas de intersección, para poder incluir en un solo elemento finito estas zonas; y un mallado uniforme en las zonas de alma, tanto en altura como a lo largo del muro, definiéndose un tamaño máximo de 50 [cm] para los elementos en el análisis.

Los elementos de borde confinado se discretizan en siete capas: dos capas de recubrimiento, modeladas con hormigón no confinado, de espesor de 20 [mm] cada una; un núcleo de hormigón confinado de 110 [mm] de espesor; dos capas de acero vertical; y dos capas de acero horizontal (ver figura 5.6). El resto de los elementos se discretizan en cinco capas: un núcleo de hormigón no confinado, que cubre todo el espesor de la sección; dos capas de acero vertical; y dos capas de acero horizontal.



Figura 5.6: Distribución de capas en elemento de borde confinado
Fuente: Elaboración Propia.

La disposición de las capas es relativa al centro de la sección, siendo simétricas respecto a este punto. El espesor de las capas de acero, se obtienen de multiplicar las cuantías por el espesor de la sección y dividiendo este resultado entre el número de capas que representa esa cuantía, que en general son dos capas. Los espesores equivalentes, para las disposiciones principales del acero de refuerzo, para todos los tipos de elementos, se presentan en la tabla 5.5. Debido al pequeño espesor que poseen las capas de acero, se desprecia su traslape con los núcleos de hormigón y entre el acero vertical y horizontal.

Tabla 5.5: Espesor Equivalente del acero de refuerzo

Tipo de acero	Detalle	Espesor equivalente [mm]
Vertical de borde	6Ø16	1.72
	4Ø16	2.01
	2Ø16	4.02
	4Ø12	1.13
	4Ø12	2.26
Vertical de intersección	4Ø16	2.68
	4Ø12	1.51
Malla en almas	DMØ8@15	0.35
	DMØ8@20	0.25
	DMØ8@25	0.20
Estribos	EØ8@10	0.50
	EØ8@20	0.25
	EØ8@25	0.20

Fuente: Elaboración Propia

La losa mantiene las mismas consideraciones y elementos que se utilizan para el análisis elástico, excepto que las rigideces a flexión se aumentan de 1% a 25% del valor predeterminado. El mallado de la losa se define lo más regular posible, para poder tener una distribución adecuada de nodos en planta y respetando el mallado de los muros. En la figura 5.7 se presenta el mallado de la losa del piso tipo y el mallado de los muros sobre el eje 8.

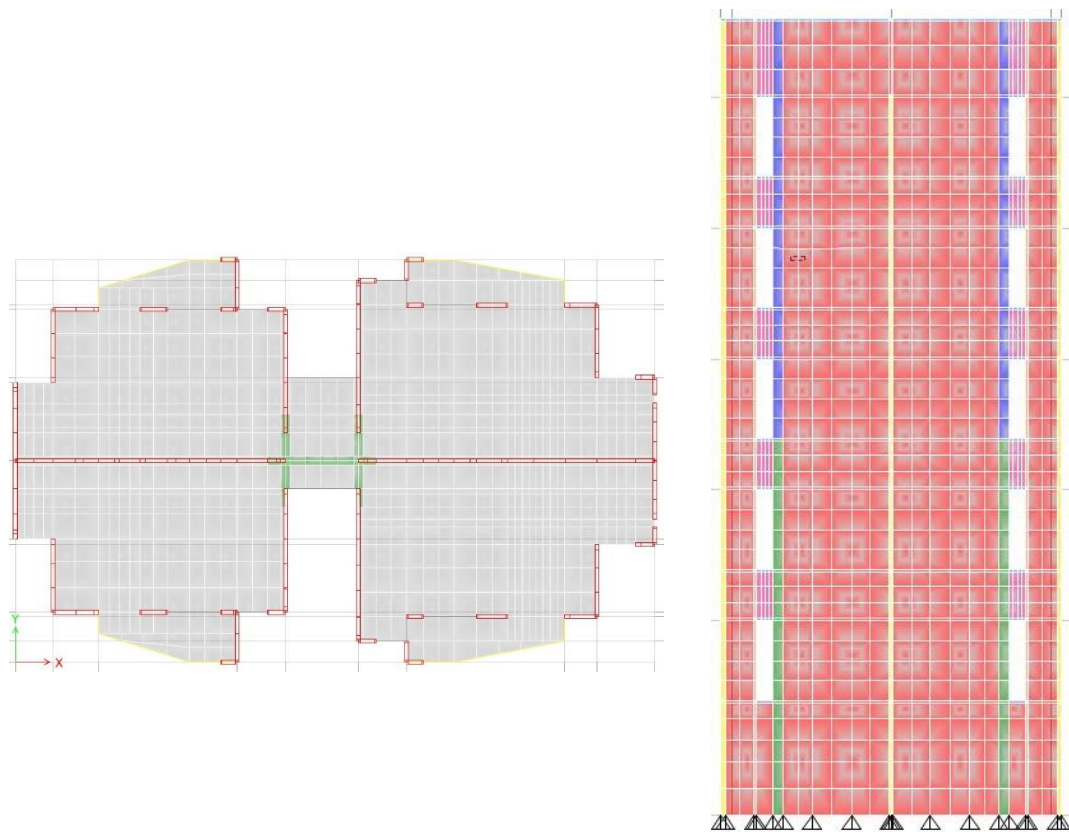


Figura 5.7: Mallado de losas y muros para análisis Pushover
 Fuente: Elaboración Propia, a partir de modelo de ETABS.

5.2. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA GLOBAL

A continuación, se analiza la respuesta global de la estructura ante cargas laterales (análisis pushover), a través de la curva de capacidad y las derivas de piso.

La figura 5.8 contiene las curvas de capacidad, que indican la variación del corte basal de la estructural versus el aumento paulatino del desplazamiento de techo, para las cuatro direcciones de análisis (X^+ , X^- , Y^+ y Y^-). A primera vista se observa que en la dirección transversal se alcanza un menor corte basal a pesar de ser sometido a un desplazamiento de techo mayor que en la dirección longitudinal. Esto se debe, principalmente, a las diferencias de rigidez en cada dirección, siendo menor para la dirección trasversal, lo que se puede deducir por la menor pendiente inicial en esa dirección.

También se observa para ambas direcciones, una reducción de rigidez de un 73%, aproximadamente, que ocurre en un rango de desplazamientos entre 0.05 [cm] a 0.2 [cm]. Este cambio de rigidez se debe al agrietamiento progresivo que sufren los muros debido a las cargas laterales. El corte máximo alcanzado en el estado límite de deformación adicional, en ambas direcciones, es aproximadamente cuatro veces el corte basal de diseño

Es importante resaltar que las curvas se mantienen lineales después del agrietamiento, lo que nos indica que no se presenta fluencia en los elementos, o por lo menos la que existe es muy incipiente.

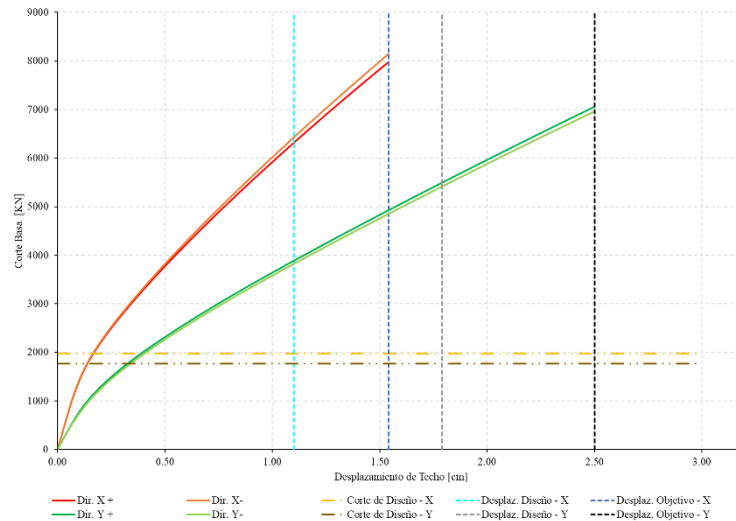


Figura 5.8: Curvas de capacidad
Fuente: Elaboración Propia.

Las derivas de entrepiso en el estado límite de deformación adicional (ver figura 5.9), sobrepasan el límite de diseño de la norma NCh 433 (2.0 %) en la dirección transversal, lo que es esperable para el nivel de desplazamiento impuesto y la rigidez observada en la curva de capacidad. Pero las derivas de entrepiso se mantienen bajo el nivel límite establecido en ACHISINA (2017) para el estado límite de ocupación inmediata (5.0 %). En la dirección longitudinal las derivas de entrepiso se mantienen bajo el límite establecido en NCh 433.

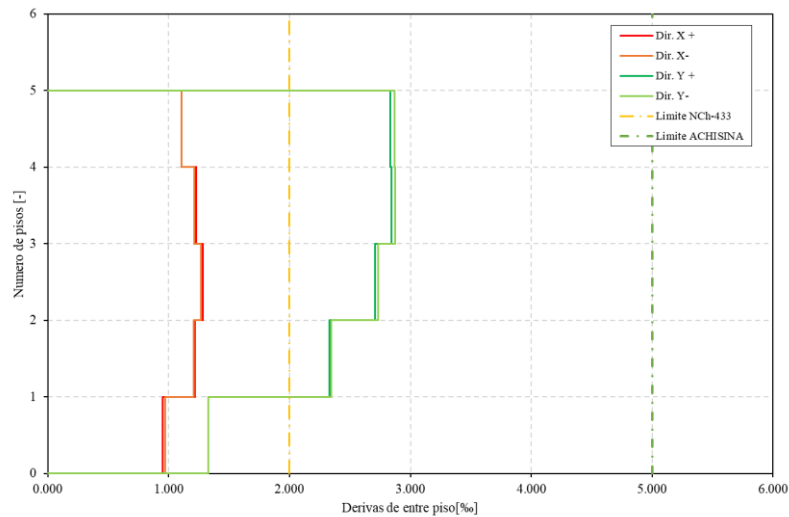


Figura 5.9: Derivas de entrepiso para análisis Pushover
Fuente: Elaboración Propia.

5.3. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA LOCAL

Se analiza la respuesta local de los muros 11 y muro 12 (ver figura 4.9), en vista que, son los elementos que resisten el mayor porcentaje de la demanda a la que se ve sometido el edificio por las cargas laterales, presentando un comportamiento no lineal incipiente, a diferencia del resto de los muros que exhiben un comportamiento lineal – elástico, esto debido a que soportan un menor porcentaje de carga. Lo anterior es congruente con las solicitaciones en los elementos por las cargas

de diseño, donde la solicitación de corte en los muros 11 y 12 es hasta 10 veces mayor a las solicitaciones en el resto de los muros.

Para cada elemento se analiza: el perfil de deformaciones unitarias, el diagrama momento curvatura, la demanda de corte y el diagrama de interacción.

Adicionalmente, a modo de comparación se obtuvo el diagrama momento curvatura a través de un análisis seccional en el programa SAP 2000 v.21.0.2, con las mismas consideraciones geométricas, de materiales y de carga, usadas en el modelo computacional de ETABS (ver sección 5.1).

5.3.1. Muro 11

El muro 11 se analiza en las direcciones X (dirección del alma) e Y (dirección de las alas). En la dirección Y, las alas del muro son los elementos que soportan el mayor porcentaje del corte al que se ve sometido el edificio en esa dirección. En la figura 5.10 se muestran el perfil de deformaciones unitarias para distintos valores de desplazamiento de techo, para el análisis en la dirección Y⁺.

Según el perfil de deformación el elemento inicia la fluencia, indicada en la figura por la línea amarilla discontinua horizontal, a un desplazamiento de techo de 2.13 [cm] en el extremo más traccionado según el perfil gris con círculos. Cuando llega al desplazamiento objetivo de 2.5 [cm], presenta el perfil de deformación rojo con cuadros, en el que no se manifiesta fluencia más allá del elemento de borde, es decir en una longitud menor a 20 [cm] desde el extremo más traccionado. En el otro extremo, el hormigón alcanza deformaciones unitarias muy por debajo del límite de resistencia de 0.003, indicada en la figura por la línea café discontinua horizontal.

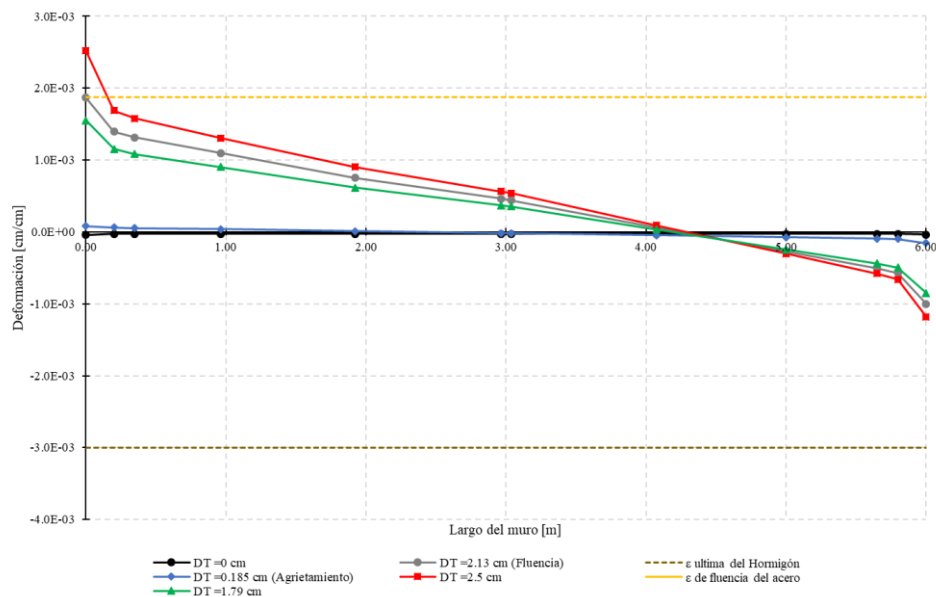


Figura 5.10: Perfil de deformación del muro 11 en la dirección Y⁺
Fuente: Elaboración Propia.

El diagrama de momento curvatura, obtenido del análisis en la dirección Y (ver figura 5.11), indica que se sobrepasan los valores de fluencia inicial entregados por el SAP 2000, lo que es congruente con lo observado en el perfil de deformación. Las diferencias en los diagramas se pueden atribuir a la forma de modelación que se utiliza en cada programa; mientras SAP 2000 usa un modelo de fibras, en ETABS, se emplea un modelo de capas.

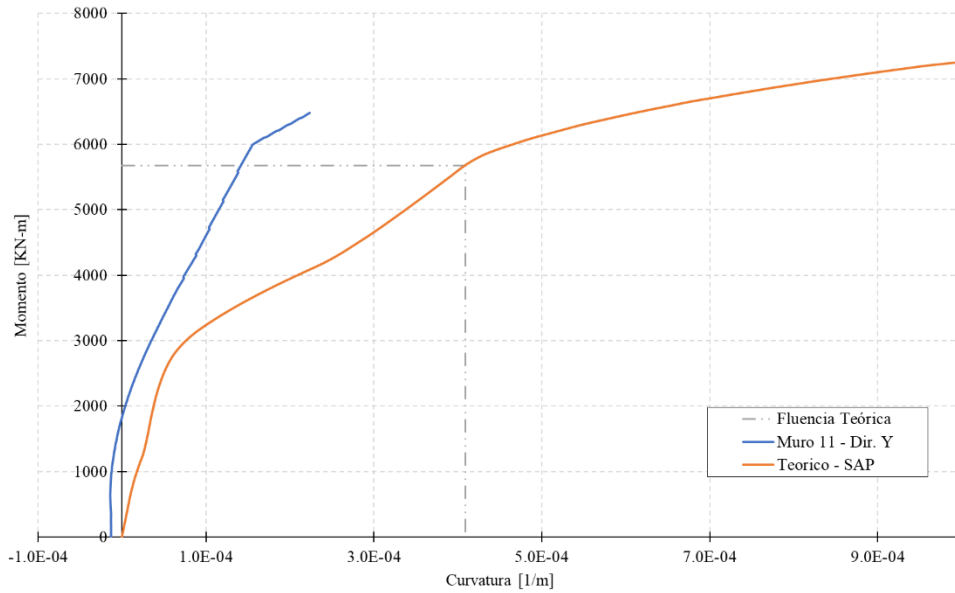


Figura 5.11: Diagrama momento – curvatura del muro 11 en dirección Y⁺
Fuente: Elaboración Propia.

En la dirección X⁻, el perfil de deformaciones unitarias (ver figura 5.12), indica que el muro no alcanza la fluencia, lo que es consistente con el diagrama de momento curvatura, en el que no se alcanza el momento de fluencia (ver figura 5.13).

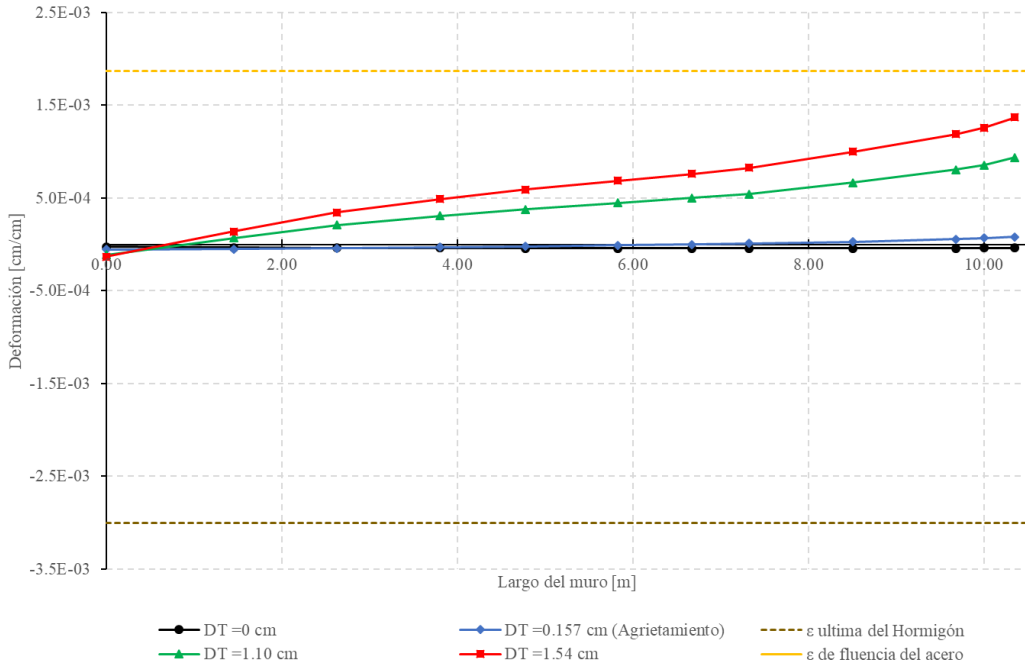


Figura 5.12: Perfil de deformación del muro 11 en la dirección X⁻
Fuente: Elaboración Propia.

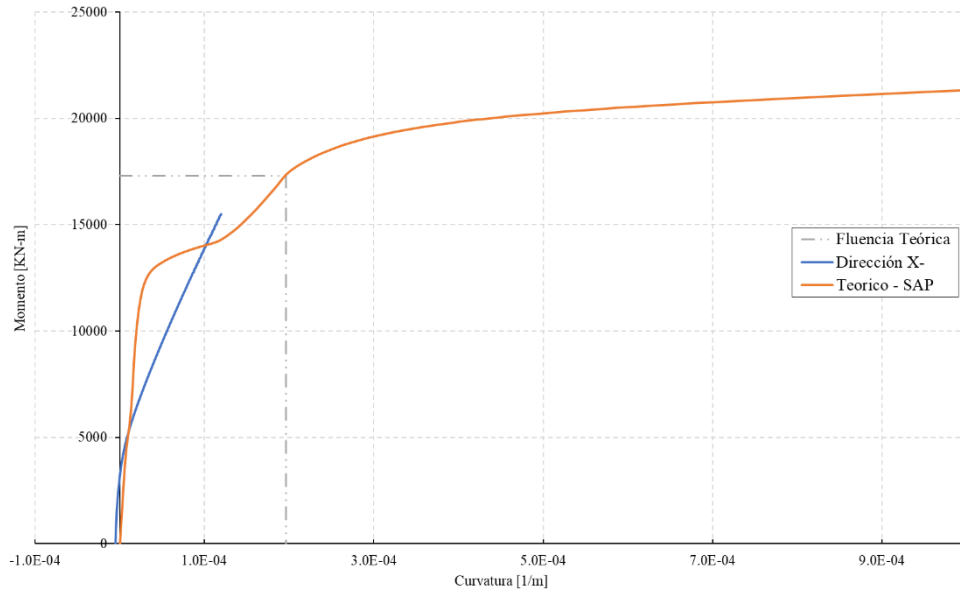


Figura 5.13: Diagrama momento – curvatura del muro 11 en dirección X
Fuente: Elaboración Propia.

La figura 5.14 presenta el diagrama de interacción en la dirección Y, y la figura 5.15 las curvas corte – desplazamiento de techo en la dirección en la dirección X. En ambas curvas se puede apreciar que los elementos no alcanzan la resistencia última establecida por el código de diseño, llegando a un nivel de utilización al corte de **94.94%** en la dirección X positiva y de **84.85%** en la dirección X negativa.

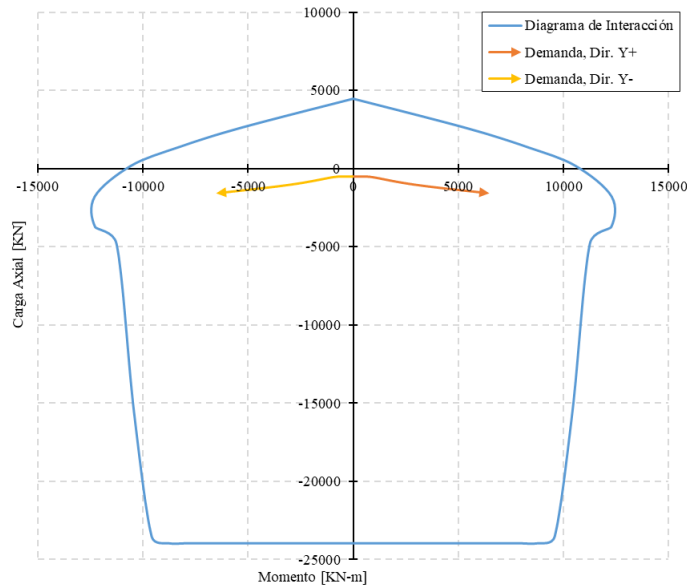


Figura 5.14: Diagrama de interacción y demanda del muro 11 en dirección Y
Fuente: Elaboración Propia.

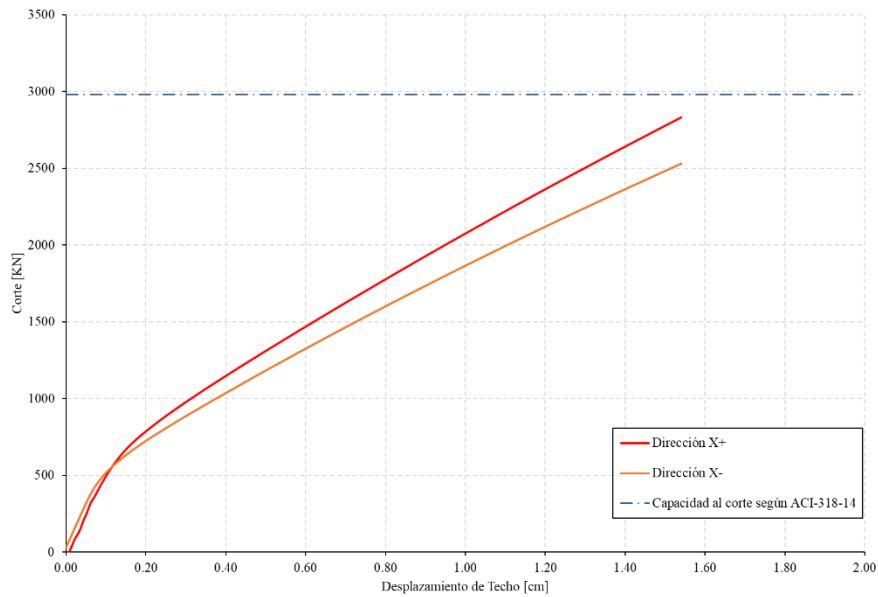


Figura 5.15: Grafico corte – desplazamiento de techo y limite ACI 318, del muro 11 en la dirección X
Fuente: Elaboración Propia.

5.3.2. Muro 12

Se analiza el muro en la dirección X. El muro no alcanza la fluencia, según el perfil de deformaciones unitarias en la dirección X⁺ (ver figura 5.16) y en el extremo comprimido de hormigón las deformaciones son muy bajas, debido al gran área de las alas.

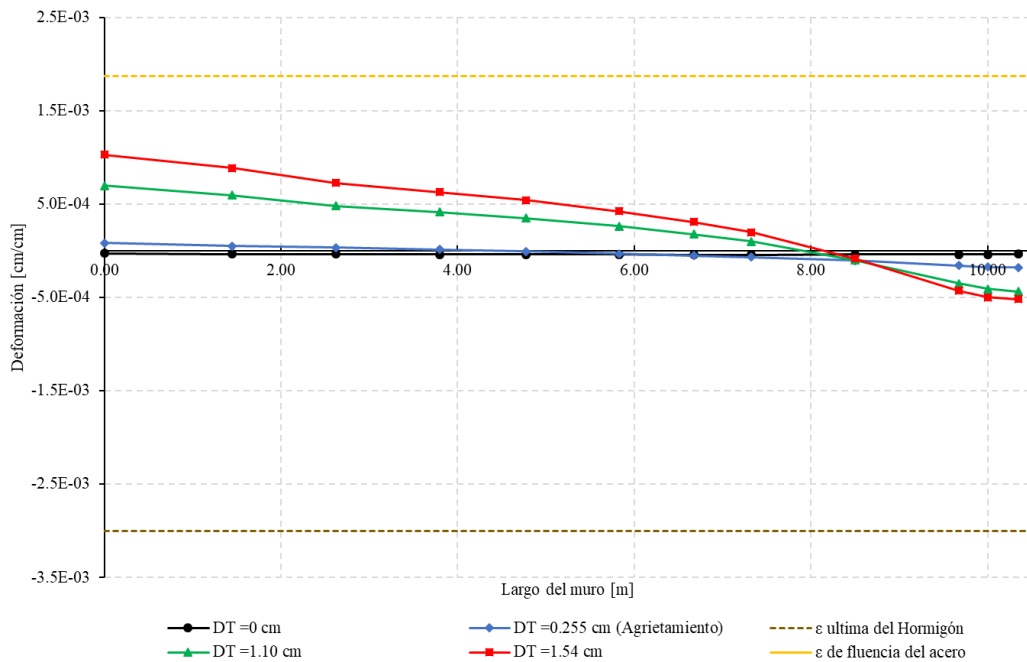


Figura 5.16: Perfil de deformación del muro 12 en la dirección X⁺
Fuente: Elaboración Propia.

En la figura 5.17 se muestra el diagrama momento curvatura del muro en la dirección X⁺. En el diagrama se verifica que el muro no alcanza la fluencia. Las figuras 5.18 y 5.19 contienen el

diagrama de interacción y las curvas de corte - desplazamiento de techo, respectivamente. Al igual que se observa para el muro 11, el muro 12 no sobrepasa su resistencia de diseño, alcanzándose un nivel de utilización al corte de **63.56%** en la dirección X positiva y de **78.33%** en la dirección X negativa.

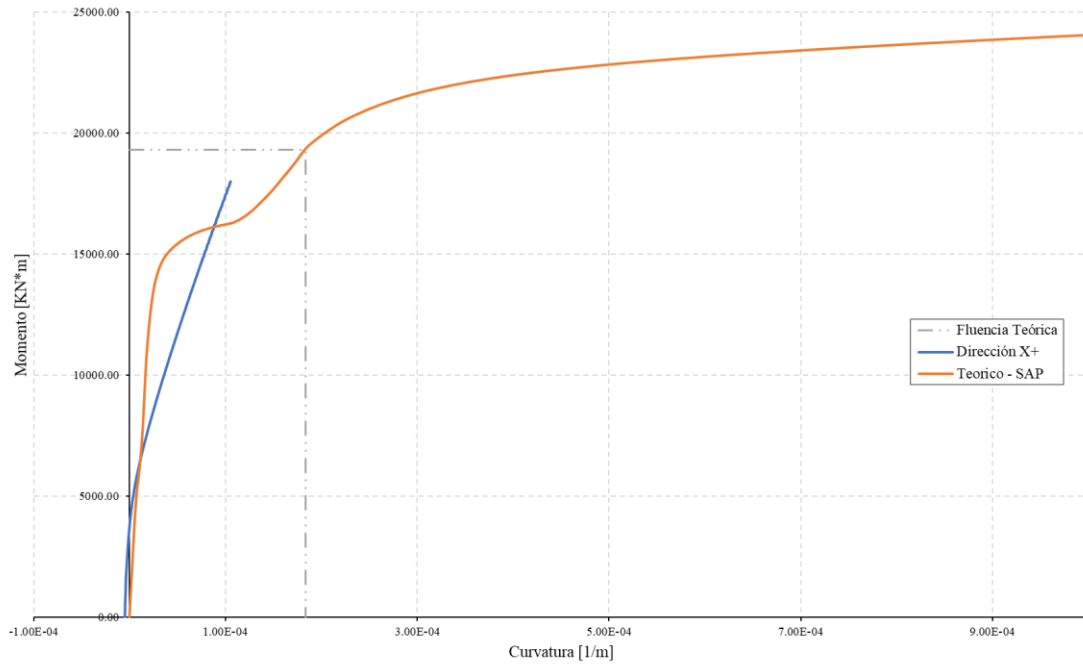


Figura 5.17: Diagrama momento – curvatura del muro 12 en dirección X⁺
Fuente: Elaboración Propia.

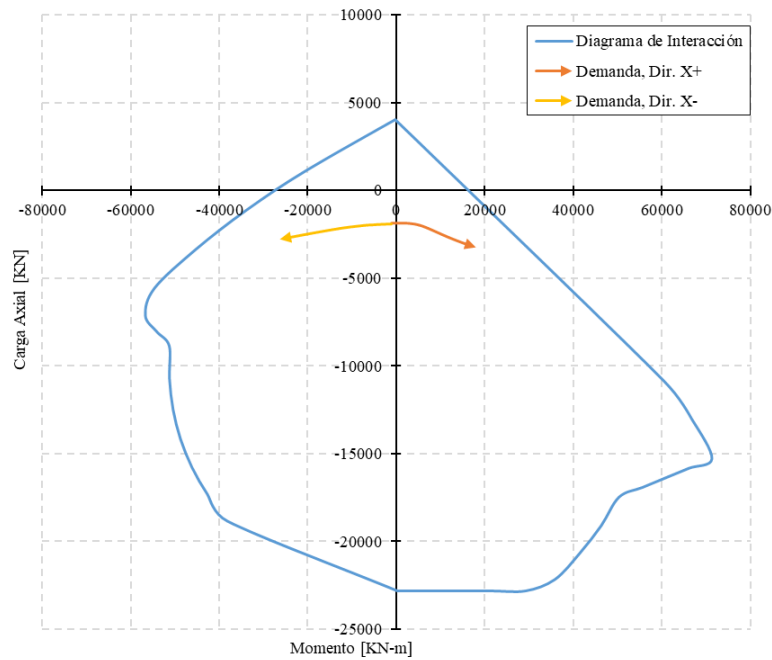


Figura 5.18: Diagrama de interacción y demanda del muro 12 en dirección X
Fuente: Elaboración Propia.

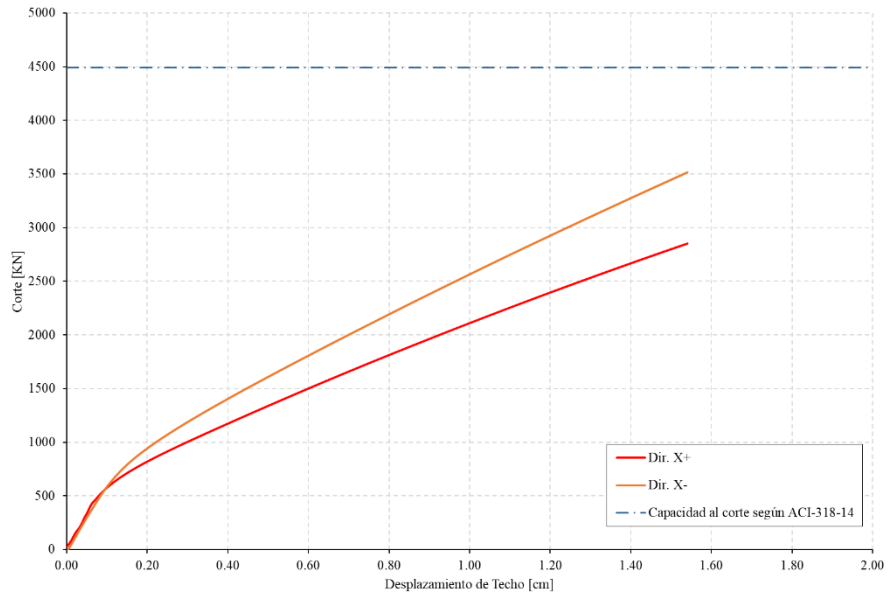


Figura 5.19: Grafico corte – desplazamiento de techo y limite ACI 318, del muro 12 en la dirección X
Fuente: Elaboración Propia.

Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Este trabajo de tesis tenía como objetivo principal, desarrollar lineamientos para el diseño de edificios de muros de hormigón prefabricado acorde a la normativa y práctica nacional. Para cumplir este objetivo se realizó una revisión bibliográfica exhaustiva sobre el tema, encontrándose con una gran cantidad de información sobre el hormigón prefabricado, sus conexiones e innovaciones para su implementación en países con alta sismicidad. La información recopilada trata, principalmente, de sistemas que emulan el comportamiento del hormigón construido in-situ, así como de conexiones articuladas que incorporaran dispositivos y medidas para poder alcanzar los objetivos de desempeño de la construcción in-situ, de forma indirecta, ante demandas sísmicas.

El temor, que aún se encuentra muy arraigado en la práctica tradicional del pobre desempeño ante sismos que poseen las construcciones prefabricadas, es refutado con la evidencia reciente sobre el comportamiento durante terremotos y en ensayos de laboratorio de los sistemas que incorporan esta metodología constructiva. Las fallas y pobres desempeños que han generado esta reputación del hormigón prefabricado se deben principalmente al detallamiento deficiente de las conexiones, que, al igual que cualquier estructura, si no es diseñada con el detallamiento requerido para soportar las fuerzas sísmicas, eventualmente el sistema fallará.

En países, como Japón, Nueva Zelanda y Estados Unidos, se están realizando, desde hace muchos años, investigaciones en alternativas al hormigón prefabricado emulativo, con buenos resultados, para todo tipo de sistema resistente a fuerzas laterales. Pero los sistemas emulativos, tienen la ventaja de poseer normativa que los respalda, es decir, se rigen por los códigos de diseño para estructuras de hormigón construidas in-situ (ACI 318, NZS3101).

Posterior a la revisión bibliográfica se construyó la propuesta de lineamientos de diseño, que es la parte medular de este trabajo de investigación. Al observar con detenimiento la propuesta, resulta muy notorio, que la gran mayoría de los requisitos se basan en el código ACI 318 y en normas similares, lo cual es congruente con el sistema propuesto, es decir, conexiones emulativas. Lo que da la impresión de que los lineamientos, en su mayoría, son una recopilación de requisitos ya existentes para el hormigón prefabricado, pero que a primera vista no son evidentes al revisar los códigos de diseño de hormigón armado tradicional.

Lo anterior es muy beneficioso para los profesionales de la ingeniería estructural que ya conocen los códigos de diseño para hormigón construido in-situ, ya que los requisitos son similares a los que ya están acostumbrados y permite una fácil transición hacia la construcción prefabricada de hormigón con conexiones emulativas, reguladas por los códigos de diseño nacionales e internacionales.

Pero, la riqueza de los lineamientos reside en que no solo se basan en la normativa para hormigón tradicional, sino que, además, incluyen de forma transversal otras fuentes que son fruto de años de experiencia sobre hormigón prefabricado. Un ejemplo de lo anterior es *“Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings”* (CAE 1999), un guía que concentra toda la experiencia sobre construcción prefabricada que ha sido desarrollada y validada en las últimas décadas en Nueva Zelanda

Para poder validar de cierta manera, la propuesta de lineamientos se realizó el diseño de un edificio de estructuración típica chilena utilizando hormigón prefabricado. Durante el proceso, se encontraron algunos inconvenientes, para poder diseñar el edificio totalmente prefabricado, en vista que el edificio no fue concebido para ser construido con esta metodología, lo que generó que el edificio terminara siendo diseñado como un edificio parcialmente prefabricado. Los dos principales problemas que se generaron durante el diseño radicaban en la discontinuidad vertical y en el sistema de losas.

En el caso del sistema de losas, el edificio no cumplía con los requerimientos básicos para prefabricar el sistema de piso. Uno de estos requerimientos es el pequeño espesor de los muros y el uso de vigas invertidas: ambas condiciones limitaban que las unidades de piso tuvieran una zona adecuada de apoyo mínimo, especificada en los lineamientos. Se descartaron los cambios arquitectónicos para poder contrarrestar estas falencias. Lo anterior nos permite concluir que, para el empleo del hormigón prefabricado, lo ideal sería considerar esta metodología desde la concepción del proyecto.

A pesar de los inconvenientes presentados, el edificio posee cierta regularidad y cumplía con la normativa de diseño para edificios construidos de forma tradicional; lo que permitió realizar una modulación y detallamiento de las conexiones adecuado y de la forma más normalizada posible. Los módulos, se mantuvieron en un rango adecuado de tamaño y peso, lo que ayuda en la etapa de transporte y montaje. En cuanto a las conexiones, se trataron de simplificar lo más posible, pero debido a que muchos tipos se encontraban en zonas de mucha demanda, se debió realizar un detallamiento cuidadoso. Cabe resaltar que las limitaciones geométricas también se presentan en las conexiones, tal es el caso de las conexiones horizontales, que también, por el pequeño espesor de los muros, sumado a la oferta limitada de diámetros de grout sleeve, obligó al uso de una sola capa de acero en la zona de conexión, cuando es recomendable el uso de doble capa, lo que puede acarrear problemas de estabilidad fuera del plano, durante eventos sísmicos.

El proceso constructivo de las conexiones es de vital importancia para su detallamiento. Entre más simple resulte el proceso constructivo, más eficiente será la conexión. Las limitaciones constructivas dadas por la disposición del acero en la zona de conexión, obliga al diseñador de hormigón prefabricado a innovar la forma de montaje de los módulos a conectar y los detalles que contiene la conexión, para mantener la respuesta esperada.

Los análisis pushover se realizaron al edificio original, es decir, si fuera construido in-situ. A pesar de lo anterior, los análisis permitieron ver el desempeño global y local de la estructura. El edificio alcanza una fluencia incipiente en algunas zonas, es decir, que los elementos de muros se mantuvieron en el rango lineal elástico, pero con secciones agrietadas, esto debido a la baja demanda a la que se somete el edificio en estudio dado por su tamaño y periodo predominante, según el procedimiento establecido por ACHISINA (2017).

Se espera una respuesta similar o incluso más cercana a un comportamiento lineal - elástico para el edificio de hormigón prefabricado sometido a la misma demanda sísmica. Esta respuesta esperada se debe a la mayor capacidad de las conexiones, especialmente las verticales y algunas conexiones nodales, en vista que las cuantías de acero de las conexiones son similares o mayores a las que poseen los módulos del edificio original diseñado con hormigón in-situ.

La baja demanda de desplazamientos que se le impone al edificio es otra razón para sustentar que el edificio prefabricado se comportará igual que el edificio original construido in-situ, debido a la

alta rigidez que posee, denotado por su bajo periodo, lo que influye en la selección de los desplazamientos objetivo de techo. Este desplazamiento objetivo es relativamente bajo, generando un desplazamiento relativo de techo menor a 2.00 %.

Lo anterior valida la hipótesis planteada que afirma que Los edificios de hormigón prefabricado de baja y mediana altura utilizando conexiones emulativas, basados en requerimientos y detallamiento sísmico normativos, permiten tener un desempeño adecuado ante la demanda sísmica en Chile.

6.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Este trabajo de tesis abre un gran abanico de líneas de investigación, en vista que la temática sobre hormigón prefabricado es muy amplia y está en constante innovación, además para ayudar a la masificación de esta metodología en el país. Algunas de estas líneas de investigación que se podrían tratar a futuro son:

- Estudios experimentales de conexiones de hormigón prefabricado propuestas en este documento, para validar su desempeño y obtener parámetros críticos de diseño, especialmente las conexiones entre muros y vigas (conexiones CN1, CN2 y CN3).
- Caracterización de grout sleeve y ductos metálicos, utilizando materiales locales, mortero y acero de refuerzo, y verificar el cumplimiento con la normativa para empalmes mecánicos tipo II
- Definir un Modelo computacional que permita capturar de forma precisa y aceptable el comportamiento exhibido por las conexiones durante los ensayos y su implementación en el proceso de diseño.
- Explorar la modelación por etapas constructivas que brinda los softwares de CSI (SAP 200 y ETABS) para mejorar el análisis de edificios prefabricados.
- Estudio más detallado de los muros que emplean tendones postensados no adheridos y dispositivos de disipación de energía, para ser implementados en Chile.
- Revisión de la propuesta de lineamientos y su aplicación a edificios de mayor altura.

BIBLIOGRAFÍA

- ACHISINA (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica) (2017). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Un Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño de Edificios*, Santiago, Chile.
- ACI (American Concrete Institute). (2001). "Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures." *ACI 550.1R-01*, Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (American Concrete Institute) (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (Versión en español y en sistema métrico SI)*, Farmington Hills, MI, USA.
- Bournas, D. A., Negro, P., & Taucer, F. F. (2014). "Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening." *Bull Earthquake Eng*, 12(5), 2383–2404.
- CAE (Centre for Advanced Engineering) (1999). *Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings*, Christchurch N.Z.
- Campusano, D., & Cortés, D. (2012). "Experiencia y lecciones del comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón." *Mw = 8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010*, M. O. Moroni Yadlin, ed., Universidad de Chile, Santiago de Chile, 241–270.
- Corney, S. R., Henry, R. S., & Ingham, J. M. (2014). "Performance of precast concrete floor systems during the 2010/2011 Canterbury earthquake series." *Magazine of Concrete Research*, 66(11), 563–575.
- CSI (Computers & Structures, Inc.) (2017). *CSI: Analysis Reference Manual*, Berkeley, CA, USA.
- fib (fédération internationale du béton) (2003). *Seismic design of precast concrete building structures - State-of-art report*, Lausanne Switzerland.
- FIP (Fédération internationale de La précontrainte) (1994). *Planning and design handbook on precast building structures*, SETO, London.
- Fleischman, R. B., Restrepo, J. I., Pampanin, S., Maffei, J. R., Seeber, K., & Zahn, F. A. (2014). "Damage Evaluations of Precast Concrete Structures in the 2010–2011 Canterbury Earthquake Sequence." *Earthquake Spectra*, 30(1), 277–306.
- Han, W., Zhao, Z., & Qian, J. (2019). "Global experimental response of a three-story, full-scale precast concrete shear wall structure with reinforcing bars spliced by grouted couplers." *PCI Journal*, 64(1), 65–80.
- Holden, T., Restrepo, J. I., & Mander, J. B. (2003). "Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls." *J. Struct. Eng.*, 129(3), 286–296.
- Hormipret. (2017). "Catálogo AlveoLosa." <https://www.hormipret.cl/admin/imagenes/producto/16_05_2019_14_13_52_1245947184.pdf>.
- ICH (Instituto del Cemento y del Hormigón). (2017). "Sistemas de Prefabricación seguirán creciendo en Chile: Entrevista a Augusto Holmberg, gerente general del ICH." <<https://ich.cl/prefabricados/noticias-prefabricado/sistema-de-prefabricacion-seguiran-creciendo-en-chile/>> (Jan. 7, 2020).
- INN (Instituto Nacional de Normalización - Chile). (2009). "Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso." *NCh1537 Of2009*, Santiago, Chile.
- INN (Instituto Nacional de Normalización - Chile). (2010). "Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas." *NCh3171.Of2010*, Santiago, Chile.
- INN (Instituto Nacional de Normalización - Chile). (2012). "Diseño sísmico de edificios." *NCh 433.Of1996-Mod. 2012*, Santiago, Chile.

- Kurama, Y. C., Sritharan, S., Fleischman, R. B., Restrepo, J. I., Henry, R. S., Cleland, N. M., Ghosh, S. K., & Bonelli, P. (2018). "Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art." *J. Struct. Eng.*, 144(4), 0311800 1-18.
- Magliulo, G., Ercolino, M., Petrone, C., Coppola, O., & Manfredi, G. (2014). "The Emilia Earthquake: Seismic Performance of Precast Reinforced Concrete Buildings." *Earthquake Spectra*, 30(2), 891–912.
- Mancini, F. (2016). *Análisis Crítico de la Aplicación de la Norma Nch 2369 Of. 2003 en las Estructuras Prefabricadas de Hormigón y el Comportamiento Observado en el Terremoto del 27 de febrero de 2010*, Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Massone, L., & Rojas, F. (2012). "Comportamiento de Edificios de Hormigón Armado." *Mw = 8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010*, M. O. Moroni Yadlin, ed., Universidad de Chile, Santiago de Chile, 167–185.
- MCCABE (Modular Construction Codes Board) (2017). *"Handbook for the Design of Modular Structures"*, Monash University, Melbourne, Australia.
- MINVU (Ministerio de Vivienda y Urbanismo) (2011). *Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado: DS 60-2011 (V. y U.)*.
- MOP (Ministerio de Obras Públicas). (2018). *Manual de Carreteras / Vol. 3: Instrucciones y Criterios de Diseño*, Santiago, Chile.
- Moroni Yadlin, M. O., ed. (2012). *Mw = 8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010*, Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- NIST (National Institute of Standards and Technology) (2017). *Seismic Design of Precast Concrete Diaphragms: A Guide for Practicing Engineers NEHRP, Seismic Design Technical Brief No. 13*, Gaithersburg, MD.
- PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute) (2004). *PCI design handbook: Precast and prestressed concrete, MNL 120-04*, Chicago, USA.
- Seifi, P., Henry, R. S., & Ingham, J. M. (2016). "Panel Connection Details in Existing New Zealand Precast Concrete Buildings." *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 49(2), 190–199.
- Seifi, P., Henry, R. S., & Ingham, J. M. (2017). *"Seismic Behaviour of Metal Duct Connections in Precast Concrete Panels"*, 16th World Conference on Earthquake Engineering, International Association of Earthquake Engineering, Tokyo, Japón, 2017.
- Standards New Zealand. (2006a). "Concrete Structures Standard. Part 1: The Design of Concrete Structures." *NZS 3101.1*, Wellington, NZ.
- Standards New Zealand. (2006b). "Concrete Structures Standard. Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures." *NZS 3101.2*, Wellington, NZ.
- Suquillo, B. (2017). *Validación de los Límites para Distintos Niveles de Desempeño en Edificios con Muros de Hormigón Armado (Typical Chilean RC Building)*, Tesis para Optar al Grado de Magíster, Universidad de Chile.
- Xu, G., Wang, Z., Wu, B., Bursi, O. S., Tan, X., Yang, Q., & Wen, L. (2017). "Seismic performance of precast shear wall with sleeves connection based on experimental and numerical studies." *Engineering Structures*, 150, 346–358.

ANEXOS

ANEXO A: Propuesta de Lineamientos de Diseño para Edificios de Muros de Hormigón Prefabricado que Emulan el Comportamiento de Estructuras Construidas In-Situ

A.1. Introducción

La presente propuesta de lineamientos se enfoca en el diseño de edificios de hormigón prefabricado que intentan emular el comportamiento de edificios construidos in-situ, de estructuración típica chilena, cuyo sistema resistente de fuerzas laterales y verticales es esencialmente un sistema de muros con vigas y losas. Para lograr esto, las conexiones deben diseñarse como conexiones “fuertes”, es decir que deben ser diseñadas siguiendo un diseño por capacidad el que asegura que los mecanismos de disipación de energía ocurran fuera de la región de conexión (Standards New Zealand 2006a).

Por lo anterior, se adopta la misma filosofía de diseño sísmico que establece el ACI 318S-14 (ACI 2014), la que postula que *“una estructura de hormigón construida en obra responda en el rango no lineal cuando sea sometida a movimientos del terreno del nivel de diseño, con una disminución de su rigidez y un aumento de su capacidad de disipación de energía, pero sin reducción de su resistencia crítica”*.

La propuesta de lineamientos de diseño se construye consultando las siguientes fuentes:

- Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures, ACI 550.1R-01 (ACI 2001)
- Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-14): Versión en español y en sistema métrico SI (ACI 2014)
- Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings (CAE 1999)
- Planning and design handbook on precast building structures (FIP 1994)
- Seismic design of precast concrete building structures - State-of-art report (fib 2003)
- Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigón Armado: DS 60-2011 (V. y U.) (MINVU 2011)
- PCI design handbook: Precast and prestressed concrete, MNL 120-04 (PCI 2004)
- Concrete Structures Standard. Part 1 y 2: The Design of Concrete Structures y Comentario. NZS 3101, (Standards New Zealand 2006a, 2006b).

Todos los requisitos y sus comentarios que componen los lineamientos son elaborados a través de un proceso de comparación de las fuentes, revisando las similitudes y diferencias que postulaba cada fuente sobre el requisito propuesto. No todos los requisitos y sus comentarios utilizan todas las fuentes, ya que algunas fuentes se enfocan más en algunos tópicos que en otros, además porque se debe mantener coherencia y la filosofía de diseño en los lineamientos.

La mayoría de los requisitos y comentarios de la propuesta de lineamientos, se elaboran utilizando como base las disposiciones sobre hormigón prefabricado que se establecen a través del Código ACI 318S-14, incorporando las adecuaciones a las cláusulas del ACI 318S-08 realizadas por el DS 60-2011 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo a las cláusulas equivalentes de la edición 2014.

Estos requisitos se comparan con lo dispuesto en la normativa de Nueva Zelanda, NZS 3101-2006, prevaleciendo los requisitos más conservadores, siempre y cuando estén acorde a la práctica nacional. En el caso que la normativa NZS 3101-2006 estableciera requisitos no contemplados en el ACI 318S-14, estos se incluyen en la propuesta de lineamientos, si estos son congruentes con el resto de los requisitos y siguen la filosofía de diseño establecida.

Las fuentes empleadas, distintas a las normas ACI y NZS, se utilizan para complementar los requisitos establecidos en esta normativa, en los tópicos que estas no abarcan como es el caso de algunas disposiciones para el análisis, modulación, diseño de conexiones y materiales. Además, estas fuentes son empleadas para enriquecer los comentarios con conceptos o con información adicional para contextualizar y explicar mejor el requisito.

A.2. Estructura de los lineamientos

Los lineamientos se dividen en dos componentes principales: Requisito y Comentario. Los requisitos establecen las disposiciones mínimas que deben cumplir las estructuras de hormigón prefabricado para el análisis estructural, diseño de elementos y conexiones, modulación y materiales, para obtener un desempeño similar a las estructuras de hormigón construidas in-situ; en cambio, los comentarios tienen como propósito brindar claridad conceptual a los requisitos, citar las fuentes que dan origen al requisito y al comentario, y brindar fuentes de consulta para ampliar lo dispuesto en el requisito y/o comentario.

El contenido de los lineamientos se compone de cinco secciones principales:

1. Sección 1 – Análisis Estructural
2. Sección 2 – Diseño de Elementos Estructurales
3. Sección 3 – Modulación
4. Sección 4 – Conexiones
5. Sección 5 – Materiales

Esta disposición de los lineamientos permite seguir su lectura acorde al proceso general de diseño que se ilustra en la Figura A.1. Este procedimiento de diseño se basa en el proceso de diseño descrito en el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001) para estructuras de hormigón prefabricado con conexiones emulativas.

Las secciones 2, 3 y 4 de la propuesta poseen requisitos específicos para los elementos que componen los edificios de hormigón armado de estructuración típica chilena: muros, vigas, sistemas de piso y diafragmas, además de disposiciones transversales para todos estos elementos y de forma general para el edificio.

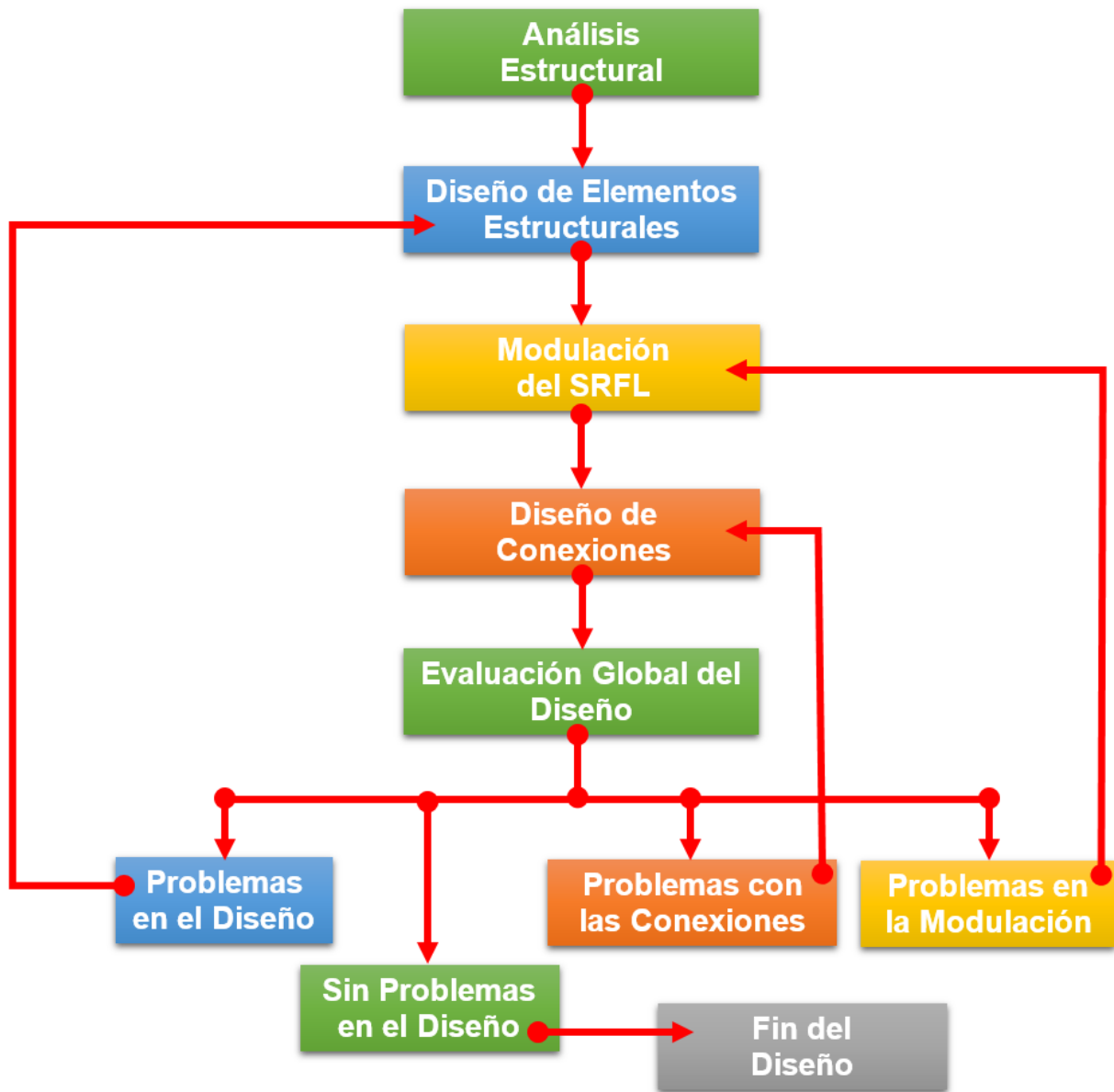


Figura A. 1: Proceso general de diseño para estructuras de hormigón prefabricado que emulan el comportamiento del hormigón in-situ.

Fuente: Elaboración propia

A.3. Sección 1 – Análisis Estructural

REQUISITO

1.1 Generalidades

1.1.1 - El análisis estructural de los edificios de muros de hormigón prefabricado cuando emulan el comportamiento de estructuras de hormigón construido in-situ, debe realizarse de manera similar al realizado a estas últimas, salvo en situaciones puntuales establecidas en estos lineamientos.

1.1.2 - Los módulos de hormigón prefabricado, además de los estados de carga establecidos para la construcción in-situ, deben ser analizados en los siguientes estados de carga:

- Fabricación y desmoldaje
- Transporte
- Almacenaje
- Izado
- Colocación

Las cargas, propiedades de los materiales y condiciones de apoyo de los módulos consideradas en el análisis deben ser congruentes con las condiciones reales a las que se verá sometido el elemento.

1.2 Normativa Aplicable

1.2.1 – El análisis estructural debe ser realizado utilizando la normativa nacional relacionada, entre las que se incluye, pero no se limita a:

- NCh433 más el Decreto Supremo N° 61 – 2011 - Diseño Sísmico de Edificios
- NCh1537 Diseño Estructural: Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso
- NCh3171 Diseño estructural: Disposiciones generales y combinaciones de cargas
- ACI318S-14 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios.
- Decreto Supremo N°60 – 2011 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo: Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado.

COMENTARIO

C1.1 Generalidades

C1.1.1 - Según el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001), en cuanto al análisis estructural, las estructuras de hormigón construido in-situ (EHCIS) difiere de las estructuras de hormigón prefabricado emulativas (EHPE) en las etapas de carga adicionales que los elementos requieren en cuanto a fabricación, transporte y colocación, pero en la etapa de servicio de la estructura, se espera que ambas tengan comportamientos similares, por lo que el análisis es casi similar.

En cuanto a las conexiones que son otro punto de diferencia entre estos sistemas, las EHPE deben emular el comportamiento de las EHCIS, que se traduce que las conexiones de los elementos prefabricados deben comportarse de manera similar a las juntas constructivas que le dan continuidad a la estructura durante la construcción.

C1.1.2 – Este requisito se basa en el numeral *4.12.1.1* del ACI 318S-14 (ACI 2014).

La carga que por lo general se aplica en estas etapas es el peso propio del elemento, pero durante el almacenaje se puede ver sometido también al peso de otros módulos.

En cuanto a las condiciones de apoyo, los módulos se consideran simplemente apoyados, en dos o más apoyos, dependiente del tamaño del módulo y la etapa de análisis.

Las propiedades de los materiales deben ser consideradas, especialmente del hormigón, si los módulos prefabricadas son manipuladas antes de que se alcance el 100% de la capacidad resistente.

El PCI Design Handbook (PCI 2004) contiene un capítulo dedicado completamente al análisis estructural en estas etapas.

C1.2 Normativa aplicable

C1.2.1 – Se debe utilizar la normativa oficial, a menos que existan versiones más recientes y que incorporen metodologías y prescripciones más acorde con el estado del arte y que estén basados en ensayos, modelos y experiencias recientes al momento de aplicar estos lineamientos.

1.3 Consideraciones Especiales

1.3.1 – Las conexiones deben ser diseñadas como conexiones “fuertes”, por lo cual se requiere realizar análisis adicionales, a los realizados para estructuras construidas in-situ, para asegurar este comportamiento.

1.3.2 – El análisis debe considerar los efectos de los cambios volumétricos, principalmente para el diseño de las conexiones.

1.3.3 – Se debe considerar como diafragma el afinado de piso compuesto construido en sitio sobre losas prefabricadas, siempre y cuando se cumplan las condiciones necesarias que permitan la adherencia de ambos componentes.

1.3.4 – En el análisis se debe tomar en cuenta la flexibilidad del diafragma.

1.3.5 – Las piezas de losas prefabricadas deben ser analizadas como losas en una dirección simplemente apoyadas, considerando todas las combinas de carga vertical más críticas en las distintas etapas de construcción.

1.3.5.1 – Se excluye de esta disposición, con relación a los apoyos, a las losas que se encuentren en voladizo, las cuales deben analizarse con apoyo fijo en su extremo.

C1.3 Consideraciones Especiales

C1.3.1 – Las conexiones “fuertes”, cuando se trata de EHPE, son aquellas que son protegidas por un enfoque de diseño por capacidad el cual asegura que los mecanismos de disipación de energía ocurran fuera de la región de conexión (Standards New Zealand 2006a).

Los análisis que se realicen en la zona de conexión deben basarse en métodos racionales y congruentes para conocer la distribución de fuerzas que se generaran en estas zonas, identificando posibles formas de falla y generando una trayectoria de carga continua a través de la conexión.

C1.3.2 – La restricción del flujo plástico, la retracción y las deformaciones por cambio de temperatura pueden causar grandes tensiones en los elementos de hormigón prefabricado y sus conexiones. Si estas tensiones se desarrollan debido a conexiones rígidas, deben considerarse en el diseño. Por lo general, es mucho mejor si la conexión permite que se produzca algún movimiento, aliviando así estas tensiones inducidas por la tensión del cambio de volumen (PCI 2004).

C1.3.3 – Las condiciones de adherencia son aquellas que permiten transferir el cortante horizontal entre ambos componentes, generando la acción compuesta.

Los requisitos de diseño difieren para los diafragmas si se consideran compuesto o no.

C1.3.4 – A diferencia de las EHCIS, la suposición de que la losa de piso actúa como un diafragma rígido no es siempre verdadera para el caso de las EHPE. Aunque estos lineamientos pretenden que se cumpla esta condición, es recomendable verificarla. Un diafragma se puede asumir como rígido cuando la deformación lateral del diafragma es menor que el doble de la deriva de entrepiso promedio en el nivel en estudio, determinado a través de un análisis elástico para las fuerzas sísmicas de diseño en el estado limite ultimo (CAE 1999).

C1.3.5 – Por naturaleza, las losas prefabricadas se diseñan como losas en una dirección ya que son piezas cuya luz siempre será mucho mayor que su ancho, lo que genera que la flexión en el sentido transversal sea despreciable.

En cuanto a las condiciones de apoyo, las piezas se diseñan como simplemente apoyadas y en el caso de que se necesite definir un apoyo continuo o fijo, los momentos negativos que se generen deben ser tomados por el refuerzo de anclaje del afinado de piso y además se deberá reforzar la zona de apoyo (PCI 2004).

C1.3.5.1 – Las losas en voladizo deben considerarse desde el principio del análisis como empotradas y tomar las consideraciones necesarias para el diseño de la zona de apoyo y tomando en cuenta los momentos negativos resultantes.

A.4. Sección 2 – Diseño de Elementos Estructurales

REQUISITO

2.1 Generalidades

2.1.1 – Los elementos de hormigón prefabricado diseñados de acuerdo con estos lineamientos intentan emular el comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón fabricado in-situ.

2.1.2 – El diseño de los elementos prefabricado debe considerar las condiciones de carga de las etapas de análisis establecidas en 1.1.2.

2.1.3 – El cálculo de la resistencia nominal de las secciones de los miembros, debe realizarse aplicando los requisitos del “Capítulo 22: Resistencia De Las Secciones De Los Miembros” del código ACI 318S-14, a menos que se indique lo contrario en estos lineamientos.

2.1.4 – El factor de reducción de resistencia aplicable, Φ , para el cálculo de la resistencia de diseño de la sección, está dado en el “Capítulo 21: Factores De Reducción De Resistencia” del código ACI 318S-14.

2.1.5 – Los elementos de hormigón prefabricado preesforzado y no preesforzado fabricados bajo condiciones de control de planta deben tener un recubrimiento de hormigón especificado para el refuerzo, ductos y accesorios de los extremos no menor al dado en la *Tabla 2.1.5*.

COMENTARIO

C2.1 Generalidades

C2.1.1 – En el capítulo 18 del ACI318S-14 (ACI 2014) se establece la filosofía de diseño sísmico, la que postula que una estructura de hormigón construida en obra responderá en el rango no lineal cuando sea sometida a movimientos del terreno del nivel de diseño, con una disminución de su rigidez y un aumento de su capacidad de disipación de energía, pero sin reducción de su resistencia crítica. Esta misma filosofía de diseño es la que se intenta replicar en las estructuras de hormigón prefabricado que se detallan en estos lineamientos.

C2.1.2 – Este requisito se basa en el numeral 4.12.1.1 del ACI318S-14.

C2.1.3 – Los requisitos del “Capítulo 22: Resistencia De Las Secciones De Los Miembros” del código ACI318S-14, aplicable a los elementos de hormigón prefabricado incluyen, pero no se limitan a:

- a) Resistencia a flexión.
- b) Resistencia axial o resistencia a flexión combinada con resistencia axial.
- c) Resistencia a cortante en una dirección
- d) Aplastamiento.
- e) Cortante por fricción

C2.1.4 – Este requisito se basa en el numeral 22.1.3 del ACI318S-14.

C2.1.5 – Este requisito se basa en el numeral 20.6.1.3.3 del ACI318S-14 con las adecuaciones realizadas en el DS 60-2011 (MINVU 2011) específicamente en el numeral 7.7.3.

Adicionalmente el DS 60– 2011 en la “sección 7.7: Protección de Concreto para el refuerzo” define las condiciones ambientales y de vaciado del hormigón como:

- a) Condiciones ambientales severas:
 - i. Interior de edificios donde la humedad es alta (cocinas industriales, saunas, lavanderías. No se aplica a recintos habitados).
 - ii. Zonas donde se produce escurrimiento de agua (jardines, balcones).
 - iii. Condiciones atmosféricas industriales o marítimas adversas.
- b) Condiciones ambientales normales: condiciones no incluidas en la categoría de condiciones severas.

Tabla 2.1.5: Recubrimiento especificado de hormigón para elementos prefabricados, preesforzados y no preesforzados, fabricados bajo condiciones de planta

Exposición del hormigón	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm	
			Condiciones Normales	Condiciones severas
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Muros	Barras Ø44 y Ø56, tendones con diámetro mayor de 40 mm	40	40
		Barras Ø36 y menores, tendones y torones con diámetro 40 mm y menores	20	20
	Todos los demás	Barras Ø44 y Ø56, tendones con diámetro mayor de 40 mm	50	50
		Barras Ø18 hasta Ø36, tendones y torones mayores de 16 mm hasta 40 mm de diámetro	30	40
		Barra Ø16, tendones y torones con diámetro 16 mm y menores	20	30
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, nervaduras y muros	Barras Ø44 y Ø57, tendones con diámetro mayor de 40 mm	30	30
		Tendones y torones con diámetro 40 mm y menores	20	20
		Barras Ø36 y menores	15	15
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Refuerzo principal	El mayor de d_b y 15 mm y no necesita ser mayor de 40 mm	El mayor de d_b y 15 mm y no necesita ser mayor de 40 mm
		Estribos, zunchos y estribos cerrados de confinamiento	10	10
	Cascaras y placas plegadas	Tendones de pretensado	20	20
		Barras Ø18 y mayores	15	15
		barras Ø16, alambres de 16 mm y menores	10	10

2.1.6 – Los elementos deben ser diseñados y detallados teniendo en cuenta que la estructura será dividida en módulos que cumplan con lo especificado en la “Sección 3: Modulación”.

2.1.7 – Las conexiones entre módulos y entre elementos y la fundación deben cumplir con lo dispuesto en la “Sección 4: Conexiones”.

2.2 Diseño de Muros

2.2.1 – Los paneles de muros estructurales especiales deben cumplir con todos los requisitos de la Sección 18.10 del código ACI 318S-14 con las adecuaciones realizadas el Sección 21.9 del DS 60-2011.

2.2.2 – Los machones de muro deben diseñarse de acuerdo con lo establecido en la Sección 18.10.8 del código ACI 318S-14

2.3 Diseño de Vigas

2.3.1 – Las vigas deben diseñarse con conexiones fuertes según lo dispuesto en 1.3.1.

C2.2 Diseño de Muros

Esta sección se basa en los numerales 18.5.2.3 y 18.11.2.1 del ACI318S-14.

C2.3 Diseño de Vigas

2.3.2 – Las vigas deben cumplir con todos los requisitos de la *Sección 18.6* del código ACI 318S-14

2.3.3 – La luz libre l_n no debe ser menor que **4d**. Este requisito aplica a los segmentos entre las zonas donde se pretende que la fluencia por flexión ocurra debido a los desplazamientos de diseño.

2.3.4 – Cuando las vigas sean utilizadas como vigas de acople, están deben cumplir con todos los requisitos de la *Sección 18.10.7* del código ACI 318S-14 con las adecuaciones realizadas en la *sección 21.9.7* del DS 60-2011.

2.4 Diseño de Diafragmas y Sistemas de piso

2.4.1 – Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga.

2.4.2 – Los diafragmas deben ser diseñados como diafragmas rígidos de respuesta elástica ante cargas sísmicas. Las fuerzas para el diseño de los diafragmas deben ser incrementada a través del factor de sobrerresistencia de la estructura (Ω_o) para cumplir este requisito.

2.4.3 – Tipos de diafragmas permitidos

2.4.3.1 – Se permite el uso como diafragma de un afinado de piso compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricados siempre y cuando el afinado de piso construido en sitio se refuerce y la superficie del hormigón previamente endurecido sobre la cual se coloca el afinado de piso esté limpia, libre de lechada y se haya hecho rugosa intencionalmente.

C2.3.2 – Este requisito se basa en el numeral *18.9.2.2 (a)* del ACI318S-14.

C2.3.3 – Este requisito se basa en el numeral *18.9.2.2 (b)* del ACI318S-14.

C2.4 Diseño de Diafragmas y Sistemas de piso

C2.4.1 – Este requisito se basa en el numeral *12.3.1.1* del ACI318S-14.

Para los diafragmas conformados por losas compuestas de afinado de piso y miembros prefabricados, el espesor de todo el diafragma debe ser suficiente para resistir dichas acciones. Para losas con afinado de piso no compuestas, el espesor del afinado de piso construido en sitio por si solo debe ser suficiente para resistir esas acciones.

C2.4.2 – Para diseño sísmico, la necesidad de diafragmas elásticos se basa primeramente en el deseo de evitar fallas no dúctiles en el sistema de piso, debido a que esta región de la estructura típicamente no está provista de detallamiento especial. Además el diseño sísmico está concebido para que la disipación de energía y ductilidad ocurra en el sistema resistente de fuerzas laterales, lo que no sería válido para edificios con diafragmas inelásticos (fib 2003).

En ASCE (2017) se definen tres opciones de diseño para diafragmas: Opción de Diseño Elástica (EDO), Opción de Diseño Básica (BDO) y Opción de Diseño Reducida (RDO). Lo dispuesto en este requisito se rige por lo establecido para la Opción de Diseño Básica (BDO), esta opción busca mantener el diafragma elástico con el sismo de diseño, mientras permite comportamiento inelástico controlado en el Sismo Máximo Considerado. La BDO es permitida para niveles de demanda sísmica baja y moderada, pero cuando es utilizada en el nivel de demanda sísmica alta, se pueden penalizar las fuerzas de diseño incrementándolas en 15%, en lugar de usar del Ω_o (NIST 2017).

C2.4.3 – Tipos de diafragmas permitidos: Esta sección y sus comentarios se basa en los numerales *18.12.4* y *18.12.5* del ACI318S-14.

C2.4.3.1 – Se requiere de un afinado de piso adherido de manera que el sistema de piso o cubierta pueda proporcionar una restricción contra el pandeo de la losa. Se requiere refuerzo para asegurar la continuidad de la fuerza cortante a través de las juntas del prefabricado. Los requisitos de conexión se introducen para incentivar un sistema completo con las transferencias de cortante necesarias.

2.4.3.2 – Se permite que un afinado de piso no compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado sirva como diafragma estructural siempre y cuando el afinado de piso de losa construido en sitio actuando por sí mismo este diseñado y detallado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

2.4.3.3 – Se permite el uso de diafragmas sin afinado de piso, siempre y cuando, a través de métodos analíticos y/o experimentales, se demuestre que el comportamiento global del diafragma y sus conexiones cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia establecidos en estos lineamientos.

2.4.4 – Espesor mínimo de afinado de piso

2.4.4.1 – Los diafragmas de piso y cubierta deben tener un espesor no menor al requerido para los elementos de piso y de cubierta.

2.4.4.2 – Los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de **50 mm**.

2.4.4.3 – Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o cubierta prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que **65 mm**.

2.4.4.4 – El espesor del afinado de piso debe considerar el recubrimiento mínimo del refuerzo, tanto del distribuido y del perimetral, así como de los traslapes que puedan ocurrir.

2.4.4.5 – Cuando se posea refuerzo para transferencia de cortante horizontal, según lo dispuesto en 4.8, los espesores mínimos para afinado de piso de hormigón de densidad normal con una resistencia a la compresión de al menos **25 MPa** en el que se pueden anclar los estribos, amarres o espirales con un recubrimiento de **20 mm** se establecen en la tabla 2.4.4.5.

C2.4.3.2 – No se requiere de una acción compuesta entre el afinado de piso y los elementos prefabricados del piso, siempre y cuando el afinado de piso sea diseñado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

C2.4.3.3 – El ACI318S-14 no contiene disposiciones para diafragmas sin afinado de piso para Categorías de Diseño Sísmico “D” (categoría designada para Chile según el DS 60-2011), sin embargo, existen estudios que describen otras soluciones para el uso de piezas prefabricados en diafragmas. Ren & Naito (2013) presentan una base de datos del desempeño de varios conectores empleados en diafragmas prefabricados.

C2.4.4 – Espesor mínimo de afinado de piso

C2.4.4.1 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 12.3.1.2 del ACI318S-14.

Además de los requisitos para resistir las fuerzas en el plano, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los requisitos aplicables para el espesor de la losa.

C2.4.4.2 – Este requisito se basa en los numerales 18.12.6.1 del ACI318S-14 y 13.3.7.2(a) del NZS 3101.1:2006 (Standards New Zealand 2006a).

C2.4.4.3 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 18.12.6.1 del ACI318S-14.

Se requiere de losas más gruesas cuando el afinado de piso no actúa en forma compuesta con el sistema prefabricado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

C2.4.4.4 – Este requisitos se basa en el numeral C13.3.7.2 del NZS 3101.2:2006 (Standards New Zealand 2006b).

La continuidad a flexión, lograda por medio de barras de refuerzo colocadas en el afinado de piso de hormigón en los extremos de las losas de hormigón prefabricado, requiere un espesor adecuado del hormigón del afinado de piso en el cual se colocan las barras y se mantiene el recubrimiento mínimo. La experiencia muestra que las barras de 16 mm de diámetro se pueden anclar de manera efectiva en una capa de 65 mm de espesor, pero se requiere investigaciones adicionales para determinar los límites de diseño seguro para el tamaño de la barra y el espesor del recubrimiento (CAE 1999).

C2.4.4.5 – Este requisito se basa en el numeral 18.5.5.1 del NZS 3101.1:2006.

Tabla 2.4.4.5: Espesores mínimos para afinado de piso para anclar los estribos, amarres o espirales

Diámetro de estribos, amarres o espirales	Espesor mínimo de afinado de piso (mm)
Ø6	50
Ø10	75
Ø12	90
Ø16	105

Si se requiere un recubrimiento de más de 20 mm, el espesor del afinado de piso indicado anteriormente se incrementará en la cantidad de recubrimiento adicional.

2.4.5 – Refuerzo

2.4.5.1 – La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con las cantidades de refuerzo requeridas por temperatura y retracción, establecidas en el código ACI318S-14.

2.4.5.2 – Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en el afinado de piso colocado sobre elementos de piso y cubierta prefabricados, los alambres paralelos a las juntas entre elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de **250 mm** centro a centro.

2.4.6 – Resistencia al Corte y Flexión

2.4.6.1 – La resistencia nominal al corte, V_n en diafragmas estructurales no debe exceder lo establecido en las ecuaciones 2.4.6.1 (a) y 2.4.6.1 b):

$$V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (2.4.6.1 \text{ (a)})$$

$$V_n = 0.66A_{cv}\sqrt{f'_c} \quad (2.4.6.1 \text{ (b)})$$

Donde λ está dado en el numeral 19.2.4.2 del ACI318S-14.

A_{cv} se calcula usando solamente el espesor del afinado de piso para los diafragmas formados por afinado de piso no compuesto y por el espesor combinado de los miembros prefabricados y el afinado colocado en sitio para los diafragmas de afinado de piso compuesto.

C2.4.5 – Refuerzo: Estos requisitos y sus comentarios se basan en el numeral 18.12.7.1 del ACI318S-14.

C2.4.5.1 – Los requisitos para el refuerzo de retracción y temperatura se encuentran en la sección 24.4 del ACI318S-14.

C2.4.5.2 – El requisito de espaciamiento mínimo para refuerzo electrosoldado de alambre en los afinados de piso de sistemas de piso prefabricados tiene por objeto evitar la fractura del refuerzo distribuido durante un sismo. Las fisuras en el afinado de piso se abren precisamente sobre la junta entre las alas de los miembros prefabricados adyacentes, y los alambres que cruzan esas fisuras están restringidos por los alambres transversales. Por lo tanto, toda la deformación asociada con la fisuración debe acomodarse en una distancia no mayor que el espaciamiento de los alambres transversales. Se requiere de un espaciamiento mínimo de 250 mm para los alambres transversales con el fin de reducir la posibilidad de rotura de los alambres que cruzan las fisuras críticas durante el sismo de diseño. Los requisitos de espaciamiento mínimo no se aplican a los diafragmas reforzados con barras individuales debido a que las deformaciones unitarias se distribuyen en una longitud mayor.

C2.4.6 – Resistencia al Corte y Flexión

Estos requisitos y sus comentarios se basan en las secciones 18.12.8, en el caso de la resistencia a flexión, y 18.12.9, en el caso de la resistencia al corte, del ACI318S-14.

C2.4.6.1 – El refuerzo de losa distribuido, ρ_t usado para calcular la resistencia a cortante del diafragma en la ecuación (2.4.6.1 (a)) está ubicado perpendicularmente al refuerzo a flexión sistema de piso (losa prefabricada). La ecuación (2.4.6.1 (b)) limita la resistencia máxima a cortante del diafragma.

Además de cumplir con los requisitos de 2.4.6.1, los afinados de piso colocados en sitio que actúan como diafragmas deben cumplir con 2.4.6.2 y 2.4.6.3

Para los diafragmas formados por afinado de piso compuesto, el valor de f'_c usado para determinar V_n no se debe exceder el menor del f'_c de los miembros prefabricados y el f'_c del afinado de piso.

2.4.6.2 – Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos, o con afinado de pisos compuesto, V_n no debe exceder

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (2.4.6.2)$$

Donde A_{vf} es el área total del refuerzo para cortante por fricción colocada dentro del afinado de piso, incluyendo los refuerzos distribuidos y de borde, que estén orientado perpendicularmente a las juntas del sistema prefabricado y el coeficiente de fricción, μ es 1.0λ , donde λ está dado en el numeral 19.2.4.2 del ACI318S-14.

Por lo menos la mitad de A_{vf} debe estar distribuida uniformemente a lo largo de la longitud del plano potencial de cortante. El área de refuerzo distribuido en el afinado de piso debe cumplir con 2.4.5.1 en cada dirección.

2.4.6.3 – Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos y con afinado de piso compuesto, V_n no debe exceder los límites máximos para cortante por fricción establecidos en 22.9: *Cortante por fricción* del código ACI 318S-14, con A_c calculado usando solamente el espesor del afinado de piso

2.4.6.4 – Los diafragmas y porciones de diafragmas deben diseñarse para flexión, de acuerdo con el Capítulo 12: Diafragmas del ACI318S-14. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

2.4.7 – Losas prefabricadas

2.4.7.1 – Los elementos de piso o cubierta prefabricados deben diseñarse como losas en una dirección, según lo dispuesto en 1.3.5.

2.4.7.2 – Para losas macizas no preesforzadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones

C2.4.6.2 – Los afinados de piso colocados en sitio en un sistema de piso o prefabricado tienden a sufrir fisuras de retracción, alineadas con las juntas entre miembros prefabricados adyacentes. Por lo tanto, los requisitos adicionales de resistencia a cortante para el afinado de piso que actúa como diafragma en 2.4.6.2 están basados en un modelo de cortante por fricción, y el plano de fisuración supuesto corresponde a las juntas del sistema prefabricado en el sentido de la dirección del cortante aplicado. El coeficiente de fricción, μ , en el modelo de cortante por fricción se toma igual a 1.0 para hormigón de peso normal debido a la presencia de estas fisuras de retracción.

Tanto el refuerzo distribuido como de borde en los afinados de piso puede ser considerado como refuerzo a cortante por fricción, A_{vf} .

Aunque el refuerzo de borde también resiste las fuerzas debidas a momento y cortante en el diafragma, la reducción en la resistencia a cortante por fricción en la zona de tracción es compensada por el aumento en la resistencia a cortante por fricción en la zona de compresión. Por lo tanto, el área del refuerzo de borde usada para resistir cortante por fricción no necesita ser sumada al área del refuerzo de borde usada para resistir fuerzas debidas a momento y fuerza axial.

El refuerzo de afinado de piso distribuido debe contribuir por lo menos con la mitad de la resistencia nominal a cortante. Se supone que las conexiones entre los elementos prefabricados no contribuyen a la resistencia a cortante del afinado de piso que actúa como diafragma.

C2.4.6.3 – Este requisito limita el cortante máximo que puede ser transmitido por cortante por fricción dentro de un afinado de piso que actúa como diafragma.

C2.4.6.4 – La resistencia a flexión de diafragmas se calcula usando las mismas suposiciones que para los muros, columnas o vigas.

Se debe considerar la influencia de las aberturas de la losa en la resistencia a flexión y cortante, incluyendo la evaluación de las secciones potencialmente críticas creadas por las aberturas.

C2.4.7 – Losas prefabricadas

C2.4.7.2 – Este requisito se basa en el numeral 7.3.1.1 del ACI318S-14.

grandes, el espesor total de la losa h no debe ser menor a $\ell/20$ y en el caso de voladizos a $\ell/10$, a menos que se cumpla con los límites para las deflexiones calculadas según la Sección 24.2 del código ACI318S-14.

2.4.7.3 – El espesor del afinado del piso puede incluirse en h cuando el afinado de piso se diseñe para que actúe como un elemento compuesto, según lo establecido en 2.4.3.1.

2.4.7.4 – Para losas compuestas no preesforzadas que cumplan con 2.4.7.2, no es necesario calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto deben investigarse, a menos que el espesor de la losa antes de que se vuelva compuesta también cumpla con 2.4.7.2.

2.4.7.5 – El diseño de las losas para la etapa de carga más crítica, según lo establecido en 2.1.2, debe cumplir los requisitos de las siguientes secciones del código ACI318S-14:

- Sección 7.4 – Resistencia requerida
- Sección 7.5 – Resistencia de Diseño
- Sección 7.6 – Límites del refuerzo
- Sección 7.7 – Detalles del refuerzo

2.4.7.6 – Para losas prefabricadas en una dirección y paneles de muro en una dirección prefabricados y preesforzados, no se requiere el refuerzo de retracción y temperatura en dirección perpendicular al refuerzo para flexión si se cumplen (a) hasta (c):

(a) Miembros prefabricados con anchos menores a 3.7 m.

(b) Miembros prefabricados que no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal.

(c) Refuerzo que no se requiere para resistir esfuerzos transversales de flexión.

Estos valores son para hormigón de peso normal y un $f_y=420$ MPa. Para f_y distintos, los valores mínimos deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

C2.4.7.3 – Este requisito se basa en el numeral 7.3.1.2 del ACI318S-14.

C2.4.7.4 – Este requisito se basa en el numeral 7.3.2.2 del ACI318S-14.

C2.4.7.6 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 24.4.3.5 del ACI318S-14.

En miembros de hormigón preesforzados prefabricados, de ancho no mayor a **3.7 m**, como losas alveolares, losas macizas o losas con nervaduras espaciadas cerca, usualmente no se necesita proporcionar refuerzo transversal para soportar esfuerzos de retracción y variación de temperatura en la dirección corta. Esto es generalmente cierto, también, para losas de piso y cubierta prefabricadas no preesforzadas. El ancho de 3.7 m es menor que aquel en el cual los esfuerzos por retracción y variación de temperatura pueden alcanzar una magnitud que requiera refuerzo transversal.

Adicionalmente, la mayor parte de la retracción se produce antes de que los miembros sean colocados en la

estructura. Una vez en la estructura final, usualmente, los miembros no están conectados en sentido transversal tan

rígidamente como el hormigón monolítico, y por esta razón los esfuerzos por restricción transversal debidos a retracción y variación de temperatura se reducen significativamente.

A.5. Sección 3 – Modulación

REQUISITO

3.1 Generalidades

3.1.1 – Los elementos de hormigón prefabricado deben ser divididos en módulos que cumplan con los criterios que se describen en esta sección.

3.1.2 – La modulación de los elementos de hormigón prefabricado debe ser optimizada con el fin de poder obtener al máximo las ventajas que esta metodología constructiva ofrece.

3.1.3 – Los módulos de elementos de hormigón prefabricado deben dimensionarse cumpliendo las restricciones que se plantean en 3.1.3.1 a 3.1.3.4

3.1.3.1 – Las dimensiones de los módulos deben ser acorde a la capacidad de manejo y fabricación de las plantas disponibles en el mercado.

3.1.3.2 – Las dimensiones y peso de los módulos prefabricados deben restringirse por razones de transporte, basándose en la normativa nacional sobre dimensiones y pesos máximos de los vehículos de transporte. Además, se debe analizar las restricciones específicas que impone la accesibilidad al sitio de construcción.

COMENTARIO

C3.1 Generalidades

C3.1.1 – La ingeniería del hormigón prefabricado necesita consideraciones de diseño únicas que no se requieren para la mayoría de los otros materiales de construcción. El diseñador debe considerar la fabricación, el manejo, el transporte y el montaje del producto, además del análisis y diseño de las cargas en el sitio. No es raro que estas condiciones sean los factores de control del diseño (PCI 2004).

C3.1.2 – Según el *PCI Design Handbook (PCI 2004)* el diseño de EHPE puede ser optimizado siguiendo los siguientes principios:

1. Maximizar el uso de dimensiones repetitivas y modulares para la estructuración y las dimensiones de los miembros.
2. Estandarizar los tamaños y localización de aberturas en los módulos.
3. Usar tamaños de módulos estándar que se encuentren localmente disponibles.
4. Minimizar la cantidad de tipos de módulos y sus tamaños.
5. Minimizar los patrones de reforzamientos en un tipo de elemento dado.
6. Minimizar los tipos de conexiones.
7. Considerar el tamaño y peso de los módulos para evitar costos adicionales asociados a la producción, transporte y construcción que conllevan módulos grandes y pesados.
8. Evitar el diseño de miembros y conexiones que requieran niveles de destreza y tolerancias que no son alcanzables bajo condiciones normales de trabajo de los productores y constructores.

C3.1.3 – El tamaño de los módulos de hormigón prefabricado está limitado en gran medida por las capacidades de fabricación de la planta, las condiciones de transporte desde la planta al sitio de construcción y el equipo disponible para el manejo y montaje en obra. (ACI 2001; PCI 2004).

C3.1.3.1 – Las plantas donde se fabrican los elementos prefabricados poseen capacidades de manejo y producción limitadas en cuanto a espacios físicos y para manipular los módulos, por lo que se deben revisar todas las alternativas al momento de seleccionar la planta a contratar que permita maximizar los tamaños de los módulos (PCI 2004).

C3.1.3.2 – En cuanto a las restricciones de transporte, se debe revisar las capacidades de las carreteras y puentes que se utilizaran para llevar los módulos desde la planta al sitio de obra, esto incluye: anchos de carril, radios de giro en curvas, alturas de pasos elevados, pesos permitidos, permisos especiales que se requieran por sobrepeso o de escoltas. Además de la disponibilidad de vehículos para realizar el transporte (PCI 2004).

3.1.3.3 – El peso y dimensiones de los módulos prefabricado debe limitarse a la capacidad de carga y manejo de las grúas disponibles en la industria y que puedan instalarse en el sitio de construcción del proyecto.

3.1.3.4 – Los módulos prefabricados deben poseer dimensiones que permitan su montaje de forma eficiente y continua, basándose en el equipo disponible en el mercado.

3.1.4 – En la modulación de los elementos prefabricados puede considerarse la distribución de las tensiones para la selección de las zonas de partición de los elementos.

3.1.5 – La modulación de los elementos prefabricados debe considerar la complejidad de las conexiones resultantes.

3.1.6 – Los módulos de hormigón prefabricado pueden estar constituidos por más de un elemento estructural, siempre que se consideren las restricciones de 3.1.3 y lo dispuesto en 3.1.5.

3.2 Modulación de Muros

3.2.1 – Los muros deben modularse considerando las restricciones descritas 3.1.3 a través de paneles rectangulares unidos entre sí y al resto de la estructura por medio de conexiones horizontales y verticales, diseñadas según lo dispuesto en 4.3.

Consideraciones adicionales se deberán tomar en cuenta si en el trayecto se requiere utilizar trasportes marítimos (MCCB 2017).

C3.1.3.3 – Las restricciones dadas por el sitio de construcción en cuanto a accesibilidad y espacio para la instalación de la grúa de manejo y montaje de los módulos prefabricados, limitan el tamaño y capacidad que podemos tener en la obra, lo que genera limitaciones en el peso y por ende en el tamaño de los módulos que podemos prefabricar (PCI 2004).

C3.1.3.4 – Los módulos de hormigón prefabricado al momento de su montaje deben estar apoyados provisionalmente mientras se construye la conexión, por lo que módulos muy grandes dificultan lo anterior, generando atrasos en la instalación como también riesgos a al personal involucrado (PCI 2004).

C3.1.4 – Considerar la distribución de tensiones en los elementos prefabricados para su modulación, ayuda a identificar las zonas donde los esfuerzos sean mínimos y así ubicar las conexiones en estos sitios. Esto permite que la resistencia requerida de las conexiones sea menor, generando conexiones más simples, con menos refuerzo, y con menor probabilidad de daño. Esto a la vez hace que se cumpla con el criterio de conexión fuerte establecido como filosofía de diseño en estos lineamientos, ya que la conexión se encontraría en zonas alejadas de los mecanismos de disipación de energía.

C3.1.5 – En las EHPE las conexiones son de suma importancia, por lo que al momento de realizar la modulación se debe tener en cuenta el diseño y comportamiento de las conexiones que unirán los módulos creados, sin perder de vista los criterios que rigen las conexiones (Ver *Sección 4: Conexiones*). En el caso que una opción de modulación genere diseños complicados y de difícil ejecución de la conexión, se deberá explorar otras opciones con el fin de simplificar su implementación.

C3.1.6 – Los módulos pueden estar compuestos de varios elementos estructurales distintos como por ejemplo vigas y muros o muros perpendiculares entre sí. Las limitaciones de transporte, manejo y montaje son las más restrictivas en este tipo de módulos debido a los tamaños y pesos que pudiesen llegar a tener.

Igualmente se debe considerar que conexiones se necesitaran para unir estos módulos con el resto de la estructura.

C3.2 Modulación de Muros

C3.2.1 – La modulación de los muros se realiza a través de su división de forma vertical y horizontal, limitando las dimensiones de los paneles resultantes por las restricciones de transporte, peso y montaje, descritos en 3.1.3 (fib 2003).

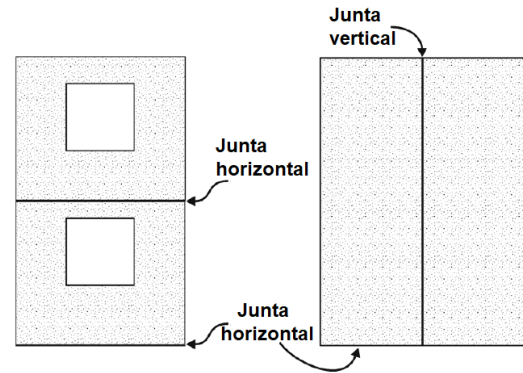


Fig. C3.2.1 – Ejemplos de división de muros. Adaptado de fib (2003)

3.2.2 – Horizontalmente los muros se deben dividir, preferiblemente, de tal manera que la altura del panel sea múltiplo de la altura total de entrepiso de la estructura.

3.2.3 – Verticalmente los paneles de muros se deben dividir considerando, además de las restricciones de 3.1.3, lo establecido en 3.1.4.

3.2.4 – Se debe preferir incluir en los paneles individuales las aberturas en los muros para asegurar una mejor integridad estructural.

3.3 Modulación de Vigas

3.3.1 – El largo de los módulos de vigas deben limitarse por las restricciones impuestas en 3.1.3,

3.3.2 – Las vigas se pueden dividir, preferiblemente, en los puntos de inflexión, donde los momentos son mínimos.

C3.2.2 – La elección de la altura del panel está limitado por las restricciones de 3.1.3, pero la selección de la altura de entrepiso como referencia permite un mejor plan de montaje, ordenado por nivel del edificio, sin generar atrasos por conexiones horizontales a mitad de la altura de piso.

Esto también permite utilizar la superficie superior de los módulos como zonas de apoyo para los elementos de losas, lo cual vuelve más eficiente el diseño.

C3.2.3 – Las conexiones verticales son construidas in-situ y diseñadas siguiendo un enfoque de diseño por capacidad, según lo dispuesto en 4.3.4. Por lo tanto, resulta económico y práctico seleccionar su ubicación basándose en el criterio de modulación por tensiones descrito en 3.1.4.

C3.2.4 – Las aberturas (puertas, ventanas, etc.) requieren a su alrededor un detallamiento especial, por lo que las conexiones que contengan este detallamiento se vuelven complicadas y dificultan su implementación en obra, en parte debido al congestionamiento de acero. Por lo anterior se recomienda que las aberturas sean parte integral del panel de muro prefabricado.

C3.3 Modulación de Vigas

C3.3.1 – Las vigas al ser elementos lineales, su sección transversal se selecciona basándose en el diseño estructural de la viga en general, por lo cual la dimensión a ser modulada es su largo o luz.

Lo anterior sin perjuicio de prefabricar parcialmente la sección transversal de la viga para ser completadas con hormigón in situ, como los ejemplos mostrados en Fig. C4.6.6.2(a) y C4.6.6.2(b), según los requerimientos de diseño.

C3.3.2 – Es natural seleccionar los puntos de inflexión como puntos para dividir las vigas y luego conectarlos para emular una construcción in situ (ACI 2001). La zona de conexión debe ser reforzada para resistir las fuerzas cortantes y momentos al que se someterá el elemento en esa sección, proporcionando un grado de sobre resistencia para evitar su falla, antes que en modulo prefabricado, cumpliendo con lo establecido en 4.4.

3.4 Sistema de piso

3.4.1 – La modulación y tipo de sistema de piso, además de las restricciones establecidas en 3.1, debe elegirse basándose en:

- a) Luz entre apoyos
- b) Cargas gravitacionales
- c) Peso propio de los elementos
- d) Espesor requerido
- e) Ancho disponible en la industria

C3.4 Sistema de piso

C3.4.1 – Las industrias de hormigón prefabricado poseen una gran variedad de sistemas de pisos presentados a través de catálogos con toda la información solicitada en 3.4.1, por lo cual es recomendable seleccionar el sistema basándose en las características propias del proyecto y de la oferta de la industria.

Los sistemas más empleados son:

- Losas macizas
- Losas alveolares (hollow core)
- Losas doble T
- Losas en U, para techos

A.6. Sección 4 – Conexiones

REQUISITO

4.1 Generalidades

4.1.1 – Las conexiones deben ser diseñadas para que su detallamiento y construcción se mantenga lo más simple posible.

4.1.2 – Se permite que las fuerzas sean transferidas por medio de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, apoyos, anclajes, conectores mecánicos, refuerzo de acero, afinados de piso reforzado, o combinación de estos métodos.

COMENTARIO

C4.1 Generalidades

El diseño de las conexiones es uno de los pasos más importantes en la ingeniería de estructuras prefabricadas de hormigón. El propósito de una conexión es transferir la carga y proporcionar estabilidad (PCI 1988).

El comportamiento general de una estructura prefabricada dependerá en gran medida del comportamiento de las conexiones. En este sentido, las conexiones deben considerarse parte esencial del sistema estructural. Las conexiones de hormigón prefabricado deben cumplir con una serie de criterios de diseño y desempeño. Su función principal es transferir fuerzas a través de las juntas para que se obtenga la interacción entre las unidades prefabricadas (FIP 1994).

C4.1.1 – Uno de los puntos más importantes en el diseño de conexiones es mantenerlas simples. La máxima economía de la construcción de hormigón prefabricado se logra cuando los detalles de la conexión se mantienen lo más simples posible, de manera consistente con un desempeño adecuado y facilidad de montaje. Además, las conexiones complejas son más difíciles de diseñar, elaborar y controlar y, a menudo, darán como resultado un mal ajuste en campo. Esto contribuye a un montaje lento y da un desempeño menos satisfactorio. (FIP 1994).

C4.1.2 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.1.1 del ACI318S-14.

Cuando se usan dos o más métodos de conexión para cumplir con los requisitos de transferencia de fuerzas, deben considerarse sus características carga-deformación individuales con el fin de confirmar que los mecanismos trabajan en conjunto como se espera (ACI 2014).

Según el “*Planning and design handbook on precast building structures*” (FIP 1994), los mecanismos básicos de transferencia de carga son:

- **Transferencia de fuerzas de compresión:** las fuerzas de compresión entre elementos adyacentes se pueden transferir a través de contacto directo, mortero u otro material de relleno en la junta, o a través de elementos de soporte.
- **Transferencia de fuerzas de tensión:** las fuerzas de tensión son transferidas entre elementos de hormigón por medio de varios tipos de conectores de acero. Los conectores pueden ser colocados para ser continuos a través de la junta y anclados en los elementos.
- **Transferencia de fuerzas de corte:** las fuerzas de corte entre elementos adyacentes de hormigón pueden ser transferidas a través de adherencia, fricción en la interface de la junta, trabazón de llaves de corte, acción de clavija del acero transversal o por dispositivos mecánicos de corte.

4.1.3 – No se permite usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las cargas gravitacionales.

4.1.4 – Las conexiones y regiones de miembros adyacentes a las conexiones se deben diseñar para resistir las fuerzas y acomodar las deformaciones causadas por todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

4.1.5 – El diseño de las conexiones debe considerar los efectos estructurales de la restricción a la variación de volumen, según lo dispuesto en 1.3.2.

4.1.6 – El diseño de las conexiones debe considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los miembros prefabricados.

4.1.7 – Cuando el cortante sea el efecto principal causado por la carga impuesta y la transferencia de cortante ocurre a través de un plano dado, se puede calcular V_n de acuerdo con los requisitos para fricción-cortante de la sección 22.9: *Cortante por fricción* del código ACI 318S-14.

4.1.8 – Cuando sea necesario el uso de empalmes mecánicos en las conexiones entre elementos prefabricados, se debe emplear empalmes Tipo 2 que cumplan lo establecido en 5.3.1, además de lo indicado en de 5.3.2.

C4.1.3 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.1.3 del ACI318S-14.

C4.1.4 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 16.2.1.4 del ACI318S-14.

El comportamiento estructural de miembros prefabricados puede diferir sustancialmente del comportamiento de miembros similares construidos en sitio. En la construcción de estructuras prefabricadas, se requiere una especial atención en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir fuerzas debidas a retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

C4.1.5 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.1.5 del ACI318S-14.

Los cambios de volumen como resultado de la contracción del hormigón, el flujo plástico y los efectos por temperatura, pueden causar un acortamiento axial que reduce la longitud real de los apoyos. También puede resultar en agrietamiento de los elementos (CAE 1999).

Las tensiones resultantes por la restricción de los cambios de volumen deben evaluarse y considerarse en el diseño de las conexiones. Mientras que las tensiones debidas a las cargas se producen inmediatamente después de su aplicación, las tensiones por la restricción de los cambios de volumen se producen durante un período de tiempo dado (PCI 1988).

C4.1.6 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.1.6 del ACI318S-14.

La tolerancia se puede definir como la variación permitida de una dimensión o cantidad especificada. Las tolerancias se especifican para permitir un margen de maniobra controlado en la fabricación de productos (tolerancias de producto o fabricación, como la variación de longitud o anchura especificada) y su instalación (tolerancias de alineación o de montaje, como la desviación de un panel de pared de la plomería) (PCI 1988).

C4.1.7 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.3.4 del ACI318S-14.

C4.1.8 – Los empalmes mecánicos Tipo 2 según el requisito 18.2.7.2 del ACI318S-14, se pueden usar en cualquier ubicación del elemento.

Los requisitos para los empalmes mecánicos Tipo 2 tienen por objeto evitar la rotura de los empalmes cuando el refuerzo se someta a los niveles de esfuerzos esperados en las regiones de fluencia (ACI 2014).

4.2 Integridad Estructural

4.2.1 – El refuerzo y conexiones deben detallarse para amarrar efectivamente la estructura entre sí y mejorar su integridad estructural global.

4.2.2 – Deben colocarse amarres de integridad en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con lo establecido en 4.2.3 a 4.2.5.

4.2.3 – Cuando miembros prefabricados formen diafragmas de piso o de cubierta, las conexiones entre el diafragma y aquellos miembros que están siendo soportados lateralmente por el diafragma deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que **4.4 kN por metro de longitud**.

4.2.4 – Los amarres de integridad en sistemas de piso y cubierta deben cumplir con 4.2.4.1 a 4.2.4.6.

C4.2 Integridad Estructural

C4.2.1 – Este requisito y su comentario se basa en el numeral 4.10.1.1 del ACI318S-14.

Los requisitos para la integridad estructural tienen la intención de mejorar la redundancia y ductilidad a través del detallado del refuerzo y de las conexiones, de modo que, en caso de ocurrir un daño mayor o una carga anormal a un elemento soportante, el daño resultante esté localizado y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general.

C4.2.2 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.1.8 del ACI318S-14.

Los amarres son elementos a tracción que consisten en tiras estrechas, mangas (sleeves) o juntas reforzadas rellenas de hormigón entre elementos prefabricados. Su función principal es unir la estructura para que las fuerzas de tracción puedan transferirse entre los elementos prefabricados individuales y entre los elementos y las estructuras resistentes. El sistema de amarres también hace posible la transferencia por cortante al proporcionar el efecto de sujeción necesario (FIP 1994).

C4.2.3 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 16.2.4.2 del ACI318S-14.

La conexión entre el diafragma y el miembro soportado lateralmente por el diafragma puede ser directa o indirecta. Por ejemplo, se puede conectar un muro directamente al diafragma o se puede conectar a una viga dintel que esté conectada al diafragma.

C4.2.4 – Estos requisitos y sus comentarios se basan en los numerales 16.2.5.1 del ACI318S-14 y 18.6.3 del NZS 3101.1:2006.

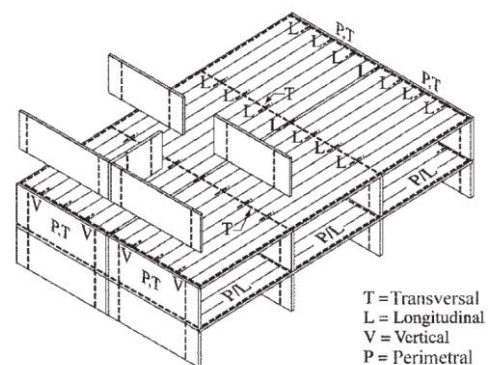


Fig. C4.2.4 – Disposición típica de amarres de integridad en estructuras de grandes paneles (ACI 2014).

La integridad general de un sistema estructural prefabricado, que es intrínsecamente discontinuo, puede mejorarse sustancialmente al proporcionar continuidad en tensión de las conexiones en ambas direcciones horizontales, así como verticalmente por medio de detalles relativamente simples del refuerzo.

4.2.4.1 – En los sistemas de piso y cubierta deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales capaces de proveer una resistencia nominal a tracción de al menos **22 kN por m** de ancho o de largo.

4.2.4.2 – Deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o cubierta y los muros exteriores.

4.2.4.3 – Los amarres de integridad longitudinales y transversales deben estar ubicados en o a menos de **600 mm** del plano del sistema de piso o cubierta.

4.2.4.4 – Los amarres de integridad longitudinales deben orientarse en dirección paralela a las luces de las losas de piso o cubierta y deben espaciarse a no más de **3 m** medidos centro a centro.

4.2.4.5 – Los amarres de integridad transversales deben orientarse en dirección perpendicular a las luces de las losas de piso o cubierta y deben tener un espaciamiento no mayor a la separación entre los muros de carga.

4.2.4.6 – Los amarres de integridad alrededor del perímetro de cada piso o cubierta y alrededor de las aberturas, localizados dentro de 1.2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción de al menos **70 kN**.

4.2.5 – Los amarres de integridad verticales deben cumplir con (a) a (c):

- a) Se deben colocar amarres de integridad en todos los paneles de muro y deben ser continuos en toda la altura de la edificación.
- b) Los amarres de integridad deben proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos **45 kN por m** horizontal de muro.
- c) Se deben colocar al menos dos amarres de integridad en cada panel de muro.

El objetivo es garantizar que todos los elementos prefabricados que forman un sistema de piso puedan interactuar de manera efectiva para transmitir las fuerzas del diafragma. Además, si los soportes verticales se desplazan debido a acciones inesperadas, debe mantenerse una continuidad suficiente para permitir la movilización de la acción de catenaria, minimizando así el riesgo de colapso total de los sistemas prefabricados (Standards New Zealand 2006b).

C4.2.4.1 – Los amarres de integridad longitudinales pueden salir de las losas y ser empalmados o conectados mecánicamente, o pueden estar embebidos en las juntas con mortero de inyección, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar la fuerza requerida.

C4.2.4.3 – Es frecuente colocar los amarres de integridad en muros ubicados razonablemente cerca del plano del sistema de piso o cubierta.

C4.2.4.5 – Los amarres de integridad transversales pueden colocarse uniformemente espaciados, ya sea embebidos en los paneles o en el hormigón de afinado de piso, o pueden concentrarse en los muros de carga transversales.

C4.2.4.6 – Los amarres de integridad perimetrales no necesitan sumarse a los amarres de integridad longitudinales y transversales requeridos.

C4.2.5 – Estos requisitos y sus comentarios se basan en los numerales 16.2.4.3b) y 16.2.5.2 del ACI318S-14 y 18.6.4(c) del NZS 3101.1:2006.

Las conexiones en la base y las conexiones en las juntas horizontales los paneles de muro prefabricados deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requisitos mínimos de integridad no son adicionales a estos requisitos de diseño. La práctica común es colocar los amarres simétricamente con respecto al eje central del panel de muro y dentro de las cuartas partes exteriores del ancho del panel, siempre que sea posible.

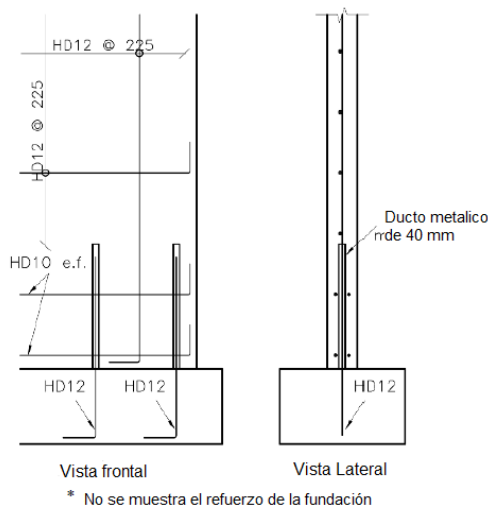
Cuando las fuerzas de diseño no generan tensión en la base, estas conexiones pueden anclarse en una losa reforzada de forma apropiada. Si los paneles son demasiado estrechos para acomodar dos conexiones, una sola conexión es satisfactoria, siempre y cuando esté conectado a paneles adyacentes (PCI 2004).

4.3 Conexiones en Muros

4.3.1 – En las conexiones entre los paneles de muro, o entre los paneles de muro y la cimentación, se debe restringir la fluencia en el refuerzo, en cumplimiento de 1.3.1.

4.3.2 – En los elementos de la conexión que no han sido diseñados para fluir la resistencia requerida debe basarse en $1.5S_y$ de la porción de la conexión que fluye, donde S_y es la resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f_y , para fuerza axial, momento o cortante.

4.3.3 – Conexiones Horizontales



a) Conexión muro – fundación utilizando ductos metálicos.

C4.3 Conexiones en Muros

Las conexiones para los paneles de pared de carga son una parte integral del sistema de soporte estructural: el cuidado en su diseño es esencial para garantizar la estabilidad general de la estructura (PCI 1988).

Las conexiones se clasifican con respecto a la ubicación, dirección y función, por ejemplo, Interior o periférica, horizontal o vertical, y de muro a muro, de muro a fundación o de muro a piso (FIP 1994).

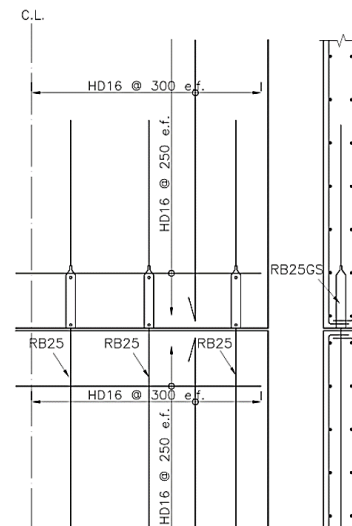
C4.3.1 – Este requisito se basa en el numeral 18.5.2.1 y su comentario en numeral R18.5 del ACI318S-14.

Las conexiones entre los paneles de los muros prefabricados o entre los paneles y la cimentación deben resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos y diseñarse para los efectos de fluencia en las proximidades de las conexiones.

C4.3.2 – Este requisito se basa en el numeral 18.5.2.2 y su comentario en numeral R18.5 del ACI318S-14.

Cuando se utilizan empalmes mecánicos Tipo 2 para conectar directamente el refuerzo principal, este debe cumplir con lo establecido en 5.3.

C4.3.3 – Conexiones Horizontales



b) Conexión horizontal muro – muro utilizando grouted sleeve (manga con mortero).

Fig. C4.3.3 – Ejemplos de conexiones horizontales. Adaptado de Seifi et al. (2016)

4.3.3.1 – En la superficie de contacto de la conexión horizontal, la resistencia nominal al aplastamiento del hormigón, B_n , debe calcularse de acuerdo con lo dispuesto en 4.7, para superficies de hormigón.

4.3.3.2 – En la superficie de contacto de la conexión horizontal, V_n debe calcularse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 22.9: *Cortante por fricción* del código ACI 318S-14, o mediante otros medios apropiados.

C4.3.3.1– Este requisito se basa en el numeral 16.3.3.4 del ACI318S-14.

C4.3.3.2 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 16.3.3.5 del ACI318S-14.

4.3.3.3 – En la base de muros prefabricados, las conexiones horizontales deben cumplir con los requisitos de 4.2.5.

4.3.3.4 – El espesor de las juntas horizontales entre muros y entre muros y la fundación debe ser el suficiente para poder colocar el material de relleno que ayude a nivelar la superficie de contacto y a transferir las cargas de compresión entre los elementos.

4.3.3.5 – El refuerzo vertical debe ser continuo a través de la conexión, utilizando empalmes por traslapo o mecánicos, que cumplan con los requisitos de resistencia y geométricos necesarios para transferir las cargas evitando la falla y exhibiendo un comportamiento elástico.

4.3.3.6 – La conexión entre los muros y el sistema de piso y diafragma debe cumplir con los requisitos de las secciones 4.5 y 4.6, además se debe respetar lo dispuesto en 4.3.3.5.

El método de cortante por fricción puede emplearse para verificar la transferencia de fuerzas laterales entre dos paneles de muros o entre el muro y la fundación conectados mediante una conexión horizontal. Como alternativa al cortante por fricción en un plano de cortante pueden emplearse llaves de cortante, siempre que el refuerzo que cruza la junta cumpla con los requisitos de 4.2.5. En estructuras prefabricadas, la resistencia a las fuerzas laterales puede obtenerse mediante dispositivos mecánicos.

La junta horizontal entre los paneles de hormigón prefabricado suele estar limpia y sin residuos de exudación o lechada, para proporcionar una rugosidad adecuada en la superficie y evitar una falla de corte por deslizamiento (CAE 1999).

C4.3.3.3 – Este requisito se basa en el numeral 16.3.6.1 del ACI318S-14.

C4.3.3.4 – El espesor de la junta horizontal por lo general es de 10 – 30 mm cuando se utiliza mortero y de 30 – 50 mm cuando se utiliza hormigón como material de relleno (FIP 1994).

C4.3.3.5 – Las juntas horizontales en las conexiones de panel a panel o panel fundación, suelen ser una combinación de mortero y barras de refuerzo verticales empalmadas. El mortero proporciona continuidad de las fuerzas de compresión a través de las juntas, y las barras proporcionan continuidad para las fuerzas de tracción (ACI 2001).

Se pueden usar empalmes de mangas de acero (sleeve) patentadas con mortero para este propósito, o alternativamente, se puede formar el traslapo mediante la colocación de una barra que se extiende desde un panel hasta dentro de un conducto metálico instalado en el otro panel, que posteriormente se rellena con mortero (CAE 1999).

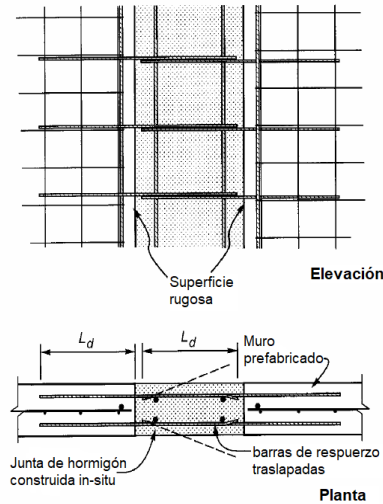
Se considera que los empalmes se encuentran en la zona de conexión, de este modo, según 1.3.1, los mecanismos de disipación de energía no deben ocurrir en ellos y por lo tanto deben resistir las fuerzas que se generan en las barras que empalman mientras estas fluyen.

Los requisitos geométricos como la longitud de los empalmes o la longitud de desarrollo del refuerzo deben estar acorde con lo establecido en 5.1.4.

C4.3.3.6 – Se debe asegurar la transferencia de cargas horizontales y gravitacionales entre los muros y el sistema de piso y el diafragma, por lo que es necesario establecer algunos requisitos en cuanto al apoyo de las losas prefabricadas, amarres de transferencia de carga entre el afinado de piso y el muro o para que se mantenga un comportamiento elástico en el diafragma. Igualmente se debe respetar la continuidad del refuerzo vertical.

El reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001) contiene esquemas de las conexiones horizontales más comunes.

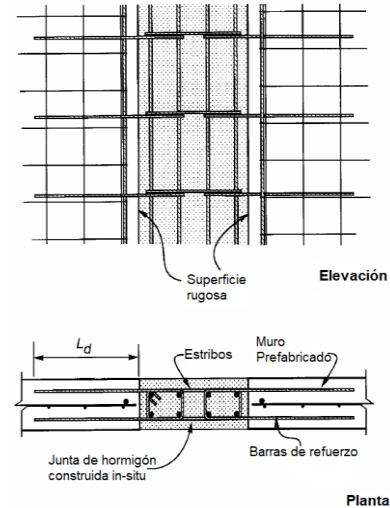
4.3.4 – Conexiones Verticales



a) Conexión vertical muro – muro utilizando barras rectas traslapadas.

C4.3.4 – Conexiones Verticales

Estos requisitos y sus comentarios se basan en lo dispuesto en las secciones 4.3.3 del “Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings” (CAE 1999) y 4.1 del reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001).



b) Conexión vertical muro – muro utilizando anillos y estribos traslapados

Fig. C4.3.4 – Ejemplos de conexiones verticales. Adaptado de fib (2003)

4.3.4.1 – Las conexiones verticales deben ser diseñadas utilizando un enfoque de diseño por capacidad, en el que se asegure la transferencia de fuerza cortante entre paneles evitando la falla en el estado límite último.

4.3.4.2 – El ancho de las conexiones verticales se deben determinar con base en los requerimientos del largo de traslape del refuerzo o en el ancho mínimo para poder instalar los empalmes mecánicos.

4.4 Conexiones en Vigas

C4.3.4.1 – Las conexiones verticales entre los paneles de muro generalmente son juntas tipo “banda” construidas in-situ. El refuerzo horizontal desde un panel prefabricado se proyecta hacia la zona de unión y se empalma mecánicamente o por traslape con el refuerzo horizontal del panel adyacente. La cantidad y la separación del refuerzo de corte horizontal se establecen utilizando los principios de diseño por capacidad y los requisitos del código de diseño de hormigón (ACI 2001; CAE 1999).

En “Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings” (CAE 1999) se presentan detalles típicos de conexiones verticales.

C4.3.4.2 – El refuerzo proyectado de los muros debe estar totalmente desarrollado y empalmado en la conexión vertical para poder exhibir el comportamiento esperado. Esto se puede lograr a través de empalmar totalmente de forma horizontal las barras, doblándolas vertical y horizontalmente o en empalmes mecánicos.

C4.4 Conexiones en Vigas

En las estructuras que poseen vigas de hormigón prefabricado unidas mediante conexiones fuertes se pretende inducir la fluencia por flexión fuera de las conexiones. Las conexiones fuertes incluyen la longitud del sistema de empalme mecánico, como se aprecia en la Fig. C4.4. Las técnicas para el diseño por capacidad se usan en 4.4.1 para asegurar que la conexión fuerte permanezca elástica después de la formación de las articulaciones plásticas (ACI 2014).

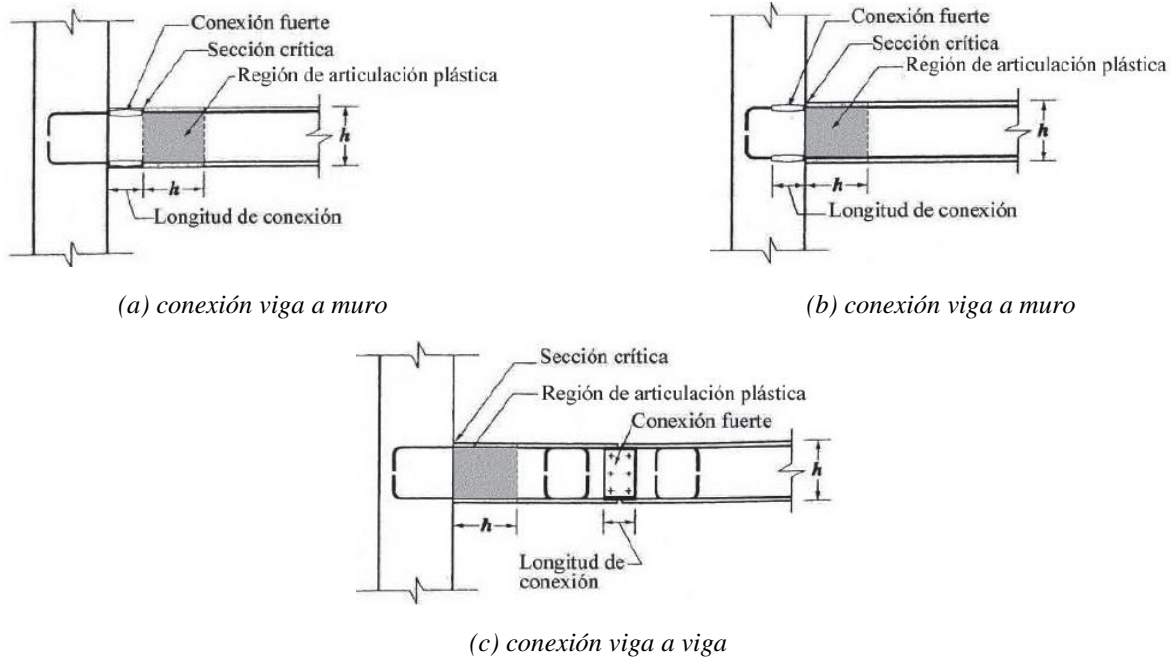


Fig. C4.4 – Ejemplos de conexiones fuertes en vigas ACI (2014).

4.4.1 – La resistencia de diseño de la conexión fuerte, ΦS_n , no debe ser menor que la resistencia probable de la conexión, S_e .

4.4.2 – El refuerzo longitudinal principal debe ser continuo a lo largo de las conexiones y debe desarrollarse fuera, tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica.

4.4.3 – Se debe diseñar la conexión más apropiada según las características de los módulos prefabricados a unir, proporcionando el acero necesario en la zona de conexión, debidamente desarrollado en ambos módulos.

C4.4.1 – Este requisito se basa en el numeral 18.9.2.2c) del ACI318S-14.

C4.4.2 – Este requisito se basa en el numeral 18.9.2.2d) del ACI318S-14.

C4.4.3 – Las conexiones en vigas se pueden realizar totalmente en sitio, con el acero proyectado desde el elemento o viga que asegure una transferencia de carga eficiente y continua. Dependiendo de la concepción que se realice en la etapa de modulación del edificio, las conexiones pueden ser, sin excluir otros tipos de uniones:

1. Conexión en puntos a lo largo de la luz, estas se presentan como la construcción de una porción de la viga que se empalma y se hormigona las partes confluyentes de la viga (ver Fig. C4.4 (a)).
2. Las zonas de encuentro muro- viga se pueden realizar en sitio, colocando el acero que se hubiese colocado en esta parte si fuera una EHCIS y con el acero proyectado desde la viga y el muro, finalizando con el hormigonado.
3. En la zona de encuentro muro-viga se pueden utilizar empalmes mecánicos o con ductos metálicos horizontales que permitan darle continuidad al acero, ya sea con el acero proyectado desde el muro o desde la viga. Se requiere un mayor cuidado cuando se realiza el relleno con mortero de forma horizontal (ver Fig. C4.4 (b) y (c)).

Este requisito y su comentario son una síntesis y adaptación del Capítulo 3: *Frame Connections*, de “*Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings*”(CAE 1999).

4.5 Conexiones en diafragmas y sistemas de piso

4.5.1 – La conexión entre el diafragma y el sistema de muros debe asegurar que el diafragma se comporte de manera elástica ante cargas sísmicas y que permita una transferencia de carga gravitacional eficiente.

4.5.2 – Los sistemas de piso constituidos por elementos de hormigón prefabricado cuando pretendan proveer la acción de diafragma, deben cumplir con 4.5.2.1 a 4.5.2.3.

4.5.2.1 – El piso debería ser plano y conectar todos los elementos verticales.

4.5.2.2 – Las conexiones entre los elementos prefabricados adyacentes deberían ser capaces de proveer la transferencia de corte necesaria entre los elementos desde un punto de vista tanto de resistencia como de rigidez.

4.5.2.3 – La conexión entre los elementos prefabricados y los elementos verticales a los cuales las cargas horizontales son transferidas deberían tener resistencia y rigidez adecuada. Llaves de corte o conexiones mecánicas puede ser usado con refuerzo apropiado para formar dichas conexiones.

4.5.3 – Las conexiones, por medio de refuerzo, entre el diafragma de elementos prefabricados y los componentes del sistema de muros deben ser adecuadas para acomodar las deformaciones esperadas en la interfaz mientras se mantienen las trayectorias de carga.

4.5.4 – En el perímetro del sistema de piso, se debe proporcionar barras de arranque para anclar el afinado de piso a los elementos de soporte.

En los soportes interiores, donde el diafragma es continuo sobre los soportes, las barras de continuidad se deben proporcionar en el afinado de piso sobre y de forma perpendicular al miembro de soporte.

El área requerida y la longitud de este refuerzo se debe determinar mediante análisis, pero debe tener una capacidad mínima de **100 kN /m** y extenderse dentro del afinado de piso más allá del extremo/borde del prefabricado al menos

C4.5 Conexiones en diafragmas y sistemas de piso

C4.5.1 – Las conexiones entre los diafragmas y los muros son críticas si las fuerzas de inercia del piso se transfieren con éxito a los sistemas de muros. Independientemente del enfoque de diseño utilizado para dimensionar y detallar los muros, algunos ingenieros consideran que el diafragma y sus conexiones deben diseñarse para que permanezcan elásticos bajo carga sísmica. Por lo tanto, es deseable proporcionar una capacidad de conexión diafragma – muro que sea apropiada para la capacidad del sistema de muro (ACI 2001).

C4.5.2 – Estos requisitos se basan en lo dispuesto en la sección 4.5.4 de “*Planning and design handbook on precast building structures*”(FIP 1994).

C4.5.3 – Este requisito y su comentario se basan en el numeral 13.3.7.5 del NZS 3101.1:2006 y NZS 3101.2:2006, respectivamente.

Los requisitos de este numeral son para garantizar que las fuerzas del diafragma se transfieran de manera segura desde elementos prefabricados a muros que proporcionan la resistencia ante fuerzas laterales del edificio. Las fuerzas en estas conexiones son en general más críticas que las que se transfieren de un panel prefabricado a otro.

Se debe prestar especial atención al anclaje adecuado del refuerzo en el afinado de piso dentro de los miembros de los elementos de apoyo. Alternativamente, las barras que se proyectan desde dichos miembros, adecuadamente ancladas en ellos, pueden empalmarse con el refuerzo del afinado de piso.

C4.5.4 – Este requisito se basa en el numeral 13.3.7.3 del NZS 3101.1:2006.

El objetivo de las barras de arranque en los soportes es asegurar la transferencia de cargas verticales y horizontales desde el sistema de piso a el sistema resistente de fuerzas laterales, tanto para cargas normal como para cargas anormales como las causadas por incendios o accidentes. La conexión debe, por lo tanto, satisfacer los requerimientos de transferencia de cargas, integridad estructural, deformación y ductilidad (FIP 1994).

600 mm. El corte de estas barras debe ser escalonada para garantizar que no más del 50% de las barras se corten en el mismo lugar.

4.5.5 – Se debe utilizar un afinado de piso como diafragma sobre los elementos de hormigón prefabricado que forman el sistema de piso, según lo dispuesto en 2.4.3. Además, el afinado de piso debe ser utilizado para contribuir al cumplimiento del requisito 4.5.1, asegurando una adecuada interacción entre los elementos prefabricados que conforman el sistema de piso.

4.6 Apoyo de Elementos horizontales

4.6.1 – Para losas, vigas o elementos en forma de T alargada prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño para las zonas de apoyo, después de considerar las tolerancias más desfavorables, medidas desde la cara del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz, deben cumplir con la *Tabla 4.6.1*, con ℓ_n como la luz libre del elemento.

Tabla 4.6.1: Dimensiones mínimas de diseño desde la cara del apoyo al extremo del miembro prefabricado

Tipo de elemento	Distancia mínima (mm)	
Losas macizas	Mayor de:	$\ell_n / 180$
		50
Vigas, losas alveolares (hollow-core) y elementos en forma de T alargada	Mayor de:	$\ell_n / 180$
		75

C4.5.5 – Los sistemas de piso conformados por elementos prefabricado y afinado de piso generalmente son diseñados basándose en que los elementos prefabricados proveen restricción contra fuerzas compresivas y previenen el pandeo del afinado de piso, relativamente delgado. El cortante entre las juntas de los elementos se asume que es soportado enteramente por el afinado de piso (FIP 1994).

C4.6 Apoyo de Elementos horizontales

C4.6.1 – Este requisito se basa en los numerales 16.2.6.2 del ACI318S-14 y 18.7.4.b).i) del NZS 3101.1:2006. El comentario se basa en C18.7.4 del NZS 3101.2:2006.

El soporte adecuado de los elementos de piso de hormigón prefabricado es uno de los requisitos más básicos para una estructura segura. En el diseño de la longitud de apoyo en la dirección de la luz, se deben tener en cuenta las tolerancias derivadas del proceso de fabricación, el método de montaje y la precisión de otras construcciones. Además, se deben tener en cuenta los efectos de los cambios de volumen debidos a la contracción del hormigón, flujo plástico y temperatura, y las deformaciones debidas a flexión, que pueden provocar un acortamiento axial del elemento prefabricado y reducir las longitudes de apoyo reales durante la vida útil de la estructura.

Además, es esencial que los sistemas de piso prefabricados no colapsen como resultado de los movimientos impuestos por la estructura de soporte que reducen la longitud o provocan la destrucción de los apoyos. Resultados de ensayos indican que no se puede esperar que el refuerzo del afinado de piso proporcione una trayectoria de carga adecuada para soportar las cargas verticales en los elementos si falla el apoyo.

Cuando se observan las limitaciones impuestas por este requisito, los efectos del movimiento en el apoyo debido al flujo plástico y la contracción no necesitan considerarse. Los detalles de las limitaciones dimensionales de un apoyo se muestran en *Fig. C4.6.1*.

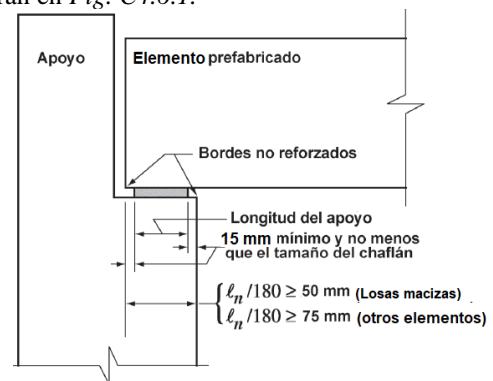


Fig. C4.6.1 – Longitud de contacto en el apoyo. Adaptada de ACI (2014).

4.6.2 – Los requisitos de apoyo establecidos en 4.6.1 pueden reducirse en 15 mm cuando se utilizan bordes reforzados en el miembro de apoyo y se continúe brindando un apoyo adecuado después de la formación de la rótula plástica y su elongación.

4.6.3 – Se requiere material de apoyo adecuado para prevenir el descascamiento del hormigón donde los elementos de hormigón prefabricado se colocan en apoyos rígidos o donde ocurren movimientos diarios por temperatura.

4.6.4 – Las almohadillas de apoyo adyacentes a bordes no reforzados deben desplazarse hacia atrás un mínimo de **15 mm** desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

4.6.5 – Cuando se utilicen losas alveolares soportadas por apoyos en edificios, estas deben montarse en ambos extremos en tiras continuas de almohadillas de baja fricción con un coeficiente de fricción inferior a **0,7** y una anchura mínima de **50 mm**.

4.6.6 – Los apoyos de los sistemas de piso prefabricados pueden ser proporcionados por medio de ménsulas o por las superficies de los elementos del sistema resistente de fuerzas laterales, siempre y cuando se cumpla con las dimensiones mínimas especificadas en 4.6.1.

C4.6.2 – Este requisito se basa en el numeral 18.7.4.d) del NZS 3101.1:2006.

C4.6.3 – Este requisito se basa en lo dispuesto en las recomendaciones del Capítulo 2 de “*Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*” (CAE 1999).

En (FIP 1994) se establecen tres tipos de la superficie de apoyo, según el nivel de carga que se recibe:

- **Contacto directo** entre elementos sin material de relleno puede ser utilizado solamente donde se obtiene una gran precisión en la producción y donde las cargas son pequeñas, en algunas ocasiones se utiliza hormigón o mortero para nivelar las irregularidades del apoyo.
- **Apoyos de material suave** como almohadillas de neopreno también nivelan las irregularidades y distribuyen las tensiones sobre la superficie de contacto y permiten movimientos horizontales y rotacionales limitados que alivian los esfuerzos (ACI 2014). Son a menudo utilizados para soporte de vigas y losas.
- **Apoyos de material duro**, como platinas de acero, son utilizadas donde grandes fuerzas deben ser transmitidas.

C4.6.4 – Este requisito se basa en los numerales 16.2.6.3 del ACI318S-14 y 18.7.4.b).ii) del NZS 3101.1:2006.

Para prevenir el descascamiento bajo las zonas de contacto muy cargadas, las almohadillas de soporte no se deben extender hasta el borde del apoyo, a menos que el borde esté reforzado. La almohadilla debe permitir la deformación del elemento de manera que se evite el contacto directo entre el elemento y el borde del apoyo.

Los bordes pueden reforzarse con platinas o ángulos de acero anclados (ACI 2014; FIP 1994).

C4.6.5 – Este requisito se basa en el numeral 18.7.4.c) del NZS 3101.1:2006.

C4.6.6 – Los elementos prefabricados del sistema de piso pueden apoyarse en los muros, cuando su superficie superior coincida con la altura del sistema de piso, lo cual se puede definir en la etapa de modulación (ver sección 3.2), esto siempre y cuando el muro sea lo suficiente ancho para cumplir con las dimensiones mínimas de apoyo establecidas (ver *Fig. C4.6.6.1*). En caso contrario se deberá utilizar ménsulas a lo largo del muro. Cuando se utilizan vigas, estas pueden diseñarse para suplir este apoyo (ver *Fig. C4.6.6.2*) (ACI 2001; CAE 1999).

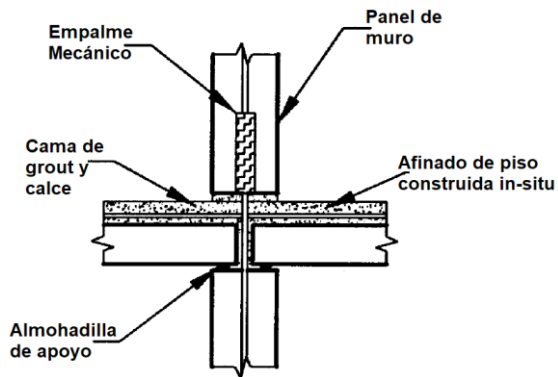


Fig. C4.6.6.1 – Losa apoyada sobre superficie de muro. Adaptado de (ACI 2001).

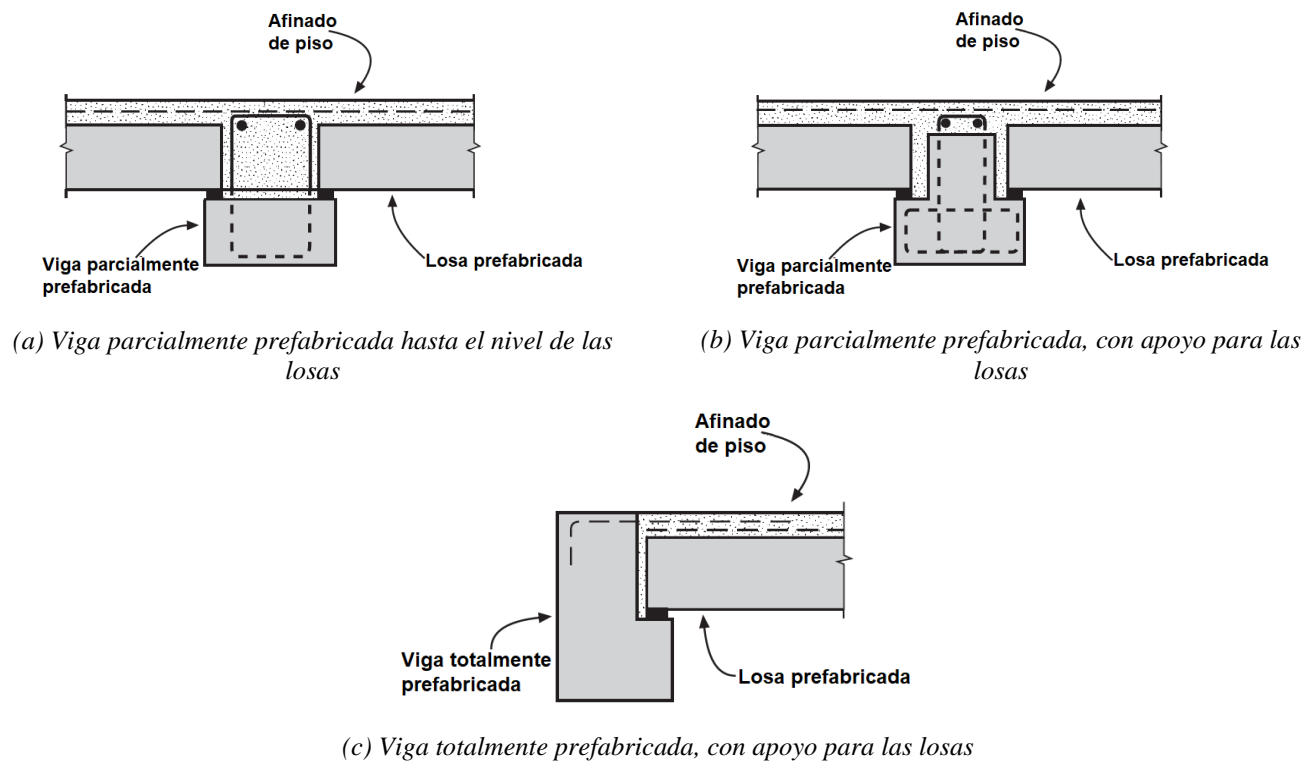


Fig. C4.6.6.2 – Ejemplos de vigas utilizadas como soporte para losas. Adaptado de CAE (1999).

4.6.7 – Las ménsulas deben ser diseñadas según los requisitos establecidos en la sección 16.5: *Ménsulas y Cartelas* del código ACI 318S-14.

4.7 Aplastamiento

4.7.1 – En la superficie de contacto entre miembros de apoyo y miembros apoyados, o entre un miembro de apoyo o apoyado y un miembro de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento de las superficies de hormigón, B_n , debe calcularse de acuerdo con la sección 22.8: *Aplastamiento* del código ACI 318S-14, excepto en lo establecido en 4.7.2.

B_n debe ser la menor de las resistencias nominales al aplastamiento del hormigón para la superficie del miembro de apoyo o apoyado y no debe exceder la resistencia de los miembros de apoyo intermedios, si los hay.

C4.6.7 – Las ménsulas son voladizos cortos que tienden a actuar como vigas de gran altura más que como miembros a flexión, las que están diseñadas para cortante (ACI 2014).

C4.7 Aplastamiento

C4.7.1 – Este requisito se basa en el numeral 16.2.3.3 del ACI318S-14

4.7.2 – Los valores de resistencia nominal al aplastamiento dados por el ACI 318S-14, se pueden exceder si:

- a) Mediante ensayos exhaustivos se puede demostrar que la resistencia al aplastamiento puede ser soportada sin ninguna reducción del factor de seguridad.
- b) El área cargada está confinada, por refuerzo o por algún otro medio, por una tensión de confinamiento f_t , de manera que la resistencia nominal al aplastamiento sea igual o menor que:

$$\Phi (0.85f'_c + 4f_t) \quad (4.7.2)$$

donde Φ es el factor de reducción de la resistencia y f_t puede tomarse como la tensión de confinamiento promedio en el perímetro del área cargada, pero f_t no debe exceder 1.5 veces la presión de confinamiento mínima.

4.8 Cortante Horizontal

4.8.1 – Los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas estructurales deben cumplir con los requisitos de esta sección para cortante horizontal, caso contrario se deberá definir el diafragma según lo establecido en 2.4.3.2.

4.8.2 – En un miembro compuesto a flexión debe asegurarse la transferencia completa de las fuerzas de cortante horizontal en las superficies de contacto de los miembros interconectados.

4.8.3 – La preparación de la superficie supuesta en el diseño debe especificarse en los documentos de construcción.

4.8.4 – La resistencia de diseño para la transmisión de cortante horizontal debe cumplir con la ecuación (4.8.4) a lo largo de la superficie de contacto del miembro de hormigón compuesto a flexión:

$$\Phi V_{nh} \geq V_u \quad (4.8.4)$$

donde la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 4.8.5 o 4.8.6.

Φ debe determinarse de acuerdo con 2.1.4.

4.8.5 – Cuando $V_u > \Phi(3.5b_v d)$, V_{nh} debe tomarse como V_n calculado de acuerdo con 22.9: *Cortante por fricción* del código ACI 318S-14, donde b_v es el ancho de la superficie de contacto y d es concordante con 4.8.8.

4.8.6 – Cuando $V_u \leq \Phi(3.5b_v d)$, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con la Tabla 4.8.6, donde $A_{v,min}$ cumple con 4.8.10, b_v es el ancho de la superficie de contacto, d cumple con 4.8.8 y λ está dado en el numeral 19.2.4.2 del ACI318S-14.

C4.7.2 – Este requisito se basa en el numeral 16.3.2 del NZS 3101.1:2006, y el comentario en el numeral C16.3.2 del NZS 3101.2:2006.

Cuando el confinamiento es provisto por refuerzo, o por algún otro medio, hay un aumento significativo en la resistencia de apoyo. Al determinar la ubicación del confinamiento, se debe tener en cuenta la pérdida de área confinada debido al arqueado entre estribos o espirales, o entre barras longitudinales, cuando se utilizan estribos rectangulares. En general, los sistemas de postensado tienen espirales estándar provistos con los anclajes para proporcionar el confinamiento requerido, que se han probado mediante pruebas y se utilizan para cumplir con los requisitos de 4.7.2 (a).

C4.8 Cortante Horizontal

Esta sección y sus comentarios se basa en la sección 16.4 del ACI318S-14, excepto que se indique lo contrario.

C4.8.1 – Estos requisitos se incluyen con el fin de definir los requisitos mínimos para la acción compuesta de los elementos de piso.

C4.8.2 – La transferencia total del cortante horizontal entre segmentos de los miembros compuestos debe garantizarse por medio de la resistencia al cortante horizontal en las superficies de contacto, o por medio de estribos anclados adecuadamente, o ambos.

C4.8.3 – Se requiere que el profesional facultado para diseñar especifique la preparación de la superficie en los documentos de construcción.

C4.8.6 – Este numeral se basa en el numeral 16.4.4.1 del ACI318S-14, pero se ve modificado con lo indicado en el numeral 18.5.4.1(a) del NZS 3101.1:2006, con respecto a la amplitud de la rugosidad de (6 mm en ACI y 5 mm en NZS), esto con el fin de usar valores cerrados y exactos.

También por lo estipulado en el numeral 18.5.4.3(a) del NZS 3101.1:2006, se agrega la ecuación (e) y sus condiciones en la tabla 4.8.6, lo anterior da origen a 4.8.7.

Tabla 4.8.6: Resistencia nominal a cortante horizontal

Refuerzo para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto (La superficie de contacto de hormigón debe estar limpia y sin residuos de exudación o lechada)	V_{nh} , (Newton)		
$A_v \geq A_{v,min}$	Hormigón colocado contra hormigón endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 5 mm	Menor de:	$\lambda(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s}) b_v d$	(a)
			$3.5 b_v d$	(b)
	Hormigón colocado contra hormigón endurecido y no intencionalmente rugoso		$0.55 b_v d$	(c)
Otros casos	Hormigón colocado contra hormigón endurecido e intencionalmente rugoso		$0.55 b_v d$	(d)
Sin refuerzo	Condición establecida en 4.8.7		$0.55 b_v d$	(e)

4.8.7 – Las unidades de piso prefabricadas que son producidas mediante un proceso de extrusión de mezcla de hormigón seco seguido de un tratamiento de la superficie que deja la superficie superior con una rugosidad igual o mayor a **2 mm**, limpia y libre de lechada, y proporciona llaves de corte iguales o mayores que **20 mm** de ancho a no más de **1200 mm** de separación, aseguran la transferencia del cortante horizontal en la superficie de contacto.

4.8.8 – En la Tabla 4.8.6, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0.80h$ para miembros de hormigón preesforzado.

4.8.9 – Se permite que el refuerzo transversal en el hormigón colocado previamente que se extiende en el hormigón colocado en sitio y está anclado en ambos lados de la interfaz se incluya como amarre para los efectos del cálculo de V_{nh} .

4.8.10 – Donde el refuerzo de transferencia de cortante se diseña para transferir el cortante horizontal, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

C4.8.7 – Este requisito se basa en el numeral 18.5.4.1(c) del NZS 3101.1:2006 y este comentario en el numeral C18.5.4.1 del NZS 3101.2:2006

Las superficies superiores de las losas alveolares prefabricadas producidas por un proceso de extrusión de mezcla seca son difíciles de hacer rugosas según los requisitos para la aplicación de las ecuaciones (a) y (b) de la tabla 4.8.6 sin causar daños a la integridad de la losa. Ensayos han demostrado que las superficies elaboradas por procesos que no dejan la lechada acumulada en la superficie, aunque no son rugosas artificialmente, pueden desarrollar una adherencia adecuada con el afinado de piso y proporcionar una transferencia de corte adecuada para la acción del diafragma. Las llaves de corte separadas cada 1200 mm mejoran aún más la acción compuesta.

C4.8.8 – En miembros de hormigón preesforzado compuestos, la altura del refuerzo de tracción puede variar a lo largo del miembro. La definición de d usada en el para la determinación de la resistencia a cortante vertical también es apropiada para determinar la resistencia a cortante horizontal.

4.8.11 – El refuerzo para transferir el cortante debe consistir en barras individuales o alambres, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de refuerzo de alambre electrosoldado.

4.8.12 – Donde se coloca refuerzo de transferencia de cortante diseñado para resistir el cortante horizontal, el espaciamiento longitudinal de este refuerzo no debe exceder el menor de **600 mm** y cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado.

4.8.13 – El refuerzo para transferir cortante debe desarrollarse dentro de los elementos interconectados de acuerdo con los requisitos para estribos de vigas del ACI318S-14.

C4.8.13 – Se requiere de un anclaje adecuado para los amarres que se prolongan a través de la interfaz para mantener el contacto a lo largo de la interfaz.

Los requisitos para estribos de vigas se encuentran en la sección 25.7.1 del ACI318S-14.

A.7. Sección 5 – Materiales

REQUISITO

5.1 Generalidades

5.1.1 – Esta sección describe los requisitos que deben cumplir los materiales empleados en estructuras de hormigón prefabricado emulativas.

5.1.2 – Las propiedades de diseño del hormigón deben cumplir con los requisitos del “*Capítulo 19 Concreto: Requisitos De Diseño y Durabilidad*” del código ACI 318S-14.

5.1.3 – Las propiedades de diseño del refuerzo deben cumplir con los requisitos del “*Capítulo 20 Refuerzo De Acero Propiedades, Durabilidad y Embebidos*” del código ACI 318S-14.

5.1.4 – El detallamiento del refuerzo debe cumplir con los requisitos del “*Capítulo 25 Detalles del Refuerzo*” del código ACI 318S-14.

Se exceptúan los empalmes mecánicos cuando estos son empleados en las zonas de conexión, que para este caso deben cumplir con los requerimientos de 5.3.

5.2 Mortero

5.2.1 – Cuando se emplee mortero como material de relleno de las conexiones, este debe ser colocado de tal manera que se rellenen todos los espacios necesarios en la conexión.

5.2.2 – Se debe seleccionar el tipo de mortero que mejor se adecue a las condiciones específicas del proyecto.

COMENTARIO

C5.1 Generalidades

C5.1.1 – Esta sección se incluye con el fin de ampliar la información de los materiales utilizados en las estructuras de hormigón prefabricado, especialmente del mortero y de los empalmes mecánicos, materiales ampliamente utilizados en las conexiones emulativas.

Con respecto las almohadillas de apoyo (*Bearing Pads*), la *Sección 6.11* del PCI Design Handbook (PCI 2004) contiene un listado de los materiales comúnmente utilizados y recomendaciones para su diseño.

C5.1.2 – El hormigón empleado en EHPE debe cumplir los mismos requisitos que el hormigón empleado en EHCIS, pero al ser fabricado y colocado bajo condiciones de planta, permite que se tenga un mejor control de sus propiedades y se obtenga mejores resultados en cuanto a resistencia, apariencia y durabilidad.

C5.1.4 – El detallamiento del refuerzo en condiciones de planta permite un mejor control en asegurar la posición del refuerzo tal y como fue diseñado, evitando errores introducidos por la mano de obra. Sin embargo, los detalles en cuanto a espaciamientos, ganchos, longitud de desarrollo y empalmes son idénticos dentro de los módulos prefabricados a los elementos de hormigón construido in-situ.

Requerimientos especiales se requieren cuando los empalmes forman parte de la conexión, esto con el fin de cumplir con la filosofía de diseño de las conexiones, establecido en 1.3.1.

C5.2 Mortero

La mayoría de los morteros son una mezcla simple de cemento Portland, arena y agua. Las proporciones son generalmente una parte de cemento Portland a dos o tres partes de arena. La cantidad de agua depende del método de colocación del mortero (PCI 2004).

C5.2.1 – El principio fundamental del uso de mortero es que este reemplace el aire completamente en los vacíos, de modo que se logre la capacidad de transmisión de carga y de rigidez en la conexión (CAE 1999).

C5.2.2 – Según “*Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*” (CAE 1999), hay una gran cantidad de factores que pueden influenciar la selección del mortero, estos incluyen:

- Ritmo de aumento de resistencia
- Resistencia final requerida

- Características de contracción o cambio volumétrico
- Apariencia a largo plazo y durabilidad
- Condiciones de colocación (presencia de humedad o polvo, temperatura ambiente fría o caliente, colocación vertical u horizontal, etc.)
- Viscosidad y
- Características de “humedecimiento”.

La viscosidad y el “humedecimiento” determinan que tan efectivamente se desplaza el aire y que tan bien el mortero se adhiere a los componentes de la conexión. Estos factores también determinan que espacio se requiere en la interfaz de los componentes de la conexión o entre las paredes de los ductos y las barras de refuerzo. También se ve afectado por el tipo de mortero el diámetro del tubo de inyección utilizado para colocar el mortero.

5.2.3 – Cuando se utilice mortero en base a cemento, este debe ser de alta resistencia y con compensación de contracciones. La resistencia mínima del mortero debe ser 10 MPa mayor que la resistencia del hormigón de los elementos prefabricados.

C5.2.3 – Aunque en algunas situaciones, el mortero de cemento puro se puede utilizar, generalmente se especifican morteros a base de cemento no contractivos de alta resistencia.

Se especifica un mortero de alta resistencia, en primer lugar, para asegurar que las fuerzas en las barras puedan transferirse al hormigón circundante y, en segundo lugar, para minimizar el tiempo antes de que la conexión pueda soportar carga. Se recomienda que la resistencia mínima de la lechada sea 10 MPa mayor que la del hormigón circundante.

El mortero no contractivo o expandible se especifica para garantizar que la adherencia y la capacidad de carga del mortero no disminuyan por la presencia de grietas de contracción o aire atrapado (CAE 1999)

5.2.4 – El mortero debe ser mezclado e instalado de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

C5.2.4 – Este requisito se basa en lo dispuesto en el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001).

Ocasionalmente, los mandantes / contratistas pueden elegir producir su propio mortero a base de cemento, aceptando la responsabilidad por el fracaso, en lugar de utilizar un mortero preparado a nivel industrial. En estas circunstancias, debe haber un mejor control de calidad de la producción, la colocación y las pruebas (para la verificación del rendimiento del diseño) en comparación con el requerido para las mezclas industriales (CAE 1999).

5.2.5 – En el proceso de mezclado y colocación del mortero se debe emplear el equipo apropiado y personal calificado.

C5.2.5 – Bajo ninguna circunstancia se debe formular o mezclar el mortero en obra por personas no capacitadas o mediante el uso de equipos inapropiados, como palas y carretillas, sin los medios adecuados para medir y mezclar componentes sin la proporción de la mezcla (ACI 2001).

5.2.6 – El mortero utilizado en vainas, fundas, ductos, apoyos y cualquier otra abertura o vacío entre o en los elementos estructurales de hormigón debe prepararse e instalarse cuidadosamente, prestando toda la atención necesaria para lograr la resistencia prevista por el diseñador.

C5.2.6 – Este requisito se basa en lo dispuesto en el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001) y en el sección 6.4 del “*PCI Design Handbook*” (PCI 2004).

Cuando el mortero es colocado de forma horizontal o inclinada, se debe tener cuidado para evitar que quede aire atrapado en los agujeros o espacios a ser rellenados con el mortero.

5.2.7 – Las superficies que estén en contacto con el grout deben estar libres de grasa, pintura, polvo, corrosión y lechada para generar una mejor adherencia entre los componentes.

5.2.8 – Las mezclas del mortero utilizado en las conexiones de elementos de hormigón prefabricado deben ser diseñadas y la resistencia del mortero debe ser especificada y confirmada por el ingeniero de diseño.

5.2.9 – Se deben obtener muestras del mortero, en obra, elaboradas y curadas de acuerdo con los procedimientos de los estándares ASTM C 109, C 942 o ambos, para asegurar que las muestras cumplan con las especificaciones de diseño.

5.3 Empalmes Mecánicos

5.3.1 – Los empalmes mecánicos utilizados en las zonas de conexión deben ser clasificados como “*Tipo 2*” según lo establecido en el código ACI 318S-14, y cumplir con lo dispuesto en 5.3.1.1 a 5.3.1.3.

5.3.1.1 – Un empalme mecánico debe desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, al menos $1.4f_y$ nominal o $1.15f_y$ real característico de las barras empalmadas.

5.3.1.2 – Los empalmes mecánicos deben desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos la resistencia de tracción nominal de las barras empalmadas y el **90%** de la resistencia de tracción real de las barras empalmadas.

5.3.1.3 – Los empalmes mecánicos, cuando son ensayados a tracción o compresión, según sea requerido, deben mostrar un cambio de longitud en la barra a una tensión de $0.7f_y$, medida sobre el largo del empalme, **no mayor al doble** que mostraría una barra sin empalme de igual longitud.

5.3.2 – Cuando se emplean empalmes mecánicos en las conexiones horizontales de muros estructurales, estos deben desarrollar al menos **1.5** veces la resistencia a la fluencia nominal del refuerzo.

C5.2.7 – Este requisito se basa en lo dispuesto en la sección 6.3 del “*Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*” (CAE 1999).

C5.2.8 – Este requisito se basa en lo dispuesto en el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001).

C5.2.9 – Este requisito se basa en lo dispuesto en el reporte ACI 550.1R-01 (ACI 2001).

El estándar ASTM C 109 se refiere al ensayo para determinar la resistencia compresiva de morteros de cemento hidráulico, usando cubos de 50mm. Y el estándar C 942 cubre la determinación de la resistencia a la compresión de morteros de cemento hidráulico para hormigón con agregado precolocado.

C5.3 Empalmes Mecánicos

C5.3.1 – Estos requisitos se basan en las adecuaciones realizadas al ACI318S por el DS 60-2011, en cuanto a los empalmes mecánicos tipo 2, específicamente los numerales 12.14.3.2 y 21.1.6.1 (18.2.7.1 y 25.5.7.1 del ACI318S-14), excepto lo dispuesto en 5.3.1.3 que se basa en el numeral 8.7.5.2 (b) del NZS 3101.1:2006.

Según lo dispuesto en el DS 60-2011 (MINVU 2011), se realiza una diferencia entre el f_y nominal y real de las barras de refuerzo para el hormigón debido a que en Chile se utilizan actualmente barras que sobrepasan ampliamente f_y nominal dado por el ACI. Lo mismo ocurre con la resistencia característica.

Por lo anterior se exigen también valores mayores de resistencia a los empalmes en comparación a los exigidos por el ACI318S-14 ($1.25f_y$).

El requisito 5.3.1.3 se incluye, según NZS 3101.2:2006 (Standards New Zealand 2006b), como un criterio de rigidez a los empalmes mecánicos para asegurar que el largo de las grietas prematuras no sean producidas por una deformación excesiva de los dispositivos de empalme.

C5.3.2 – Este requisito se establece como consecuencia de lo establecido en 4.3.2 con respecto al diseño de las conexiones en muros.

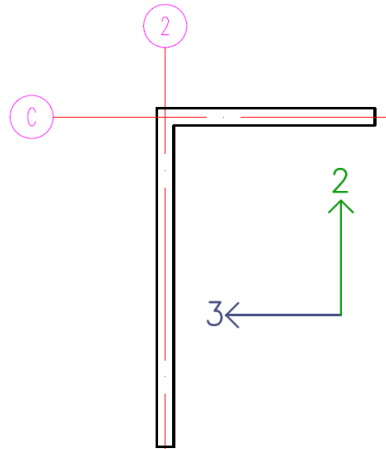
A.8. Bibliografía Lineamientos

- ACI (American Concrete Institute). (2001). "Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures." *ACI 550.1R-01*, Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (American Concrete Institute) (2014). "*Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (Versión en español y en sistema métrico SI)*", Farmington Hills, MI, USA.
- ASCE (American Society of Civil Engineers) (2017). "*Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16)*", Reston, VA, USA.
- CAE (Centre for Advanced Engineering) (1999). *Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings*, Christchurch N.Z.
- fib (fédération internationale du béton) (2003). "*Seismic design of precast concrete building structures - State-of-art report*", Lausanne Switzerland.
- FIP (Fédération internationale de La précontrainte) (1994). *Planning and design handbook on precast building structures*, SETO, London.
- MCCB (Modular Construction Codes Board) (2017). "*Handbook for the Design of Modular Structures*", Monash University, Melbourne, Australia.
- MINVU (Ministerio de Vivienda y Urbanismo) (2011). *Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigón Armado: DS 60-2011 (V. y U.)*.
- NIST (National Institute of Standards and Technology) (2017). *Seismic Design of Precast Concrete Diaphragms: A Guide for Practicing Engineers NEHRP, Seismic Design Technical Brief No. 13*, Gaithersburg, MD.
- PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute) (1988). *Design and typical details of connections for precast and prestressed concrete, MNL 123-88*, PCI Committee on Connection Details, Chicago, USA.
- PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute) (2004). *PCI design handbook: Precast and prestressed concrete, MNL 120-04*, Chicago, USA.
- Ren, R., & Naito, C. J. (2013). "Precast Concrete Diaphragm Connector Performance Database." *Journal of Structural Engineering*, 139(1), 15–27.
- Seifi, P., Henry, R. S., & Ingham, J. M. (2016). "Panel Connection Details in Existing New Zealand Precast Concrete Buildings." *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 49(2), 190–199.
- Standards New Zealand. (2006a). "Concrete Structures Standard. Part 1: The Design of Concrete Structures." *NZS 3101.1*, Wellington, NZ.
- Standards New Zealand. (2006b). "Concrete Structures Standard. Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures." *NZS 3101.2*, Wellington, NZ.

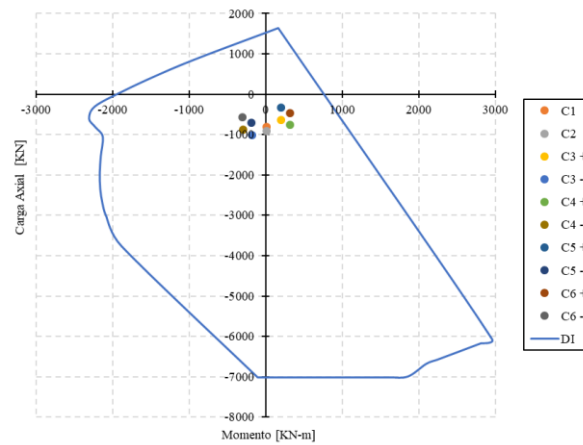
ANEXO B: Revisión de Diseño de los Elementos Estructuras del Edificio en Estudio

B.1. Revisión de Diseño de los Muros

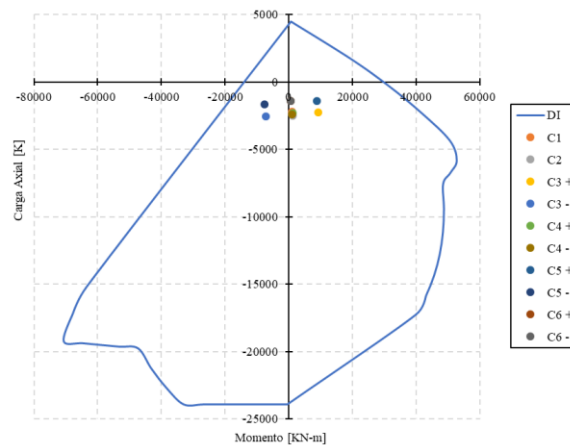
- Muro 1N



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 1N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.1: Revisión de diseño del muro 1N

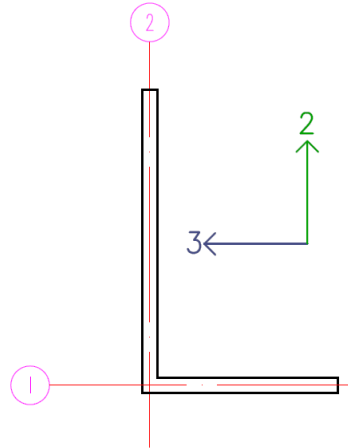
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.1: Revisión de diseño Muro 1N

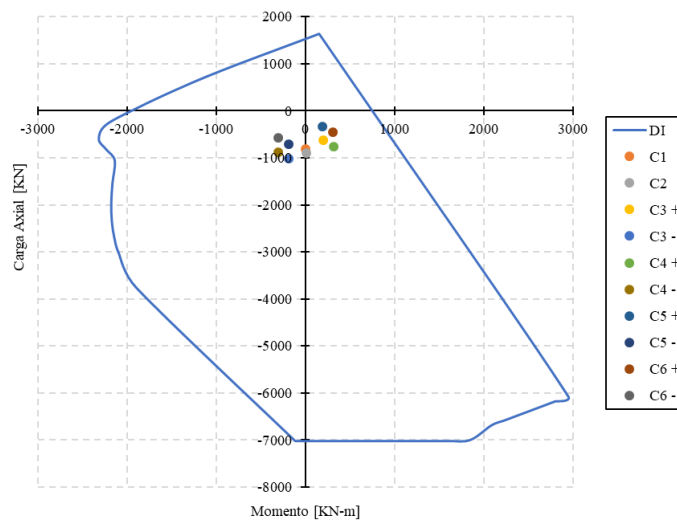
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	719.26	201	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	467.74	145.58	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	4935.00	1015.97	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		27.95%		
Cortante en Dirección 3		31.12%		
Momento respecto a eje 2		34.44%		
Momento respecto a eje 3		46.36%		
Carga Axial		20.59%		

Fuente: Elaboración Propia

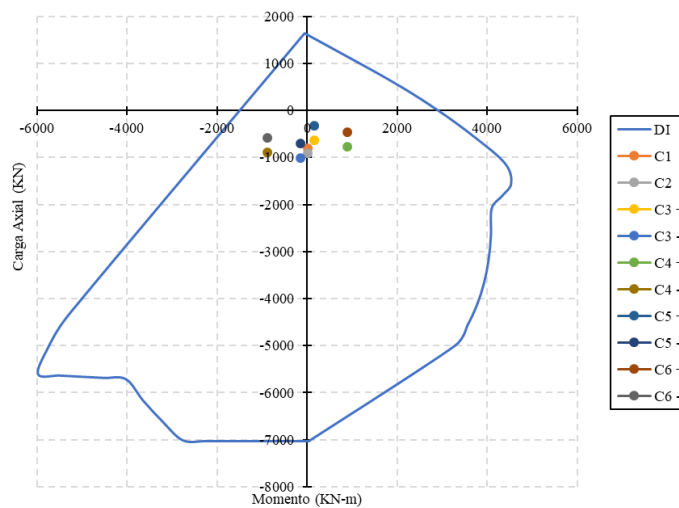
- **Muro 1S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 1S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.2: Revisión de diseño del muro 1S

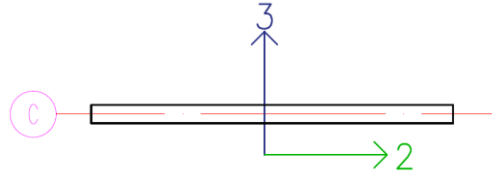
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.2: Revisión de diseño Muro 1S

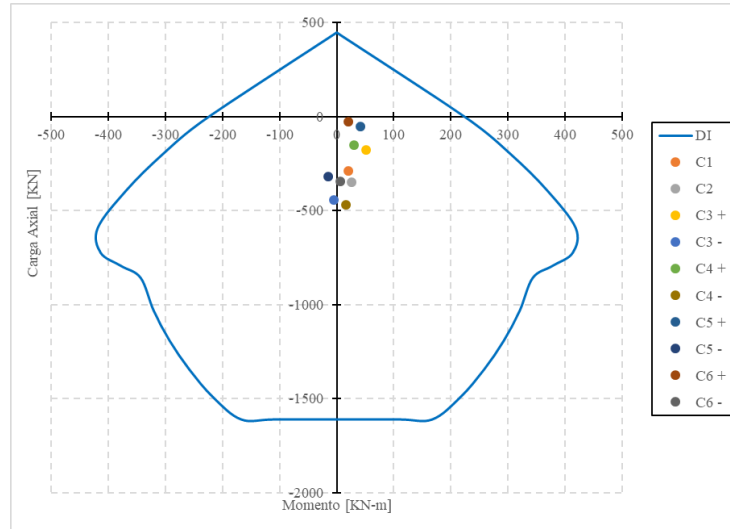
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	719.26	198.78	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	467.74	145.74	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	4935.00	1016.09	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		27.64%		
Cortante en Dirección 3		31.16%		
Momento respecto a eje 2		34.15%		
Momento respecto a eje 3		44.30%		
Carga Axial		20.59%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 2N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 2N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.3: Revisión de diseño del muro 2N

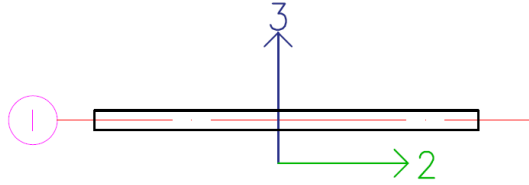
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.3: Revisión de diseño Muro 2N

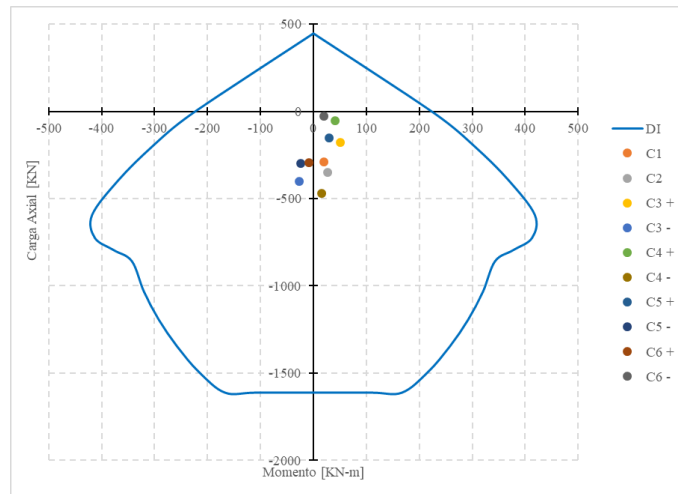
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0045	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [kN]	311.47	62.71	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [kN]	1102.50	468.96	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		20.13%		
Momento respecto a eje 3		17.05%		
Carga Axial		42.54%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 2S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 2S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.4: Revisión de diseño del muro 2S

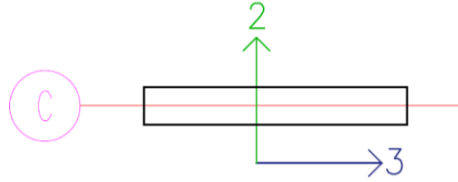
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.4: Revisión de diseño Muro 2S

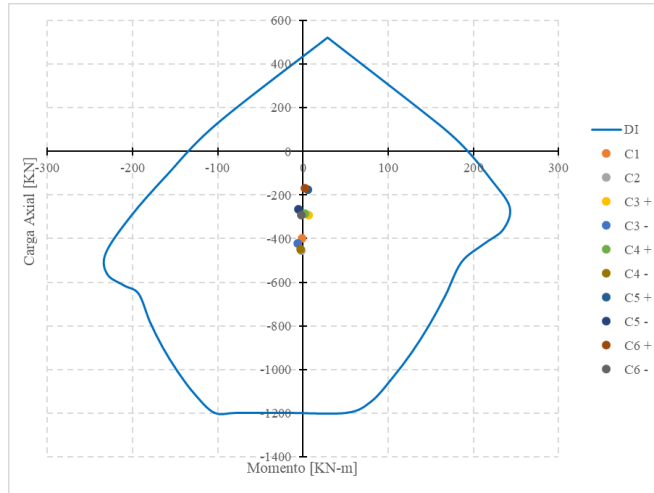
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0045	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	311.47	62.71	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [KN]	1102.50	470.54	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		20.13%		
Momento respecto a eje 3		16.95%		
Carga Axial		42.68%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 3N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 3N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.5: Revisión de diseño del muro 3N

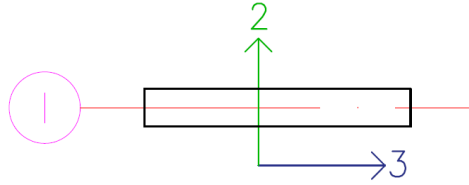
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.5: Revisión de diseño Muro 3N

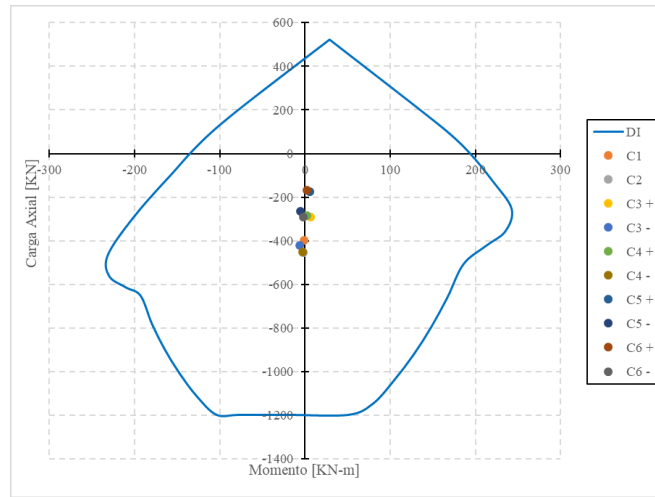
Refuerto distribuido y cortante en dirección 2				
Norma	Parámetros	Valor muro	¿Cumple?	
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	170.67	19.58	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma	Parámetros	Valor muro	¿Cumple?	
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [KN]	735.00	455.88	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		11.47%		
Momento respecto a eje 3		2.75%		
Carga Axial		62.03%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 3S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 3S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

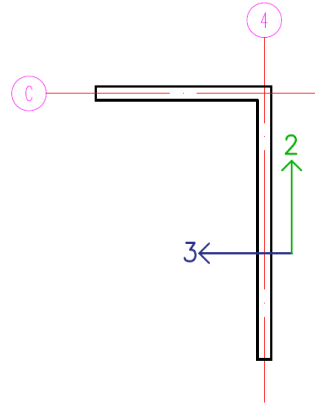
Figura B.6: Revisión de diseño del muro 3S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.6: Revisión de diseño Muro 3S

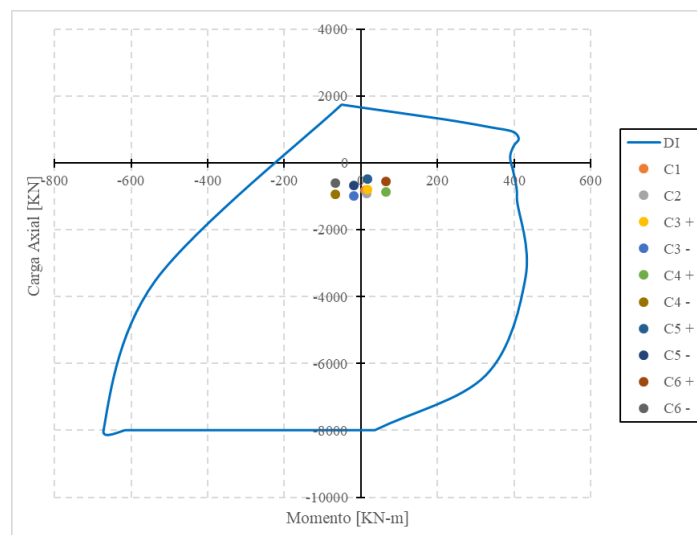
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [kN]	170.67	19.54	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [kN]	735.00	453.60	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		11.45%		
Momento respecto a eje 3		2.74%		
Carga Axial		61.85%		

Fuente: Elaboración Propia

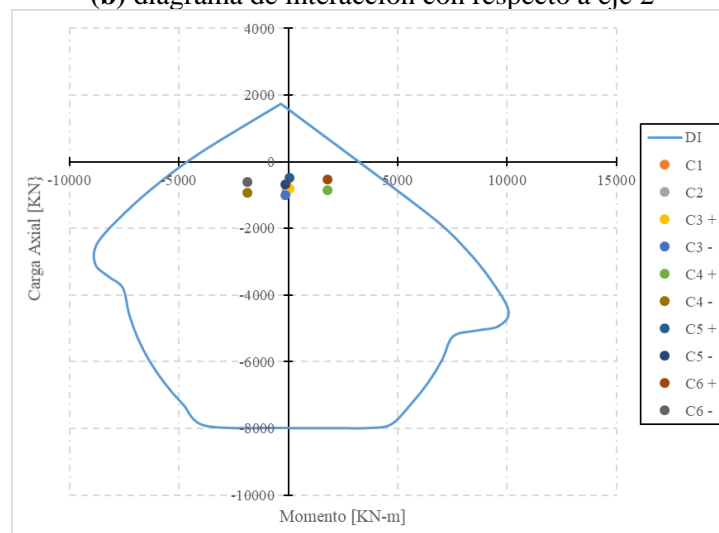
- **Muro 4N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 4N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

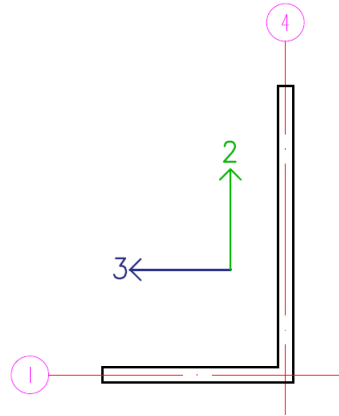
Figura B.7: Revisión de diseño del muro 4N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.7: Revisión de diseño Muro 4N

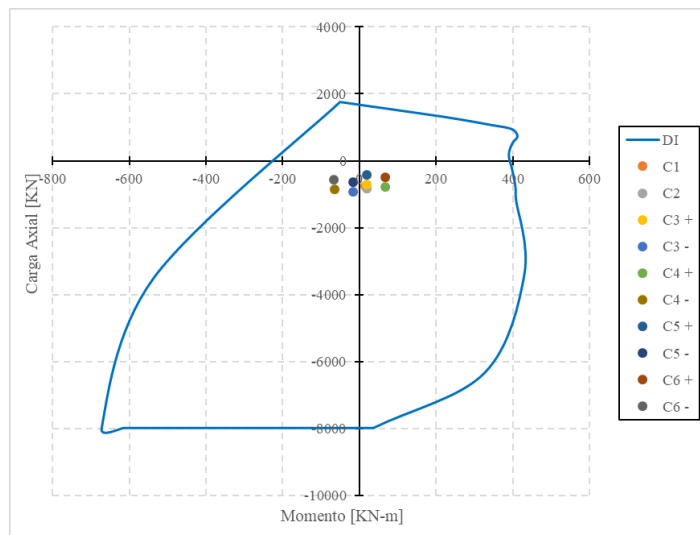
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1170.32	259.12	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	184.63	14.92	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	5670.00	916.01	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		22.14%		
Cortante en Dirección 3		8.08%		
Momento respecto a eje 2		25.02%		
Momento respecto a eje 3		42.26%		
Carga Axial		16.16%		

Fuente: Elaboración Propia

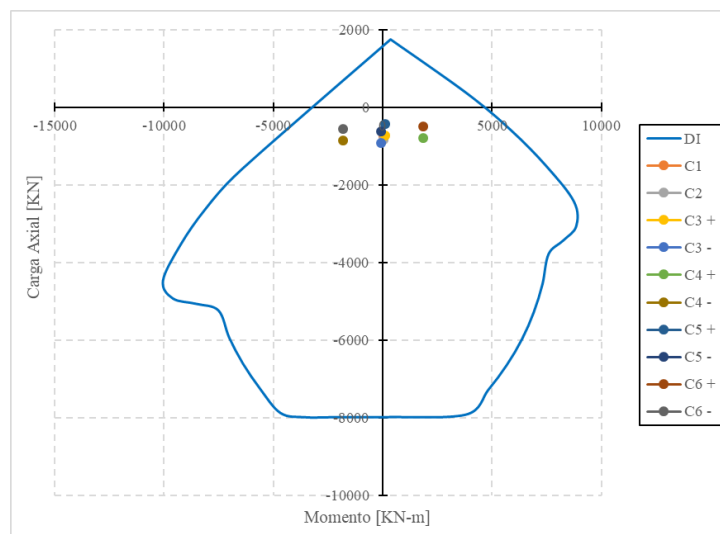
- **Muro 4S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 4S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

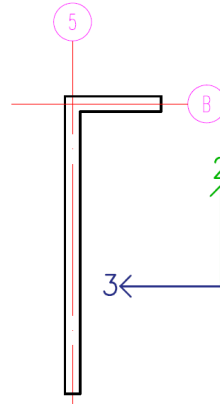
Figura B.8: Revisión de diseño del muro 4S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.8: Revisión de diseño Muro 4S

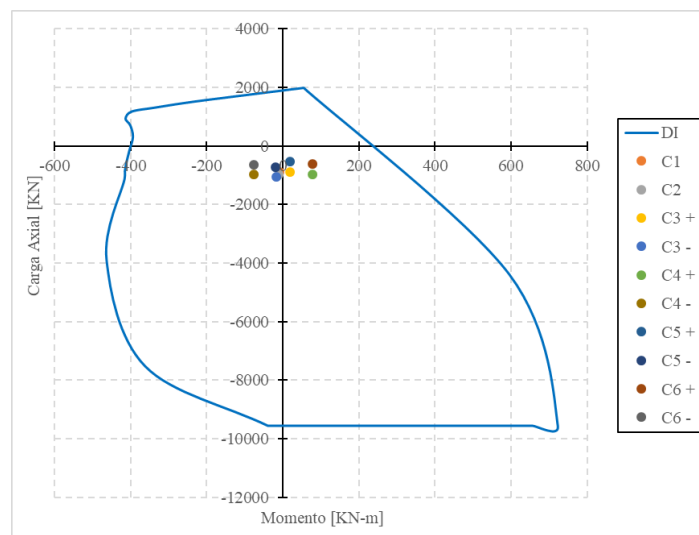
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1170.32	258.48	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	184.63	14.20	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	5670.00	991.61	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		22.09%		
Cortante en Dirección 3		7.69%		
Momento respecto a eje 2		25.14%		
Momento respecto a eje 3		42.11%		
Carga Axial		17.49%		

Fuente: Elaboración Propia

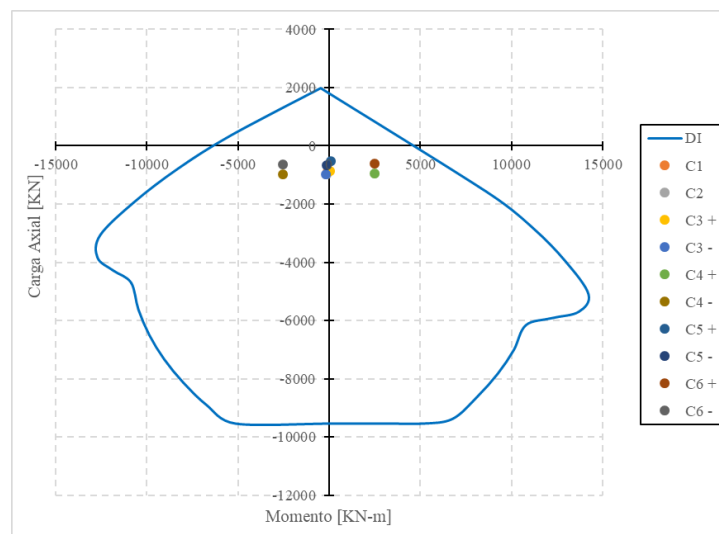
- **Muro 5N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 5N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

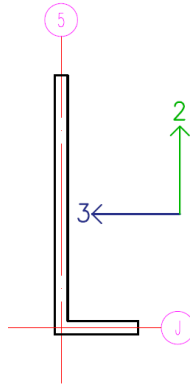
Figura B.9: Revisión de diseño del muro 5N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.9: Revisión de diseño Muro 5N

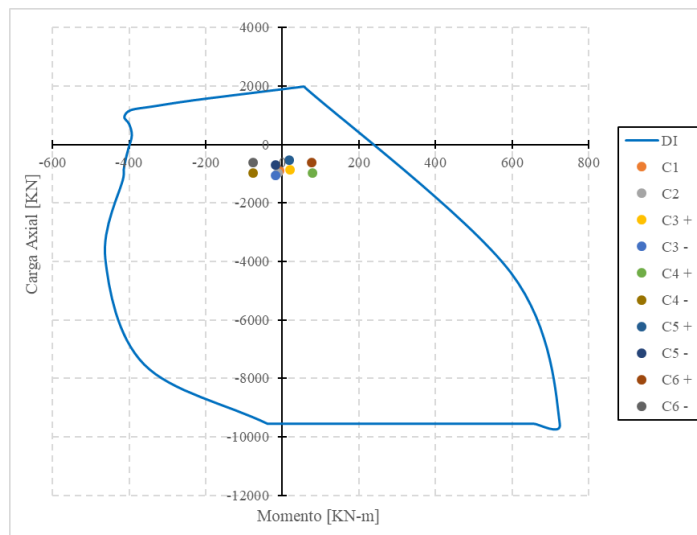
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1438.52	325.93	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	184.63	14.76	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	6825.00	1058.71	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		22.66%		
Cortante en Dirección 3		7.99%		
Momento respecto a eje 2		28.13%		
Momento respecto a eje 3		40.80%		
Carga Axial		15.51%		

Fuente: Elaboración Propia

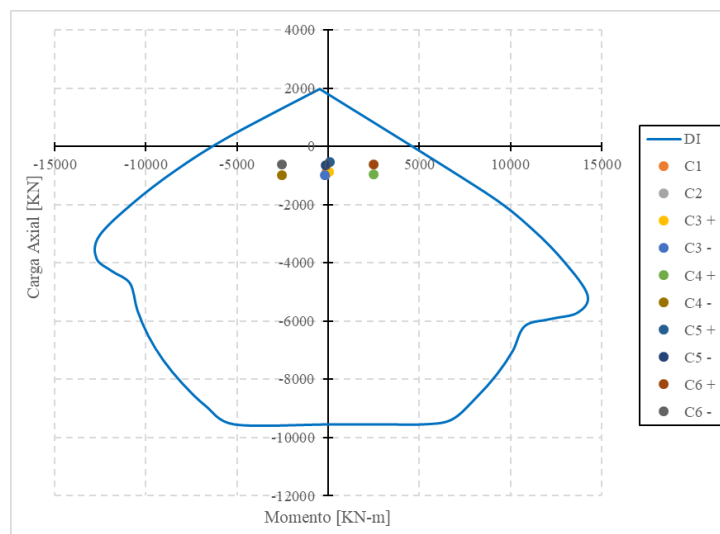
- **Muro 5S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 5S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

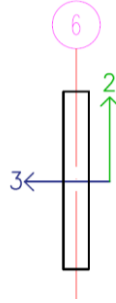
Figura B.10: Revisión de diseño del muro 5S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.10: Revisión de diseño Muro 5S

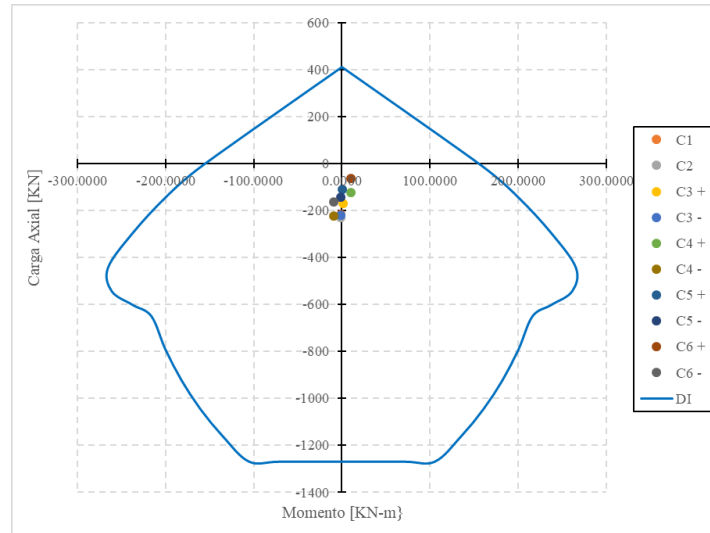
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1438.52	325.93	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	184.63	14.76	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	6825.00	1058.71	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		22.66%		
Cortante en Dirección 3		7.99%		
Momento respecto a eje 2		28.13%		
Momento respecto a eje 3		40.80%		
Carga Axial		15.51%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 6N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 6N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

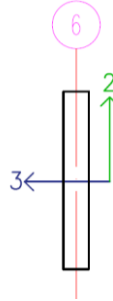
Figura B.11: Revisión de diseño del muro 6N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.11: Revisión de diseño Muro 6N

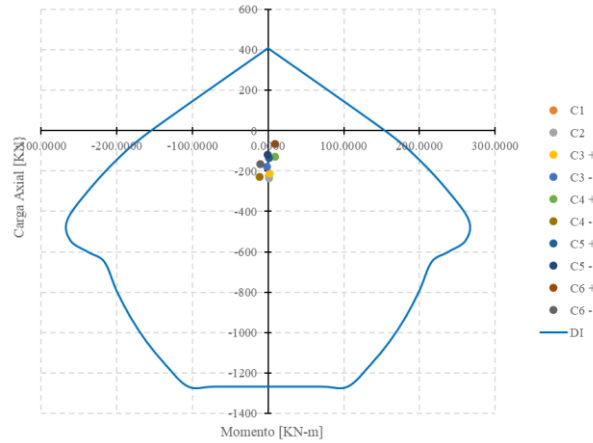
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [kN]	195.05	17.45	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [kN]	840.00	230.16	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		8.94%		
Momento respecto a eje 3		5.92%		
Carga Axial		27.40%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 6S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 6S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

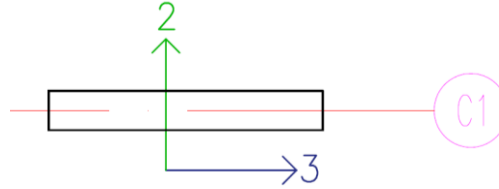
Figura B.12: Revisión de diseño del muro 6S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.12: Revisión de diseño Muro 6S

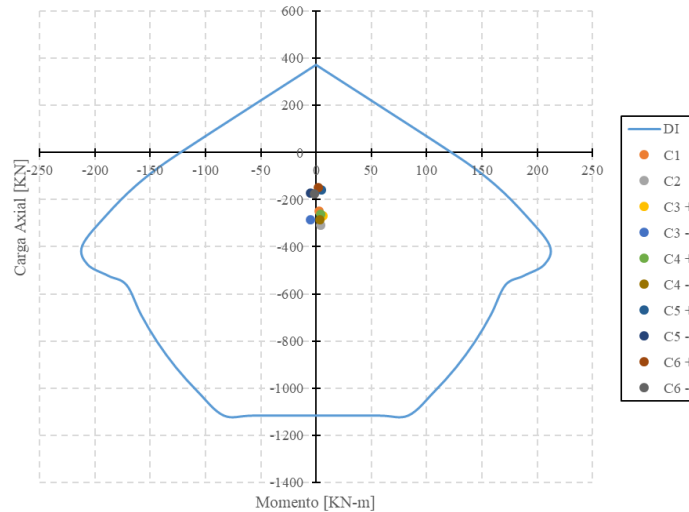
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	$S_{max.}$ en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	195.05	17.90	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [KN]	840.00	235.76	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		9.18%		
Momento respecto a eje 3		5.25%		
Carga Axial		28.07%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 7N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 7N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

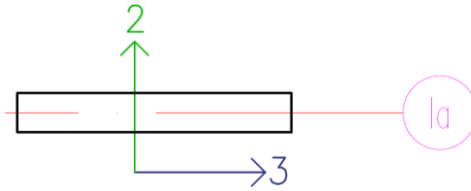
Figura B.13: Revisión de diseño del muro 7N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.13: Revisión de diseño Muro 7N

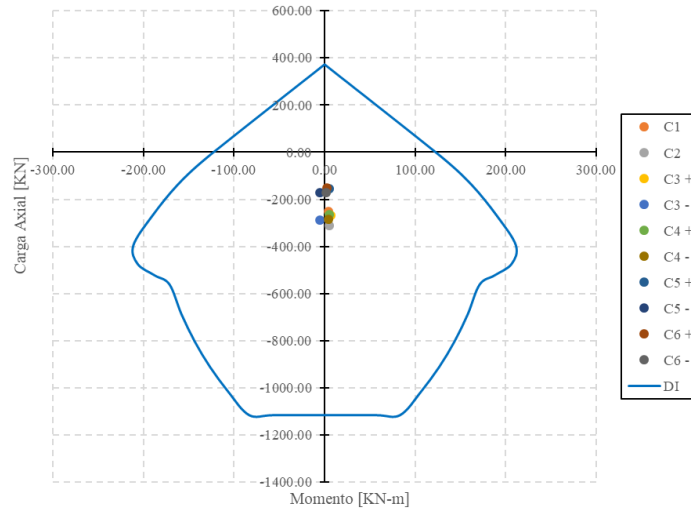
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0031	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [kN]	170.67	4.15	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [kN]	735.00	309.97	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		2.43%		
Momento respecto a eje 3		2.75%		
Carga Axial		42.17%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 7S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 7S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

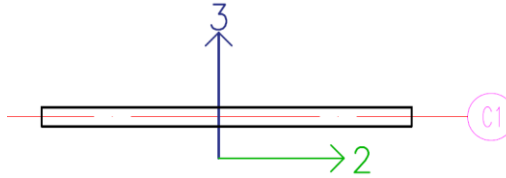
Figura B.14: Revisión de diseño del muro 7S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.14: Revisión de diseño Muro 7S

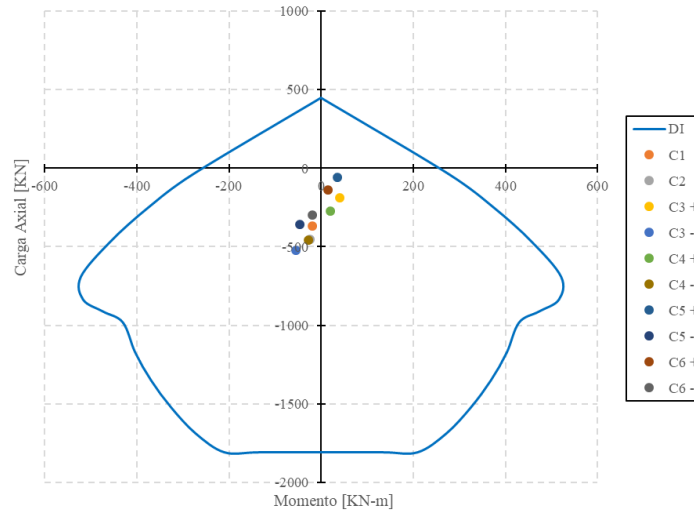
Refruerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0031	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	170.67	4.58	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	735.00	311.48	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		2.68%		
Momento respecto a eje 3		2.95%		
Carga Axial		42.38%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 8N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 8N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

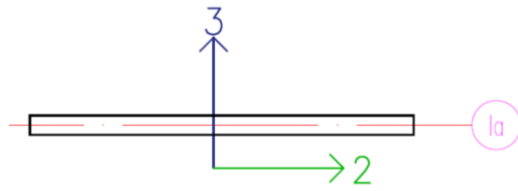
Figura B.15: Revisión de diseño del muro 8N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.15: Revisión de diseño Muro 8N

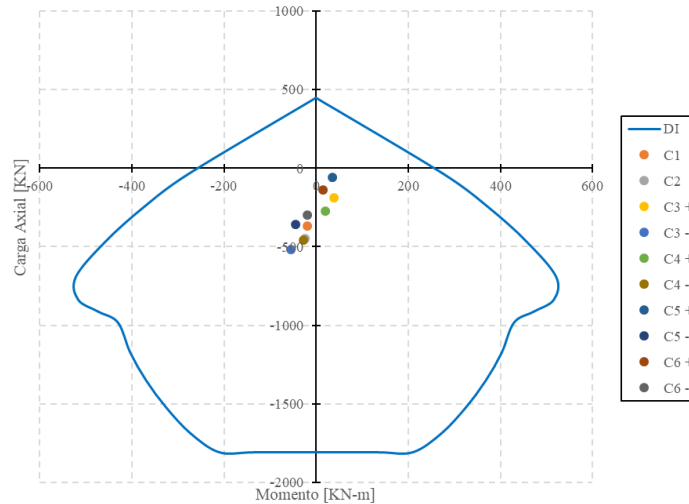
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0029	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0045	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [kN]	355.97	80.99	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [kN]	1260.00	521.71	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		22.75%		
Momento respecto a eje 3		12.34%		
Carga Axial		41.41%		

Fuente: Elaboración Propia

- **Muro 8S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 8S



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 3

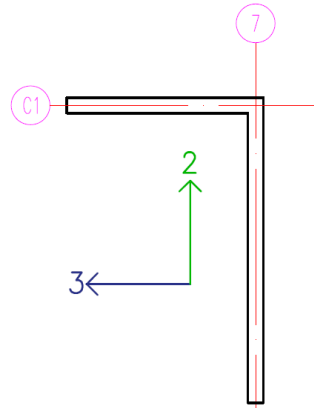
Figura B.16: Revisión de diseño del muro 8S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.16: Revisión de diseño Muro 8S

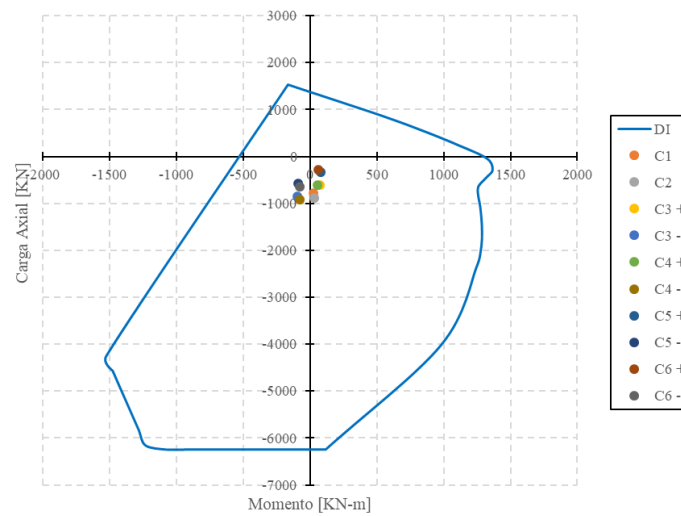
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0029	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0045	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [kN]	355.97	80.48	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$ [kN]	1260.00	518.05	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		22.61%		
Momento respecto a eje 3		12.28%		
Carga Axial		41.12%		

Fuente: Elaboración Propia

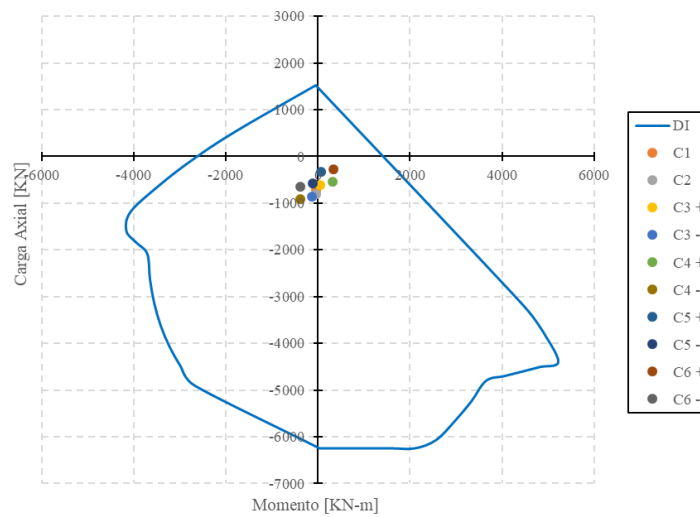
- **Muro 9N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro 9N



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

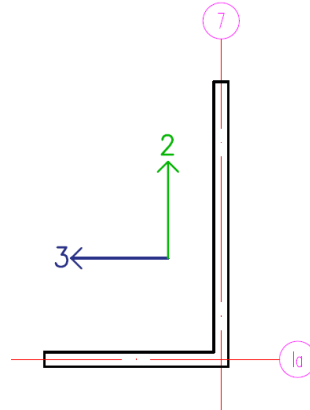
Figura B.17: Revisión de diseño del muro 9N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.17: Revisión de diseño Muro 9N

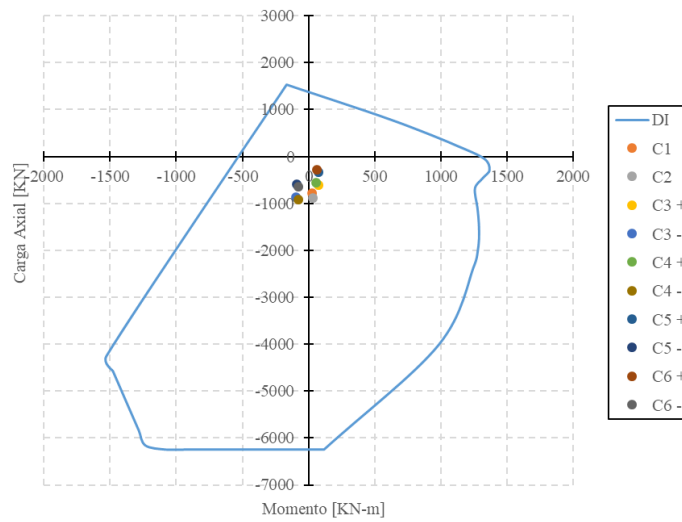
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	707.07	124.98	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	341.34	104.08	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	4357.50	915.54	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		17.68%		
Cortante en Dirección 3		30.49%		
Momento respecto a eje 2		13.76%		
Momento respecto a eje 3		19.78%		
Carga Axial		21.01%		

Fuente: Elaboración Propia

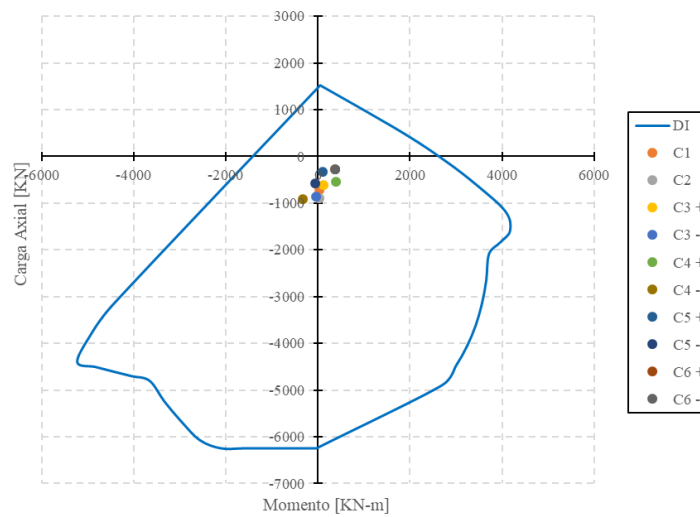
- **Muro 9S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

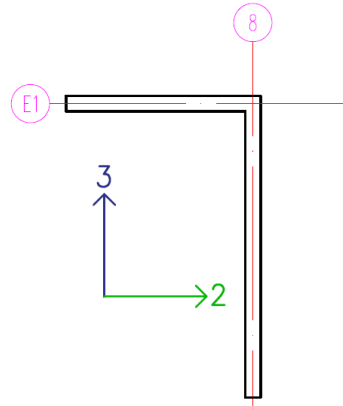
Figura B.18: Revisión de diseño del muro 9S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.18: Revisión de diseño Muro 9S

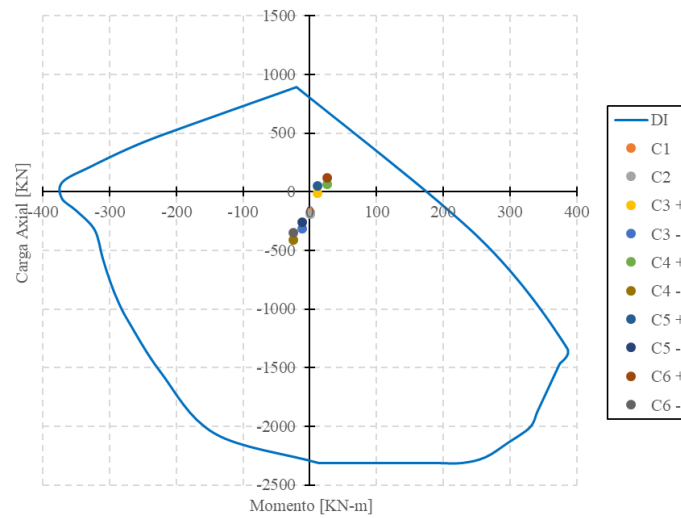
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	707.07	122.59	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	341.34	103.75	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	4357.5	917.73	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		17.34%		
Cortante en Dirección 3		30.39%		
Momento respecto a eje 2		13.42%		
Momento respecto a eje 3		14.12%		
Carga Axial		21.06%		

Fuente: Elaboración Propia

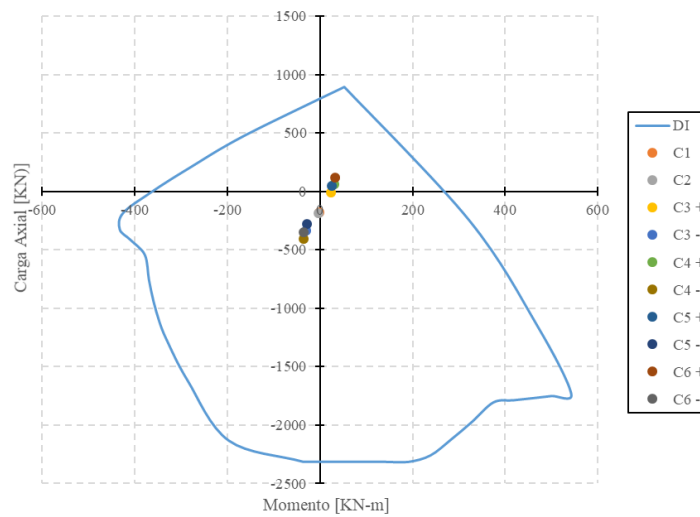
- **Muro 10N**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

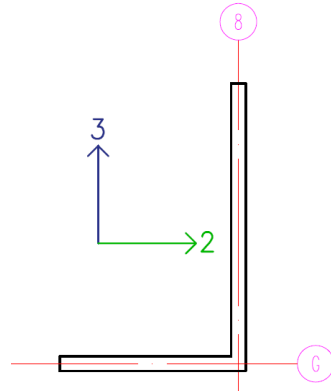
Figura B.19: Revisión de diseño del muro 10N
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.19: Revisión de diseño Muro 10N

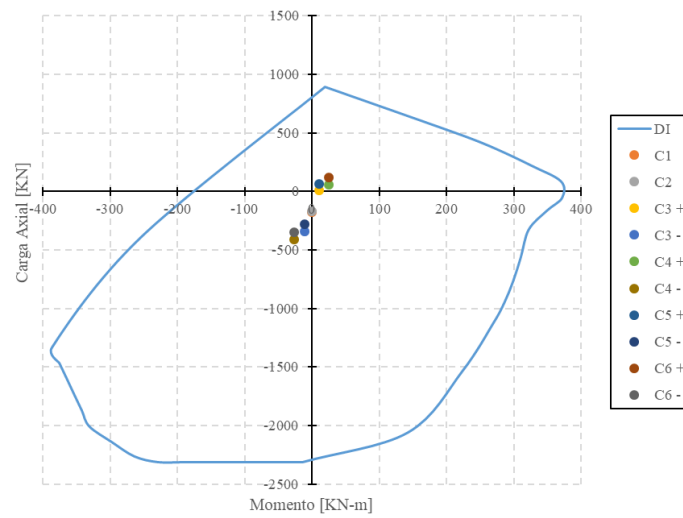
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0037	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0045	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	237.39	41.85	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0045	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	222.55	33.41	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	1470	409.27	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		17.63%		
Cortante en Dirección 3		15.01%		
Momento respecto a eje 2		18.34%		
Momento respecto a eje 3		13.81%		
Carga Axial		27.84%		

Fuente: Elaboración Propia

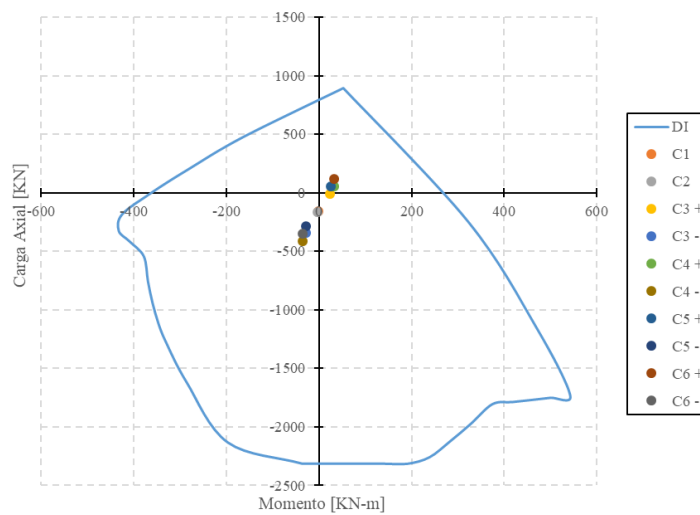
- **Muro 10S**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

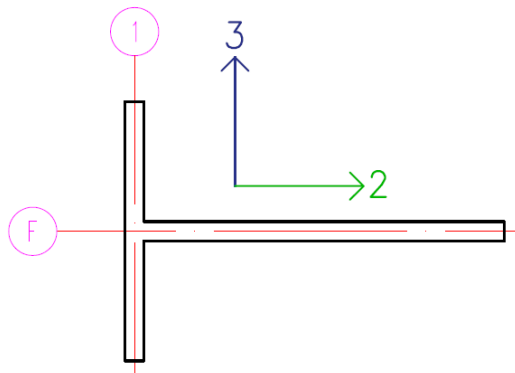
Figura B.20: Revisión de diseño del muro 10S
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.20: Revisión de diseño Muro 10S

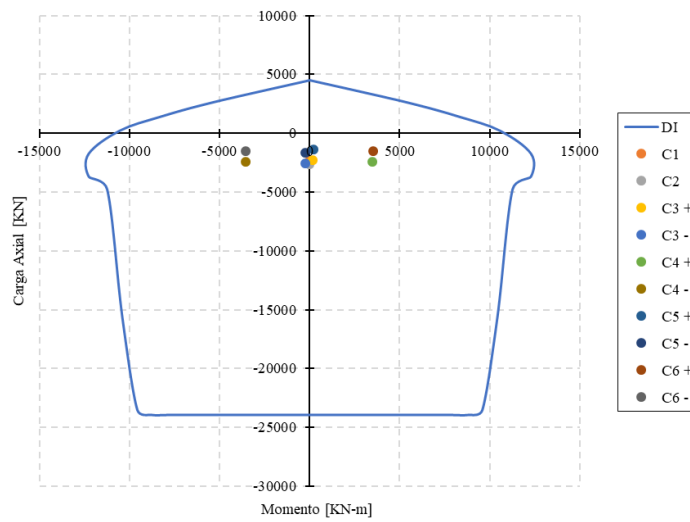
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	237.39	42.60	Si
	α_c	0.17		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	222.55	32.81	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	1470.00	412.38	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		17.94%		
Cortante en Dirección 3		14.74%		
Momento respecto a eje 2		17.53%		
Momento respecto a eje 3		13.95%		
Carga Axial		28.05%		

Fuente: Elaboración Propia

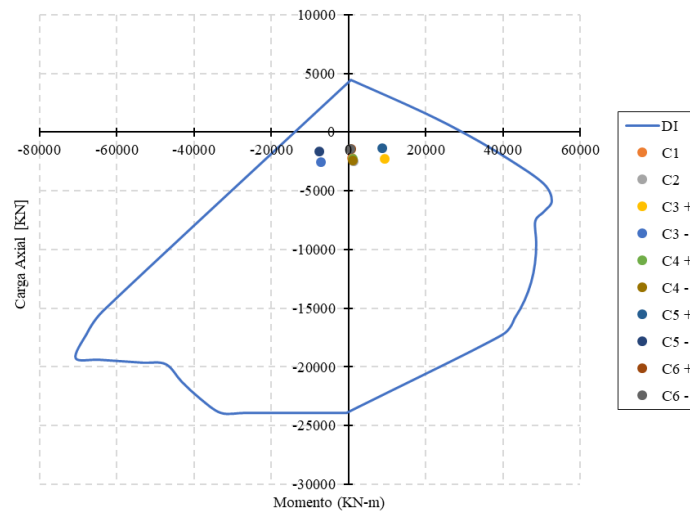
- **Muro 11**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.21: Revisión de diseño del muro 11

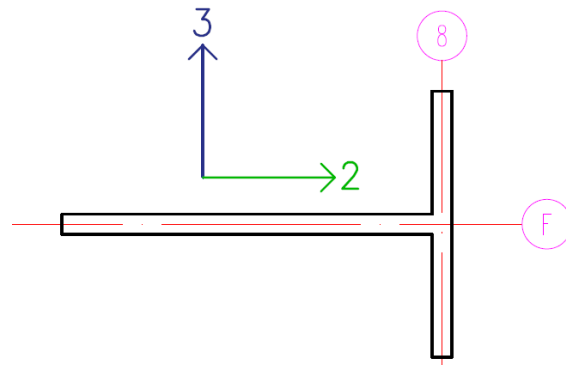
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.21: Revisión de diseño Muro 11

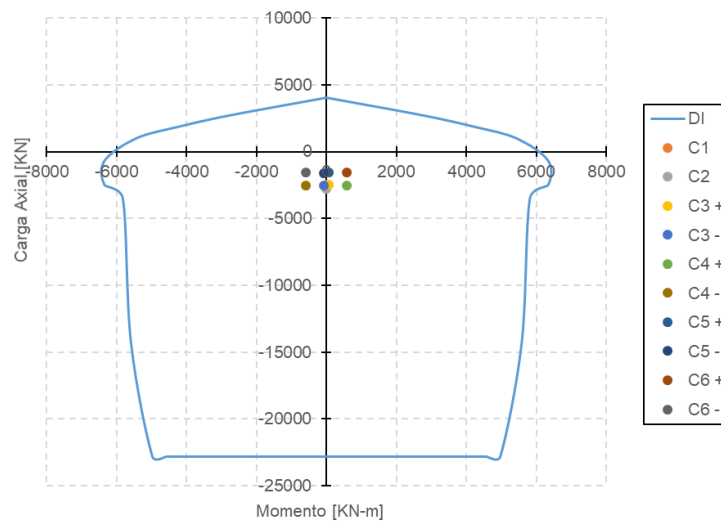
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	4687.09	1052.17	Si
	α_c	0.25		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	S_{max} en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa		Debe tener doble capa (DS-60-2011)		Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1499.48	588.25	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	17325.00	2639.38	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		35.28%		
Cortante en Dirección 3		39.23%		
Momento respecto a eje 2		29.30%		
Momento respecto a eje 3		39.57%		
Carga Axial		15.23%		

Fuente: Elaboración Propia

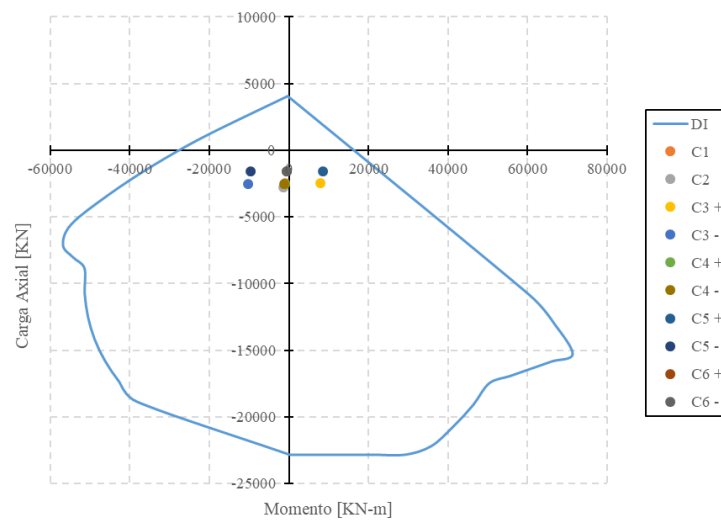
- **Muro 12**



(a) Bosquejo y orientación de los ejes principales de diseño del muro



(b) diagrama de interacción con respecto a eje 2



(c) diagrama de interacción con respecto a eje 3

Figura B.22: Revisión de diseño del muro 12
Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.22: Revisión de diseño Muro 12

Refuerzo distribuido y cortante en dirección 2				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	$S_{max.}$ en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	4488.25	1162.36	Si
	α_c	0.25		
Refuerzo distribuido y cortante en dirección 3				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
18.10.2.1: Cuantía de refuerzo y espaciamiento	ρ_l (vertical)	0.0025	0.0034	Si
	ρ_t (horizontal)	0.0025	0.0034	Si
	$S_{max.}$ en malla [mm]	450.00	200	Si
18.10.2.2: Doble Capa	Debe tener doble capa (DS-60-2011)			Si
18.10.4.1: Corte nominal del muro	$V_u \leq \phi V_n$ [KN]	1084.99	340.76	Si
	α_c	0.17		
Revisión por carga axial				
Norma		Parámetros	Valor muro	¿Cumple?
21.9.5.3 (DS60): Limite carga axial	$0.35 * f'_c * A_g$ [KN]	16590.00	2751.92	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro		Nivel de Utilización (D/C)		
Cortante en Dirección 2		25.90%		
Cortante en Dirección 3		31.41%		
Momento respecto a eje 2		9.26%		
Momento respecto a eje 3		37.84%		
Carga Axial		16.59%		

Fuente: Elaboración Propia

B.2. Revisión de Diseño de las Vigas

- **Viga V1**

Tabla B.23: Revisión de diseño viga V1

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 27.00$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 53.00$	186.89	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	300.00	150.00	Si
	$S \leq d/4$	157.50		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 53.00$	$0.5\phi V_c = 26.15$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	14.85	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	18.75		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	177.34	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			29.76%	
Cortante			28.36%	

Fuente: Elaboración Propia

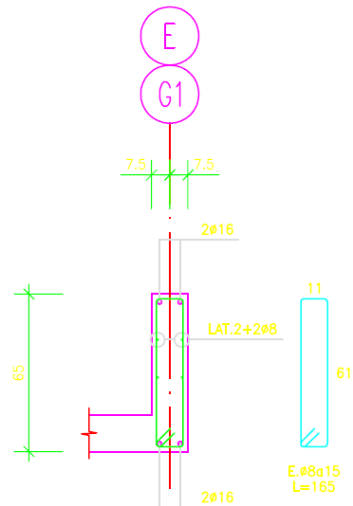


Figura B.23: Sección transversal Viga V1

Fuente: Adaptado de plano original

- Viga V2

Tabla B.24: Revisión de diseño viga V2

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 12.92$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 17.03$	153.64	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	315.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 17.03$	$0.5\phi V_c = 26.15$	No Entonces no es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	133.00	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			14.24%	
Cortante			11.08%	

Fuente: Elaboración Propia

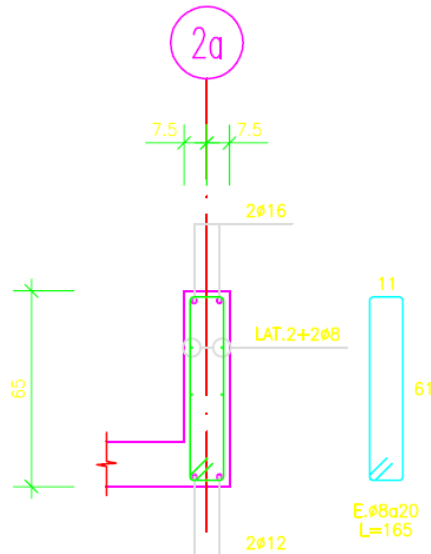


Figura B.24: Sección transversal Viga V2

Fuente: Adaptado de plano original

- Viga V3

Tabla B.25: Revisión de diseño viga V3

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 17.29$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 20.03$	153.64	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	315.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 20.03$	$0.5\phi V_c = 26.15$	No Entonces no es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	133.00	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			19.96%	
Cortante			13.04%	

Fuente: Elaboración Propia

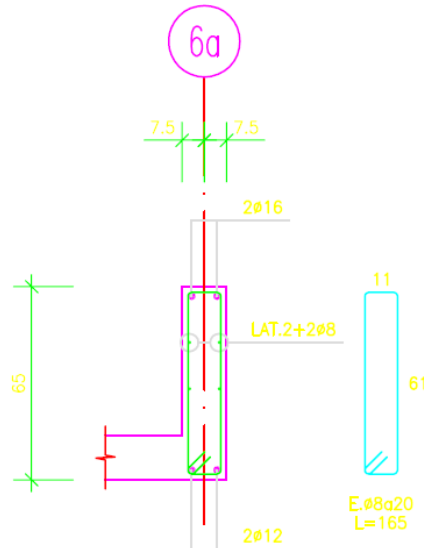


Figura B.25: Sección transversal Viga V3

Fuente: Adaptado de plano original

• **Viga V4**

Tabla B.26: Revisión de diseño viga V4

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 33.20$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 87.70$	186.89	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	300.00	150.00	Si
	$S \leq d/4$	157.50		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 87.70$	$0.5\phi V_c = 26.15$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	14.85	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	18.75		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	177.34	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			36.60%	
Cortante			46.93%	

Fuente: Elaboración Propia

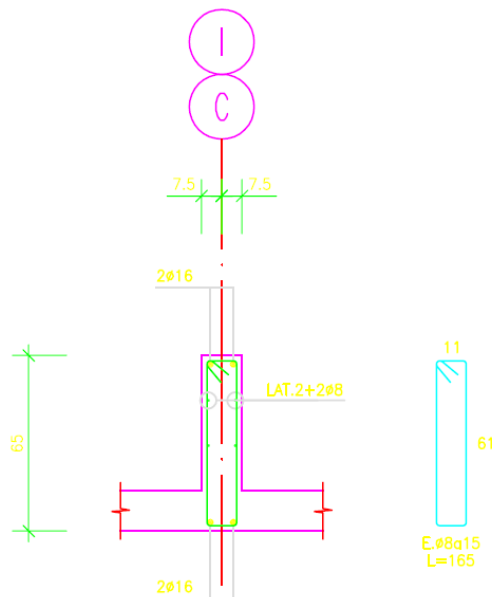


Figura B.26: Sección transversal Viga V4
Fuente: Adaptado de plano original

- Viga V5

Tabla B.27: Revisión de diseño viga V5

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 18.28$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 21.79$	153.64	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	315.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 21.79$	$0.5\phi V_c = 26.15$	No Entonces no es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	133.00	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			20.15%	
Cortante			14.18%	

Fuente: Elaboración Propia

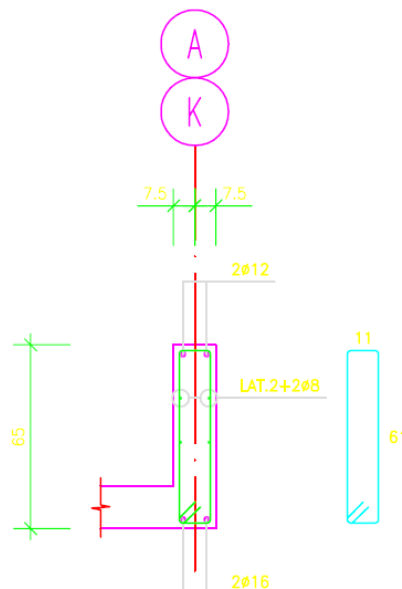


Figura B.27: Sección transversal Viga V5

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga V6**

Tabla B.28: Revisión de diseño viga V6

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 22.00$	90.73	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0043	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 25.00$	153.64	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	315.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 25.00$	$0.5\phi V_c = 26.15$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	278.93	133.00	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			24.25%	
Cortante			16.27%	

Fuente: Elaboración Propia

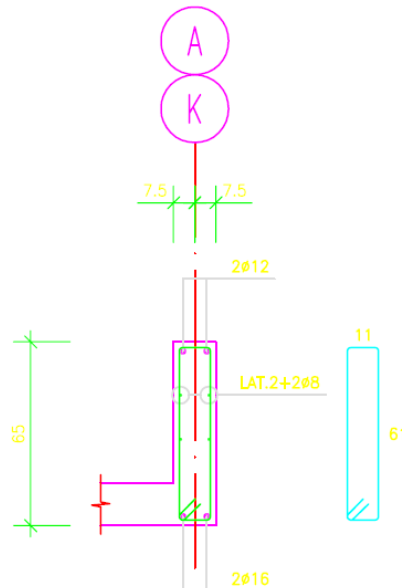


Figura B.28: Sección transversal Viga V6

Fuente: Adaptado de plano original

• **Viga V9**

Tabla B.31: Revisión de diseño viga V9

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 14.00$	139.37	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0028	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 152.00$	382.09	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	300.00	100.00	Si
	$S \leq d/4$	237.50		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 152.00$	$0.5\phi V_c = 39.43$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	9.90	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	12.50		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	420.60	401.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			10.05%	
Cortante			39.78%	

Fuente: Elaboración Propia

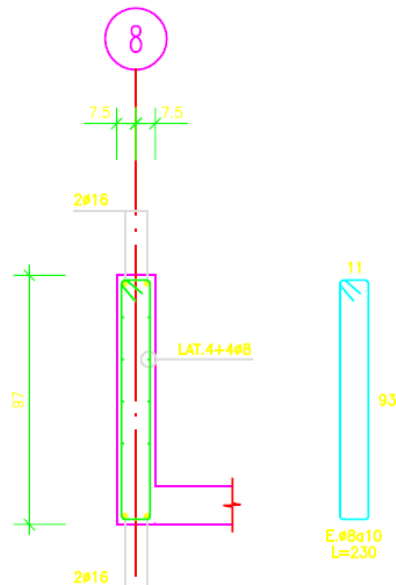


Figura B.31: Sección transversal Viga V9

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC1**

Tabla B.32: Revisión de diseño viga VC1

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 14.40$	219.93	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0018	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 34.00$	360.92	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	740.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 34.00$	$0.5 \phi V_c = 61.43$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	655.26	312.45	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			6.55%	
Cortante			9.42%	

Fuente: Elaboración Propia

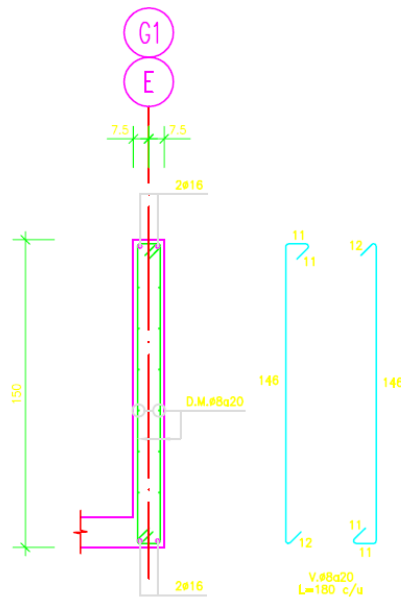


Figura B.32: Sección transversal Viga VC1

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC2**

Tabla B.33: Revisión de diseño viga VC2

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 13.00$	174.33	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0023	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 35.20$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 35.20$	$0.5\phi V_c = 48.98$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			7.46%	
Cortante			12.23%	

Fuente: Elaboración Propia

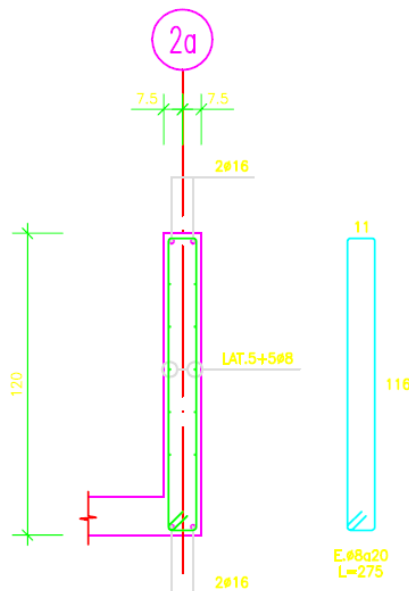


Figura B.33: Sección transversal Viga VC2

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC3**

Tabla B.34: Revisión de diseño viga VC3

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 35.00$	99.30	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0013	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 32.50$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 32.50$	$0.5\phi V_c = 48.98$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			35.25%	
Cortante			11.29%	

Fuente: Elaboración Propia

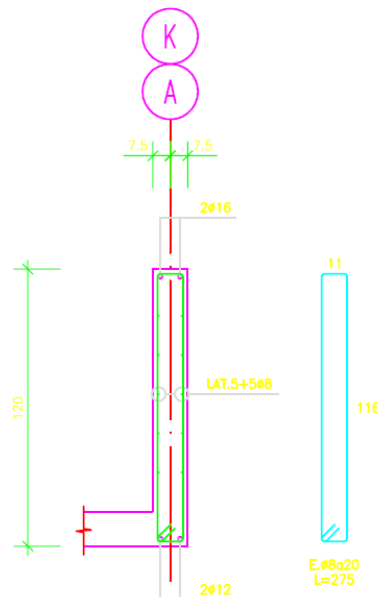


Figura B.34: Sección transversal Viga VC3
Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC4**

Tabla B.35: Revisión de diseño viga VC4

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 9.60$	174.33	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0023	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 29.90$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 29.90$	$0.5\phi V_c = 48.98$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			5.51%	
Cortante			10.39%	

Fuente: Elaboración Propia

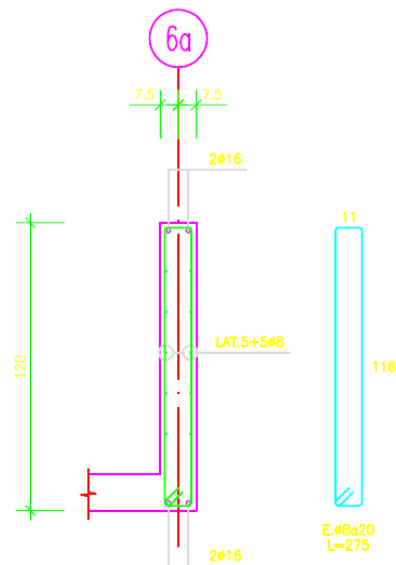


Figura B.35: Sección transversal Viga VC4

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC5**

Tabla B.36: Revisión de diseño viga VC5

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 11.50$	219.93	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0018	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 21.50$	595.26	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	300.00	100.00	Si
	$S \leq d/4$	370.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 21.50$	$0.5\phi V_c = 61.43$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	655.26	624.90	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			5.23%	
Cortante			3.61%	

Fuente: Elaboración Propia

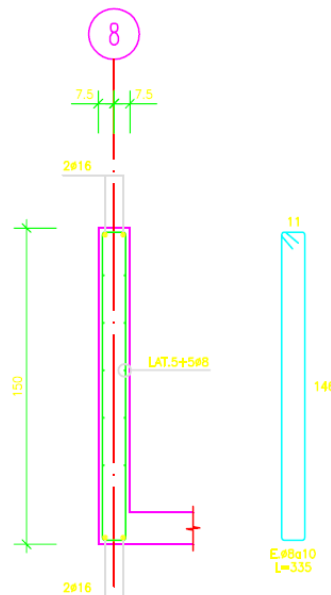


Figura B.36: Sección transversal Viga VC5
Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC6**

Tabla B.37: Revisión de diseño viga VC6

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 26.20$	90.30	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0013	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 43.50$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 43.50$	$0.5 \phi V_c = 48.98$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			26.38%	
Cortante			15.12%	

Fuente: Elaboración Propia

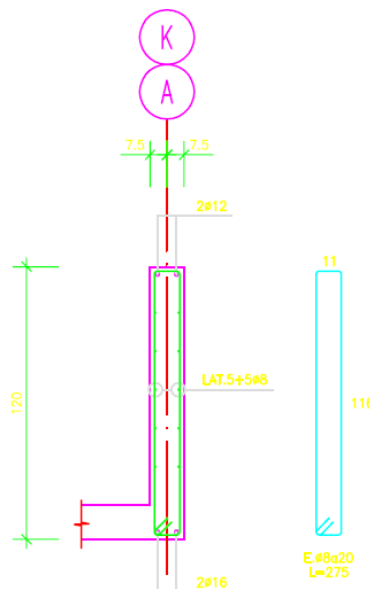


Figura B.37: Sección transversal Viga VC6
Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC7**

Tabla B.38: Revisión de diseño viga VC7

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 45.50$	99.30	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0013	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito si el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 61.50$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 61.50$	$0.5\phi V_c = 48.98$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	19.81	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	25.00		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			45.82%	
Cortante			21.37%	

Fuente: Elaboración Propia

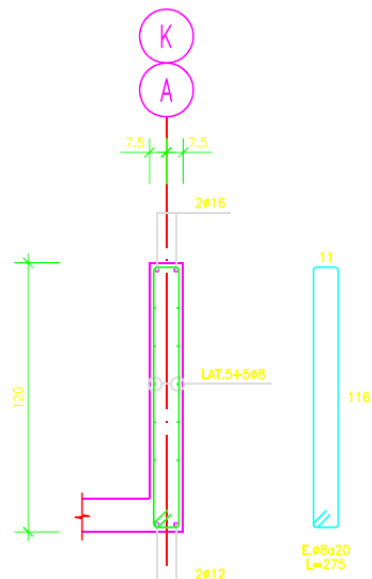


Figura B.38: Sección transversal Viga VC7

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC8**

Tabla B.39: Revisión de diseño viga VC8

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 37.20$	99.30	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0013	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 43.00$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 43.00$	$0.5\phi V_c = 48.98$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			37.46%	
Cortante			14.94%	

Fuente: Elaboración Propia

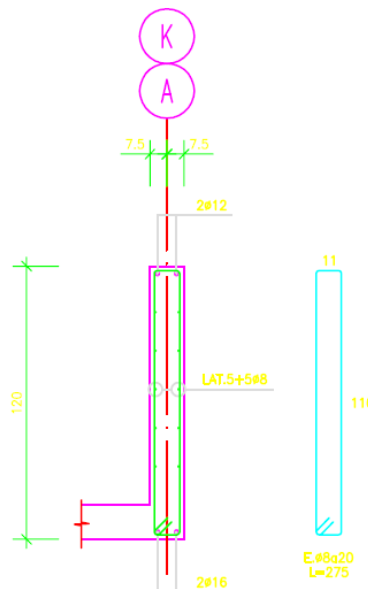


Figura B.39: Sección transversal Viga VC8
Fuente: Adaptado de plano original

• **Viga VC9**

Tabla B.40: Revisión de diseño viga VC9

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 32.80$	267.97	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0035	Si
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		Si
Cuantía máxima	0.025			Si
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 54.00$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 54.00$	$0.5\phi V_c = 48.98$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	19.81	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	25.00		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			12.24%	
Cortante			18.77%	

Fuente: Elaboración Propia

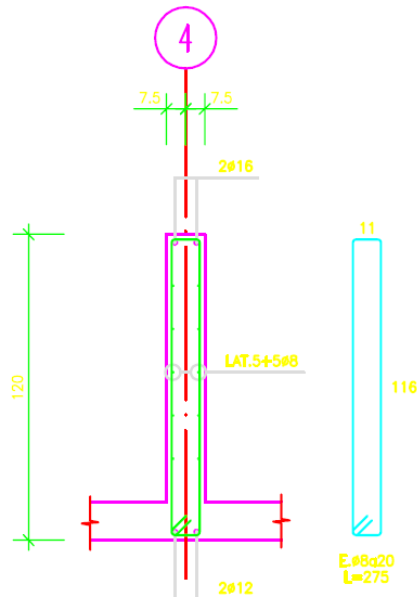


Figura B.40: Sección transversal Viga VC9

Fuente: Adaptado de plano original

• **Viga VC10**

Tabla B.41: Revisión de diseño viga VC10

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 29.80$	174.33	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0023	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito si el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 95.00$	287.76	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	600.00	200.00	Si
	$S \leq d/4$	590.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 95.00$	$0.5\phi V_c = 48.98$	Si, verificar acero mínimo
	$A_s \geq 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{f_y}$	19.81	100.53	Si
	$A_s \geq 0.35 \frac{b \cdot S}{f_y}$	25.00		Si
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	522.43	249.12	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			17.09%	
Cortante			33.01%	

Fuente: Elaboración Propia

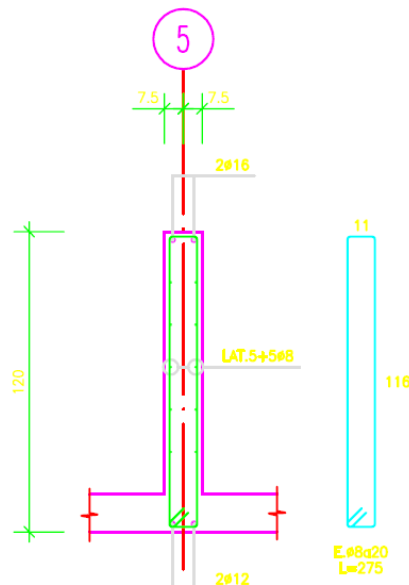


Figura B.41: Sección transversal Viga VC10

Fuente: Adaptado de plano original

- **Viga VC11**

Tabla B.42: Revisión de diseño viga VC11

Revisión a Flexión				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Momento nominal negativo [KN*m]	$M_u \leq \phi M_n$	$M_u = 26.20$	219.93	Si
Cuantía mínima	$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$	0.0033	0.0018	No*
	$\rho \geq 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00267		No*
Cuantía máxima	0.025			Si
*Si no cumple con la cuantía mínima, se permite ignorar el requisito sí el acero colocado es mayor en un tercio al acero requerido por análisis (ver nivel de utilización para momento). 9.6.1.3 - ACI-318 -14				
Revisión a Corte				
Parámetros			Valor viga	¿Cumple?
Corte nominal [KN]	$V_u \leq \phi V_n$	$V_u = 34.10$	439.03	Si
Separación de estribos [mm]	$S \leq 300$	300.00	150.00	Si
	$S \leq d/4$	370.00		Si
Acero mínimo de estribos [mm ²]	$V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ [KN]	$V_u = 34.10$	$0.5\phi V_c = 61.43$	No No es necesario verificar acero mínimo
Corte máximo [KN]	$V_s \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	655.26	416.60	Si
Niveles de Utilización				
Parámetro			Nivel de Utilización (D/C)	
Momento			11.91%	
Cortante			7.77%	

Fuente: Elaboración Propia

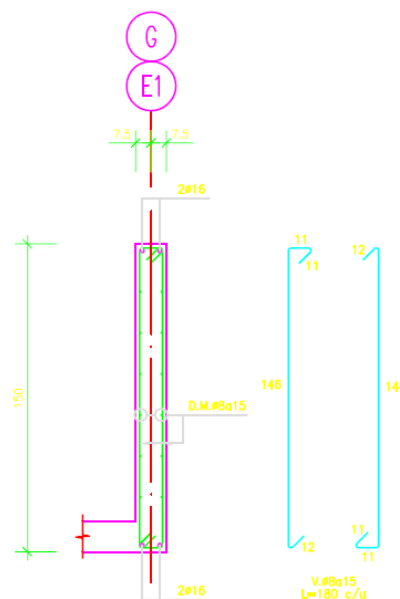


Figura B.42: Sección transversal Viga VC11
Fuente: Adaptado de plano original

ANEXO C: Procedimiento para el desarrollar Análisis No Lineal Estáticos a través del Programa ETABS

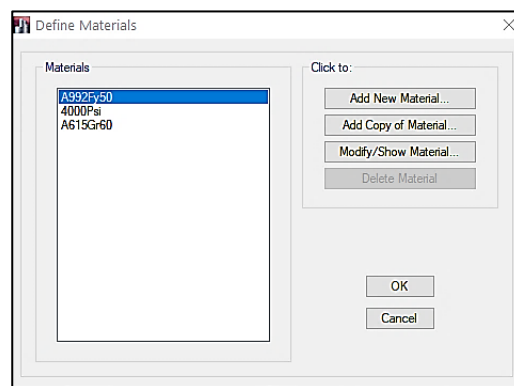
Para desarrollar el modelo computacional para el análisis no lineal estático o pushover presentado en el Capítulo 5 se utilizó el software comercial de análisis estructural ETABS v.17.0.1, que es una herramienta computacional muy utilizada en las oficinas de cálculo por su potencial para el análisis y diseño orientado a edificios, presentando múltiples opciones de modelación de materiales, elementos estructurales y tipos de análisis, además de contar con una interfaz gráfica que permite visualizar e interpretar de forma rápida los resultados.

A continuación, se presenta el procedimiento para llevar a cabo el análisis pushover en ETABS v.17.0.1, tomando como base el “*Procedimiento para análisis no lineal estático en ETABS*” descrito por Suquillo (2017) con algunas modificaciones:

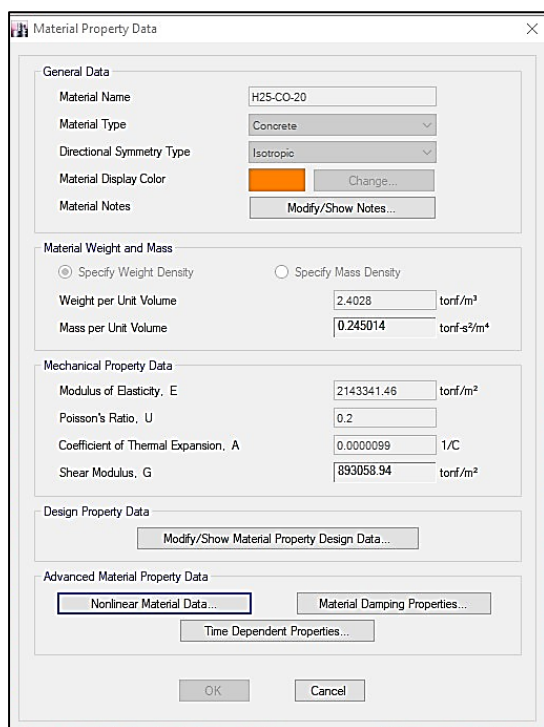
1. Definir las propiedades de los materiales: El paso inicial es definir las propiedades elásticas y no lineales de los materiales involucrados en nuestro modelo. Se deben definir las propiedades de todos los materiales involucrados. Los pasos por seguir son:

- Hacer clic en “*Define*” en la barra de comandos,
- En el menú desplegado hacer clic en “*Material Properties*”.
- En la ventana emergente en el extremo derecho hacer clic en “*Add New material*” (ver figura C.1.a).
- En la ventana “*Material Properties*” (ver figura C.1.b) llenar los datos generales del material (nombre, tipo, densidad, color de visualización, densidad) y las propiedades elásticas (módulo de elasticidad, relación de Poisson)
- En la parte baja de la ventana hacer clic en “*Nonlinear Material Data*” para definir las propiedades no lineales del material.
- En la ventana “*Nonlinear Material*” (ver figura C.1.c) se tiene la opción de ingresar los datos de la curva tensión- deformación del material de forma manual, a través de algunos puntos de esta curva o utilizando curvas ya establecidas por el programa.

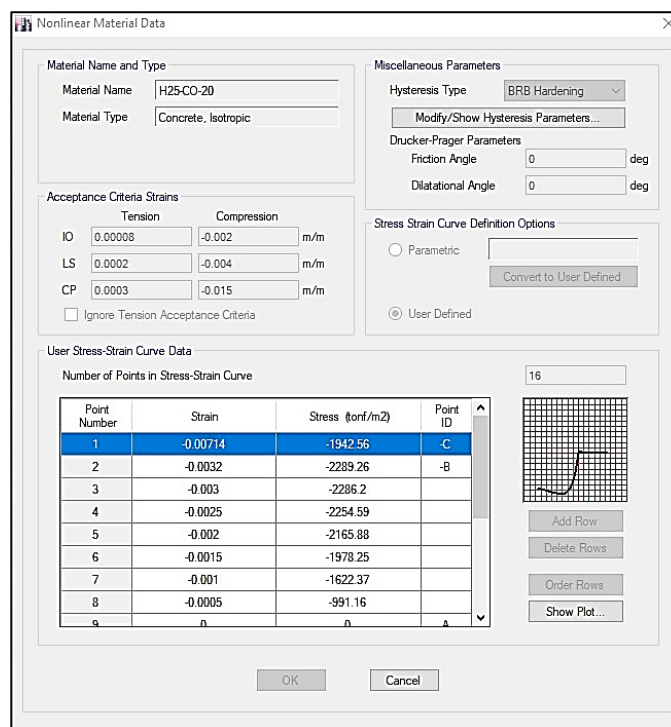
En el caso del concreto se debe crear dos materiales, uno para el concreto confinado y otro para el no confinado.



a. Ventana para la creación, copia, modificación y eliminación de materiales



b. Ventana de definición de propiedades generales



c. Ventana de definición de Propiedades no lineales

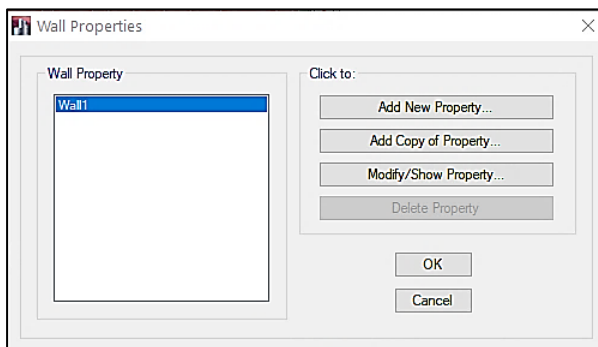
Figura C.1: Definición de propiedades de los materiales

Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1

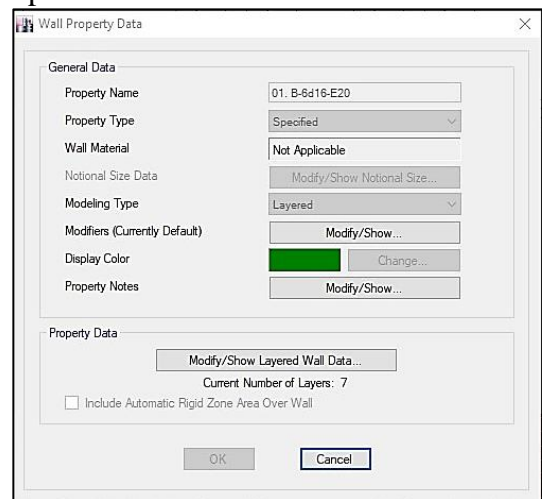
2. **Definir las secciones de muros:** una vez definidos los materiales se procede a crear los elementos necesarios para capturar el comportamiento no lineal de la estructura. Como los elementos que tomaran el mayor porcentaje de carga y deformación en la estructura son los muros, se brindan los pasos para definir los elementos tipo “*shell layered*”:

- Hacer clic en “*Define*” en la barra de comandos,
- En el menú desplegado hacer clic en “*Section Properties*”.
- En el submenú desplegado hacer clic en “*Wall Sections*”.
- En la ventana emergente en el extremo derecho hacer clic en “*Add New Property*” (ver figura C.2.a)
- En la ventana “*Wall Property Data*” (ver figura C.2.b) definir el nombre del elemento y elegir “*Layered*” como el “*modeling Type*” (tipo de modelamiento).
- En la parte baja de la ventana hacer clic en “*Modify/Show Layered Wall Data*” para definir las propiedades de las capas que conforman el elemento.
- En la ventana “*Modify/Show Layered Wall Data*” (ver figura C.2.c) se deben ingresar los datos de cada una de las capas que conforman el elemento, estos datos son:
 - Nombre de la capa
 - Distancia del centro de la capa, medida desde el centro de la sección
 - Espesor de la capa, que en el caso del acero debe ser calculado a partir de la cuantía colocada en elemento según su tipo (refuerzo principal, mallas). No es relevante considerar el traslape de las capas de acero entre sí y con el concreto, porque son valores muy pequeños en comparación con el espesor del concreto.
 - Tipo de modelamiento mecánico de la capa, shell, membrane o plate. Para el concreto se eligió un comportamiento tipo shell, para que trabaje bajo cargas axiales y de flexión, y para el acero tipo membrana para que trabaje únicamente ante cargas axiales.
 - El número de puntos de integración.
 - El material que compone la capa.

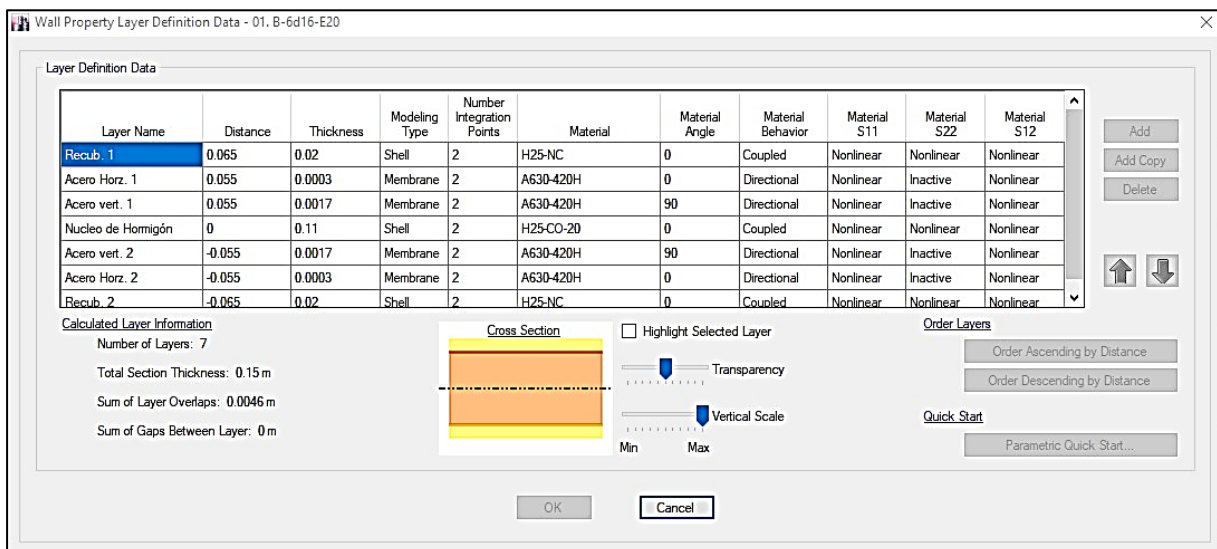
- El ángulo del eje axial de la capa con respecto al eje longitudinal del elemento. Se utiliza un ángulo de 0° para todas las capas, excepto para las barras verticales que se usa un ángulo de 90° .
- El comportamiento del material. Para el concreto se utiliza el comportamiento “*Coupled*” lo que significa que utiliza el modelo de Darwin Pecknold modificado, esta opción es propia del ETABS y es con el fin de que el elemento considere fisuración. Para el acero se utiliza el comportamiento “*Directional*” que es el comportamiento básico establecido por el ETABS.
- Comportamiento de los esfuerzos S_{11} , S_{22} y S_{12} (lineal, no lineal o inactivo). Para el concreto los tres esfuerzos se fijan como “*Nonlinear*” pero para el acero se fija como “*Inactive*” solo el esfuerzo S_{22} , debido a que no se considera que trabaje en esa dirección, solo longitudinal y a corte.
- Podemos agregar las capas necesarias, copiarlas y eliminarlas y cambiar su posición con los botones a la derecha de la ventana
- En la parte inferior se nos muestra un esquema de la disposición de las capas dentro de la sección y también alguna información generada de forma automática (número de capas, espesor de la sección, suma de traslapos y de espacios entre capas).



a. Ventana de creación, copia, modificación y eliminación



b. Ventana de definición de Propiedades generales



c. Ventana de definición de propiedades de las capas.

Figura C.2: Definición de propiedades de los elementos - muros
Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1

3. Dibujar la estructura a modelar, en el caso de que sea un modelo nuevo. En el caso de que la estructura estuviese previamente dibujada con elementos lineales, se asignan las secciones no lineales definidas en el paso anterior. En ambos casos se debe definir el número de elementos finitos de una manera balanceada y dependiendo del nivel de detalle que se necesite.
4. **Definir los “Load Patterns”:** para las cargas gravitacionales (vivas y muertas) y para cada dirección de análisis se debe definir un “Load Pattern” para ser usados en los casos de carga y para aplicar las cargas laterales en cada piso. Para definirlos se deben realizar los siguientes pasos:
 - Hacer clic en “Define” en la barra de comandos.
 - En el menú desplegado hacer clic en “Load Patterns”.
 - En la ventana “Define Load Patterns” (ver figura C.3) se deben definir los siguientes datos:
 - **Load** – corresponde al identificador o nombre de la carga asociada al “Load Pattern”.
 - **Type** – corresponde al tipo de la carga asociada según lo dispuesto por ETABS (muerta, viva, de techo, viento, sismo, etc.). Para las cargas laterales se definen como “Other”, ya que no encajan en ningún tipo presentado en la lista.
 - **Self-Weight Multiplier** – indica a cuál “Load Pattern” se le asociará el peso propio de la estructura, por lo general se utiliza el mismo load pattern para la carga muerta y el peso propio.
 - **Auto Lateral Load** – Esta columna solo se activará si se utiliza un tipo de carga asociada a cargas laterales predefinidas en ETABS (viento, sismos, etc.)
 - Una vez que se han llenado todos los campos en la primera fila de la tabla, en el extremo derecho de la ventana se hace clic en “Add New Load”.

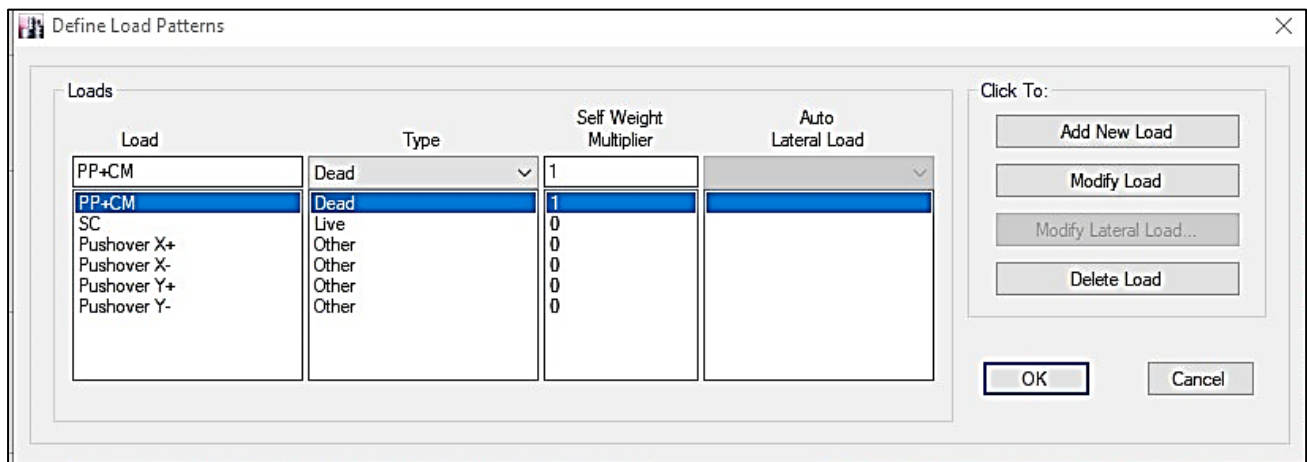


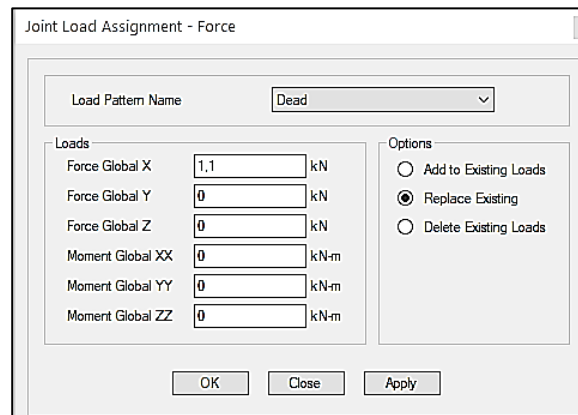
Figura C.3: Definición de Load Patterns
Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1

5. Definir y aplicar el patrón de carga lateral, que será aplicado a la estructura, a través de la distribución del cortante por piso obtenido de un análisis modal espectral, correspondiente al primer modo de vibración de la estructura.

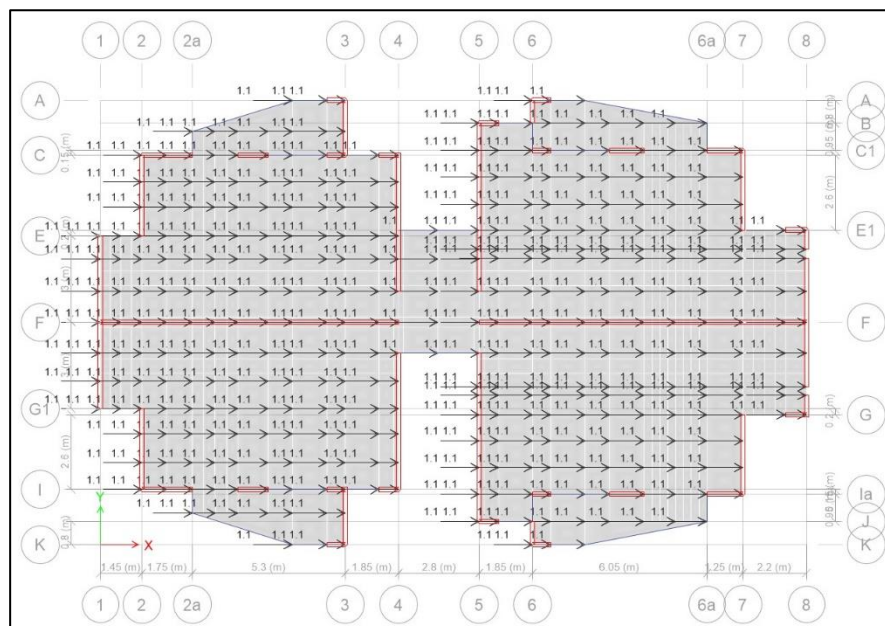
Sí la estructura es regular en planta, la carga lateral por piso se puede aplicar en su totalidad en el centro de masa del piso, pero en el caso de que la planta del edificio sea irregular, alternativamente se puede dividir la carga por nivel entre el número total de nodos que conforman la losa de piso y el valor de la resultante se aplica a cada uno de los nodos. Este procedimiento es efectivo si el mallado de la losa está distribuido uniformemente.

Para ambos casos el procedimiento de aplicación de la carga en los nodos es el siguiente:

- Seleccionar el nodo o los nodos a los cuales se les aplicará carga lateral.
- Hacer clic en “Assign” en la barra de comandos,
- En el menú desplegado hacer clic en “Joint Loads”.
- En el submenú desplegado hacer clic en “Force”.
- En la ventana “Joint Load Assignment - Force” (ver figura C.4.a) se deben definir los datos de la carga a aplicar:
 - **Load Pattern Name** – corresponden al load pattern de las cargas laterales según la dirección de análisis.
 - **Load** – En la casilla correspondiente a la dirección de análisis (X o Y) se indica el valor de la carga que será aplicada al nodo.
 - **Options** – Se selecciona que acción realizar, agregar, reemplazar o borrar la carga del nodo.
- Hacer clic en “Apply” y verificar que la carga aparece representada en la planta aplicada a los nodos seleccionados (ver figura C.4.b).



a. Ventana de asignación de fuerzas a los nodos



b. Esquema de carga distribuida en la losa

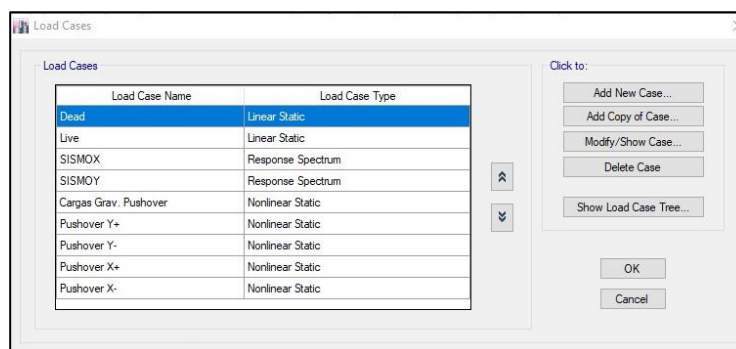
Figura C.4: Aplicación de fuerza lateral a la estructura
Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1

6. **Definir los “Load Cases”:** Los casos de cargas o “Load Cases” definen como las cargas son aplicadas a la estructura, como esta responderá y como el análisis será desarrollado, además nos permite obtener resultados del programa. Para definir los “Load Cases” para desarrollar un análisis pushover es necesario seguir estos pasos:

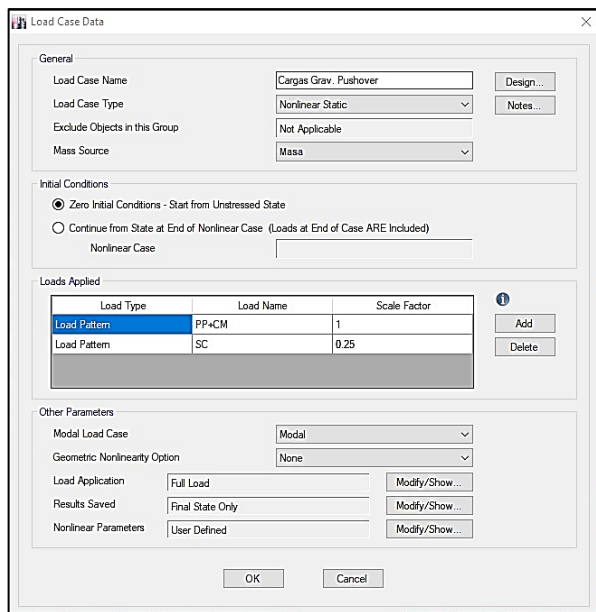
- Hacer clic en “Define” en la barra de comandos,
- En el menú desplegado hacer clic en “Load Cases”.
- En la ventana emergente en el extremo derecho hacer clic en “Add New Cases” (ver figura C.5.a).
- En la ventana “Load Case Data” (ver figura C.5.b) para cada caso se debe definir:
 - Nombre del caso (“Load Case Name”)
 - Tipo de caso (“Load Case Type”), para todos los casos se debe seleccionar “Nonlinear Static”
 - Masa sísmica (“Mass Source”), la misma masa utilizada en el análisis modal - espectral según la normativa. La masa sísmica se debe definir con anterioridad.
 - Condiciones iniciales (“Initial conditions”), se debe definir si el análisis se iniciará con la estructura descargada o desde las condiciones dadas por otro Nonlinear Load Case previamente definido.
 - Cargas aplicadas (“Load Applied”), se seleccionan las cargas que se aplicarán en el caso. Se selecciona “Load Pattern” en la columna “Load Type”, en la columna “Load Name” el nombre del “Load Pattern” que se aplicará en el caso y finalmente el “Scale Factor” que indica el aporte del Load Pattern al caso.
 - Otros parámetros (“Other Parameters”), aquí definen los parámetros para el análisis del caso:
 - “Modal Load Case”, establece el caso modal que se utilizará en el análisis.
 - “Geometric Nonlinearity Option”, ese define si se considera efectos P-Delta. Para todos los casos se selecciona “None”.
 - “Load Application” (ver figura C.5.c), establece como será aplicada la carga, si por la aplicación de toda la carga, “Full Load”, o por control de desplazamientos, “Displacement Control”. En esta última opción se debe definir la magnitud, dirección y ubicación dentro de la estructura del desplazamiento objetivo, acorde a la normativa.
 - “Results Saved” (ver figura C.5.d), establece la forma en que se guardarán los resultados del análisis Pushover para el Load Case. Se puede definir que solo se guarde el estado final o varios estados de carga, indicando el número de estados mínimos y máximos que se deben guardar.
 - “Nonlinear Parameters” (ver figura C.5.e), estos parámetros son los que controlan la convergencia y por lo tanto el tiempo del análisis. Se deben calibrar para obtener la precisión y eficiencia requerida según la estructura.

Para realizar el análisis Pushover se requiere definir dos Load Case como mínimo: cargas gravitacionales y la aplicación de la fuerza lateral hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. A continuación, se describen los parámetros que se deben definir para cada uno:

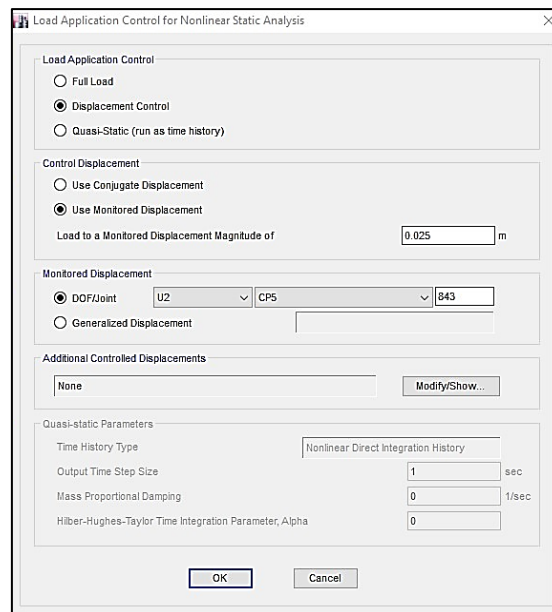
- **Cargas Gravitacionales:** Según la normativa estas deben ser aplicadas previo a la aplicación de la carga lateral. Los parámetros que se deben definir para este caso son (ver figura C.5.b):
 - Load Case Type: “Nonlinear Static”
 - Initial condition: “Zero initial Conditions”
 - Load Applied: Los Load Patterns definidos para carga muerta, peso propio y carga viva, con el factor según lo establece la normativa
 - Load Application: “Full Load” en la opción de “Load Application Control”.
 - Results Saved: “Final State Only”, para solo guardar el estado de la estructura cuando se ha terminado de aplicar toda la carga.



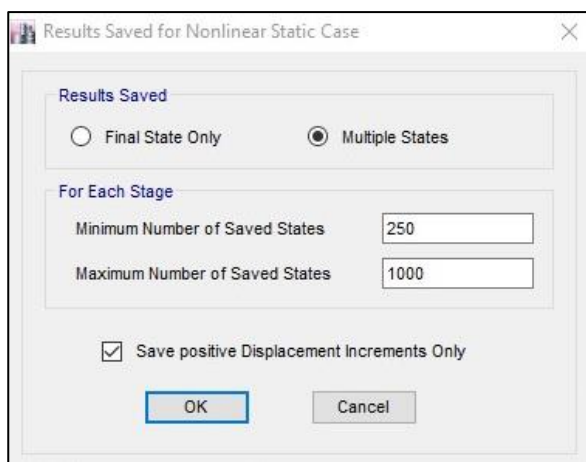
a. Ventana de creación, copia, modificación y eliminación de casos



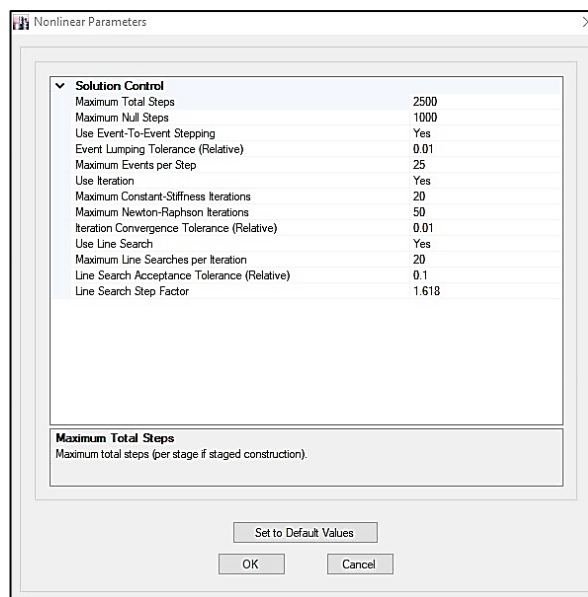
b. Ventana de definición de datos del caso de carga



c. Ventana configuración de aplicación de carga



d. Ventana de configuración de guardado de datos



e. Ventana configuración de parámetros de convergencia

Figura C.5: Definición de casos de carga
Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1

- **Cargas Laterales:** Se deben definir un caso para cada una de las direcciones de análisis (X+, X-, Y+ y Y-). Los parámetros que se deben definir para estos casos son (ver figura C.6):
 - Load Case Type: “*Nonlinear Static*”
 - Initial condition: “*Continue from State at End of Nonlinear Case*”, el caso previo debe ser el caso de las cargas gravitacionales.
 - Load Applied: el Load Patterns definido para la carga lateral en la dirección de análisis, con factor 1.
 - Load Application (ver figura C.5.c): Para todas las cargas laterales se debe seleccionar la opción “*Displacement Control*” en la opción de “*Load Application Control*”. Esto despliega las opciones para definir:
 - “*Control Displacement*”: Se debe elegir la opción “*Use Monitored Displacement*”
 - Se debe indicar la magnitud del desplazamiento objetivo, definido según lo dispuesto en ACHISINA (2017).
 - “*Monitored Displacement*”: En esta opción se establece el punto dentro de la estructura donde se medirá el desplazamiento objetivo, definiéndose la dirección del desplazamiento (concordante con la dirección de análisis), piso y número de nodo donde se medirá el desplazamiento.
 - Results Saved: Se deben establecer lo siguiente (ver figura C.5.d):
 - Results Saved: “*Multiple States*”
 - El número mínimo y máximo de etapas a guardar deben ser establecido según la precisión que se desee de los resultados.
 - Se debe seleccionar la opción de “*Save positive Displacement Increments Only*”.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Pushover Y+	1

Figura C.6: Datos de caso de cargas laterales
Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1

7. Una vez cumplidos los pasos anteriores para todas las direcciones de análisis, se procede a iniciar el análisis. La duración del análisis depende de los parámetros de convergencia establecidos para los casos de carga.

8. Una vez finalizado el análisis se pueden visualizar los resultados, siendo el más importante la curva de capacidad. Para ver la curva se debe:
- Hacer clic en “Display” en la barra de comandos,
 - En el menú desplegado hacer clic en “Static Pushover Curve”.
 - En la ventana emergente se puede configurar los parámetros de visualización de la curva Pushover, según nuestras necesidades (ver figura C.7):

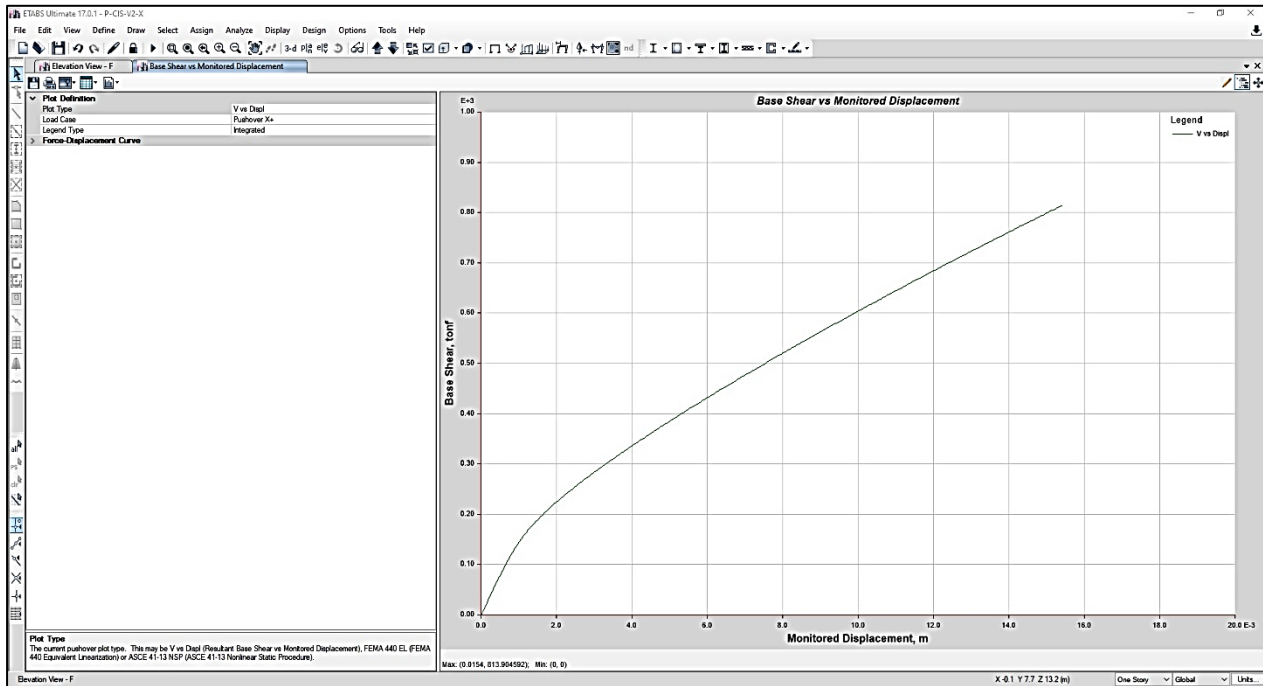


Figura C.7: Curva de capacidad de la estructura
Fuente: Captura del Programa ETABS v 17.0.1